

# Tu nel

č. 2  
2009

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





## Vážení čtenáři a čtenářky časopisu Tunel!

Členem redakční rady časopisu Tunel, jehož druhé číslo 2009 dostáváte do rukou, jsem se stal v roce 1997. V té době jsme při jednáních redakční rady bilancovali, která podzemní díla se připravují, která již jdou do výstavby, popřípadě která se dokončují a jestli jsme o nich čtenáře informovali. V případě, že jsme o nich v Tunelu neinformovali, řešili jsme, kdo ze členů redakční rady zařídí, to je obrátí se na projektanta, investora nebo dodavatele, aby článek vznikl. Protože to byl někdy problém, zařazovali jsme o některých podzemních dílech alespoň fotoreportáže z výstavby nebo z dokončení stavby.

V průběhu let jsme s potěšením sledovali, jak roste zájem techniků a firem o uveřejnění informací o nových podzemních stavbách. Postupně nastává situace, kdy zájem o publikování převyšuje možnosti časopisu a je nutné připravené články přesouvat do vydání dalšího čísla časopisu anebo je i odmítnout. Další pozitivní změny, ke kterým v průběhu let došlo, se týkají nárůstu počtu článků o stavbách, které české firmy provádějí v zahraničí, a nověji přibývají i články od zahraničních autorů. Toto číslo, které je věnované firmám HOCHTIEF a BASF, je toho dokladem.

Firma HOCHTIEF CZ, jejímž jediným vlastníkem je nadnárodní stavební holding HOCHTIEF AG, prezentuje v tomto čísle čtyři články. Ty svědčí o skutečnosti, že pracovníci firmy HOCHTIEF CZ spolupracují s firemními pobočkami v Evropě a zámoří.

Firma BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o., zabezpečuje především prodej výrobků BASF SE, jakož i jejich některých dceřiných společností. BASF SE je globálně fungující chemická společnost. Těžiště její činnosti se nachází v Evropě. Články, prezentované v tomto čísle časopisu, uvádějí příklady vhodného využití firemních výrobků na konkrétních stavebních dílech.

Myslím si, že se podařilo vytvořit časopis, který je na vysoké úrovni a který dobře informuje odbornou veřejnost o dění týkajícím se podzemních staveb. Ale měli bychom postoupit dál. Tak jak Slovenská tunelová asociace vede kampaň pod heslem „Tunely jsou potřebné“, měli bychom programově připravovat podklady pro celostátní i regionální deníky a časopisy k informování široké veřejnosti. Že je o podzemní stavby zájem, svědčí „dny otevřených dveří“, které se podaří zatím ojedinele, pro některé podzemní stavby, čas od času uspořádat. V případě Přecherčpávací vodní elektrárny Dlouhé Stráně, kde je možnost se ke zpoplatněné prohlídce tohoto ojedinelého díla celoročně dopředu přihlásit, je zájem veřejnosti ohromující. Jedná se o padesát až šedesát tisíc návštěvníků za rok. Zbývá nám jen „drobnost“: Vytvořit podmínky pro to, aby deníky a časopisy měly větší zájem poskytnuté informace o účelu a přínosu připravovaných podzemních staveb ve větším rozsahu zveřejňovat.

Na závěr bych chtěl čtenářům poděkovat za přízeň, kterou časopisu Tunel věnujete.

**ING. VÁCLAV TORNER**  
člen redakční rady

## Dear readers of TUNEL,

I became a member of the Editorial Board of TUNEL, the last issue of which you are just reading, in 1997. At that time, the editorial board meetings summarised data on the underground workings which were under preparation, ready for commencing or being completed and enquired whether the readers had been informed about them. In the case that the information had not been published in TUNEL, we negotiated which of the members of the editorial board would arrange the origination of an article, addressing the respective designer, owner or contractor. Since this task sometimes posed a problem, we informed about some underground construction projects at least by means of picture reports from the construction or completion of the works.

We have been pleased to see the growing interest of technicians and companies in publishing information on new underground construction projects. In the situation which has gradually developed, the interest in publishing exceeds the capacity of the magazine, therefore it is necessary to transfer articles prepared for publishing to the following magazine issue or even turn them down. Other positive changes which have taken place during the course of time are associated with the increasing number of articles on construction projects being implemented by Czech companies abroad and, newly, articles by foreign authors. This TUNEL issue, which is dedicated to HOCHTIEF and BASF, is a proof of that.

HOCHTIEF CZ, which is solely owned by a multinational construction holding company HOCHTIEF AG, has presented four articles in this issue. They are a proof of the fact that HOCHTIEF CZ employees collaborate with company branches in Europe and overseas.

The main activity of BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o. is selling products of BASF SE and some other branches of this company. BASF SE is a globally operating chemical company. Its activities are focused on Europe. The articles which are published in this issue present examples of the appropriate use of the company products in specific construction projects.

I suppose that jointly we managed to create a high-level magazine which keeps the professional public well informed about activities in the field of underground engineering. Nevertheless, we should proceed further. Similar to the Slovak Tunnelling Association, which is conducting a campaign under the slogan "Tunnels are needed", we should prepare details for national and regional daily papers and magazines suitable for relaying to the general public. The interest in underground constructions exists. The Doors Open Days which we have from time to time managed to organise for some underground constructions provide evidence for this statement. In the case of the Dlouhé Stráně pumped storage power station, where it is possible to get registered for a paid visit in advance, during the whole year, the public interest is amazing. They have fifty to sixty thousand visitors every year there. Only one 'petty task' remains to be solved: It is necessary to create conditions in which daily papers and magazines would be more interested in publishing to a greater extent the information provided by us on the purpose and benefits of underground constructions under preparation.

To conclude, I would like to thank our readers for the favourable attitude toward our TUNEL.

**ING. VÁCLAV TORNER**  
Member of Editorial Board





### **VÁŽENÉ DÁMY A VÁŽENÍ PÁNOVÉ,**

část vydání časopisu Tunel, které právě držíte v ruce, je věnována prezentaci stavební společnosti HOCHTIEF.

Články, které jsme připravili, vás provedou po celém světě. Začneme v Praze – ve Sliveneckém tunelu – pilotním projektu akciové společnosti HOCHTIEF CZ v segmentu dopravní infrastruktury. V roce 2006 jsme vstoupili do oboru v oblasti provádění tunelů a mostů právě zakázkou silničního okruhu kolem Prahy v úseku 514 Lahovice–Sliveneč.

V českém prostředí můžeme být považováni v oboru „podzemního“ stavitelství za nováčky, ale rozhodně jimi nejsme ve světovém měřítku. Svědčí o tom 125 let stavitelské historie naší německé mateřské společnosti HOCHTIEF v pozemních stavbách. Z projektů německých kolegů uvedu dva příklady: Gotthardský tunel – 57 kilometrů dlouhý železniční tunel mezi Švýcarskem a Itálií a most přes Bosporský průplav propojující obyvatele dvou kontinentů – Evropy a Asie.

Proto se v dalších příspěvcích přesouváme do světa na významné stavby prováděné mateřskou společností HOCHTIEF Construction. Dva z příspěvků se věnují v zahraničí běžně používané technologii ražeb pomocí velkoprofilových TBM. Na první realizaci domácí česká tunelářská obec netrpělivě čeká, ta se již připravuje na plánovanou trasu pražského metra VA.

To, že naše společnost dostala příležitost ukázat své schopnosti i v České republice na projektu „pětsetčtrnáctky“ – tunelu a mostu mezi Radotínem a Lochkovem, je pro nás velkou motivací. Vnímám to i jako potvrzení umu, znalostí a kvalit našich zaměstnanců. Řada z nás – řidičů – ocení „pětsetčtrnáctku“ až ve chvíli, kdy drahocenný čas, strávený v dopravní zácpě na barrandovském kopci či jižní spojnici, využije efektivnějším způsobem.

Věřím, že i členství v České tunelářské asociaci ITA-AITES přinese našim zaměstnancům nejen výměnu zkušeností s předními kapacitami v tunelářském oboru, ale i příležitosti předvést náš stavbařský um.

Na závěr chci popřát České tunelářské asociaci mnoho kvalitních a podnětných setkání spojených s doprovodnými odbornými aktivitami. Doufám, že při čtení aktuálního vydání časopisu Tunel získáte mnoho zajímavých informací.

### **DEAR LADIES AND GENTLEMEN,**

a part of the TUNEL issue you are just reading is dedicated to presentation of the HOCHTIEF company.

The articles we prepared will take you through the whole world. We will start in Prague – the Sliveneč tunnel, which has been a pilot project for HOCHTIEF CZ joint-stock company within the segment of traffic infrastructure. We entered the field of tunnel and bridge construction in 2006, through the contract for construction lot 514 of the Prague City Ring Road Project, i.e. the Lahovice – Sliveneč section.

We may be considered beginners in the field of underground construction in the Czech Republic, although, this is certainly not the case on a worldwide scale. The proof is the 125-year history of constructing underground structures by HOCHTIEF, our Germany-based parent company. I can mention two examples of projects accomplished by our German colleagues: the 57km long Gotthard railway tunnel between Switzerland and Italy, and the bridge over the Bosphorus strait, connecting people from two continents – Europe and Asia.

This is why we are moving, in other articles, to the world, focusing on important construction projects being implemented by our parent company, HOCHTIEF Construction. Two of the contributions deal with the application of large-profile TBMs, which has been commonplace abroad. The first domestic application has been impatiently awaited by the Czech tunnelling community. It is under preparation for the planned line V.A of Prague metro.

The fact that our company was offered the opportunity to prove its ability also in the Czech Republic, through the construction lot 514 structures, i.e. the tunnel and bridge between Radotín and Lochkov, means strong motivation for us. I even perceive it as the confirmation of the skill, knowledge and qualities of our employees. Many of us – drivers – will appreciate the “Five Hundred Fourteen” only at the moment when we are able to use the precious time spent in traffic jam on Barrandov Hill or the Southern Link Road by a more effective way.

I believe that our membership in the ITA-AITES Czech Tunnelling Association will not only allow our employees to exchange experience with prominent experts in the field of tunnelling, but also give us an opportunity to demonstrate our construction skills.

To conclude, I wish the Czech Tunnelling Association many quality and inspiring meetings combined with attending professional activities. I believe that you will find lots of interesting information while reading the topical issue of TUNEL.

**TOMÁŠ BÍLEK**

*předseda představenstva a generální ředitel HOCHTIEF CZ, a. s.  
Chairman of Board of Directors and CEO HOCHTIEF CZ a. s.*



## VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL!

BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o., je sto procentní dceřinou společností akciové společnosti BASF SE, sídlící v německém Ludwigshafenu. BASF jako největší chemická společnost na světě dodává širokou škálu produktů od chemikálií, plastů, přes příslušenství, zemědělské výrobky a čisté chemikálie až po ropu a zemní plyn. Ke konci roku 2008 měla společnost BASF více než 96 000 zaměstnanců a v loňském roce dosáhla obrátu přes 62 miliard eur.

Historické kořeny společnosti BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o., na trhu stavební chemie a speciálních stavebních technologií spadají do počátku devadesátých let 20. století, kdy na českém trhu začala působit firma PCI. V několika krocích firma zvětšovala výrobové i značkové portfolio a v roce 2001 se stala členem mezinárodního koncernu Degussa Construction Chemicals. V létě 2006 byla úspěšně uzavřena akvizice společnosti Degussa Construction Chemicals koncernem BASF. Společnost se tak stala oficiálním členem skupiny BASF Group a od září 2006 působí na trhu pod názvem BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o.

V roce 1992 byla ještě pod hlavičkou společnosti MBT založena specializovaná divize pro podzemní stavby s hlavním sídlem ve švýcarském Curychu. Dnes se zde nachází zázemí špičkového vývojového centra nových produktů a některé výrobní kapacity.

Českým a slovenským tunelářům jsou od roku 1996 dobře známé produkty se značkou Meyco. Meyco oslavilo v roce 2007 výročí 50 let od svého založení. V roce 1957 byl totiž vyvinut stříkací stroj Meyco GM57, vlastně první sériově vyráběný rotorový stroj na aplikaci stříkaného betonu suchou cestou. Dalším vývojovým milníkem značky Meyco pak bylo vyrobení prvního stroje na stříkání betonu mokrou cestou. Stroj Meyco Suprema je dodnes vyráběn a dodáván na stavby po celém světě. Na tunelových stavbách v našich končinách se můžete dnes a denně setkávat s osvědčenými stříkacími stroji Meyco Potenza.

Pod značkou Meyco se však nedodávají jen stříkací stroje. Značka Meyco označuje také komplexní sortiment produktů pro podzemní stavby. Jsou to především přísady pro stříkané betony. Poprvé byly použity v SR například na stavbu průzkumné štolý tunelu Višňové, v ČR potom třeba při stavbě Hněvkovského tunelu a tunelů na pražském velkém okruhu na stavbách SOKP 513 a SOKP 514. Z velkých zahraničních projektů nelze nezmínit železniční tunely Lötschberg a Gotthard, kde je BASF hlavním dodavatelem přísad do betonu.

Vzhledem k nedávným požárům v tunelech, kterým se dostalo značné pozornosti médií, a následným škodám na jejich stavebním ostění vyvinula společnost BASF pro účinnou ochranu železobetonového ostění tunelů před účinky požáru a zvýšených teplot produkt Meyco Fireshield 1350. Tuto nástříkanou aplikovanou tepelnou bariéru na bázi cementu s jedinečnými vlastnostmi lze nanášet pomocí robotických systémů Meyco Logica s velmi značnou produktivitou, stejnoměrným povrchem a řízenou tloušťkou vrstvy. Jedna z prvních velkých aplikací tohoto systému byla realizována na silničním tunelu pod centrem švédského Stockholmu. A z posledních aplikací například již zmíněný tunel Gotthard, kde byl tento materiál použit u křížení tunelů.

Dalším z nových materiálů, kterým se revolučním způsobem mění způsob výstavby tunelů nejen v zahraničí, ale i u nás, je stříkaná hydroizolační membrána Masterseal 345. První použití této technologie spadá do roku 1998, kdy byla stříkaná hydroizolace použita při výstavbě vodní elektrárny Machadinho v Brazílii. V roce 2005 byl tento moderní rychlý a spolehlivý způsob hydroizolace použit i při výstavbě pražského metra IV C2. Největšími doposud realizovanými projekty byly podmorský tunel o délce 6 km mezi Faerskými ostrovy a v současnosti stavební dálniční tunel Hindhead nedaleko Londýna.

Od roku 1994 jsou pod značkou Meyco nabízeny i injektážní hmoty. V současné době již BASF nabízí spektrum injektážních produktů. Na tunelových stavbách jsou používány ke stabilizaci horniny a zastavení prsaků výrobky na bázi mikrocementů, koloidní siliky, polyuretanů, akrylových gelů anebo organiko-minerálních pryskyřice. Ve velmi složitých geologických podmínkách by se jen těžko podařilo prorazit například tunely mezi Vídní a St. Pölten. Nesoudržné nadloží před razičnými stroji TBM bylo nutné zpevnit 600 000 kg injektážní pryskyřice Meyco MP 367 Foam.

Ani nejmodernější způsob mechanizované ražby pomocí strojů TBM se neobejde bez chemie BASF. Naše produkty pro úpravu reologie zemin Meyco SLF a Rheosol, snížení prašnosti Meyco ABR, těsnění štítů Meyco TSG a BSG, ale i přísady Glenium ACE do betonových segmentů jsou součástí komplexního balíku produktů pro technologii TBM.

Společnost BASF se pravidelně aktivně účastní odborných seminářů a konferencí zaměřených na technologii výstavby tunelů a podzemních staveb. Mimo jiné participovala v roce 2007 při pořádání světového tunelářského kongresu v Praze jako jeden z hlavních sponzorů.

V tomto roce otvíráme v Praze novou velmi moderně vybavenou betonářskou laboratoř. Tato laboratoř slouží nejen k návrhu a zkoušení receptur betonu, ale díky své akreditaci také zákazníkům pro vyhotovení akreditovaných zkoušek vlastností betonu.

Věříme, že naše produkty, know-how a zkušenosti z velkých zahraničních projektů podzemních staveb napomohou i vám při zdárném dokončení ať již realizovaných, nebo teprve připravovaných projektů podzemních staveb.

## ING. MICHAL ZÁMEČNÍK

manažer pro podzemní stavby ČR a SR, BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o.  
 Manager for underground constructions in the CR and SR, BASF Stavební hmoty Česká republika s. r. o.

## DEAR TUNEL READERS,

BASF Stavební hmoty Česká republika s. r. o. is a one hundred per cent owned subsidiary of BASF SE joint stock company, which has its main seat in Ludwigshafen, Germany. As the world's largest chemical company, BASF supplies a wide assortment of chemicals, plastics, through accessories, products for farming and pure chemicals to crude oil and natural gas. As of the end of 2008, BASF had over 96,000 employees and its 2008 turnover reached 62 billion EUR.

Historic roots of BASF Stavební hmoty Česká republika s. r. o. in the market of building chemistry and special building technologies are at the beginning of the 1990s, when the PCI company started to operate in the Czech market. The company enlarged the product and brand portfolio in several steps; in 2001 it became a member of Degussa Construction Chemicals, an international concern. The summer 2006 saw successful conclusion of the acquisition of Degussa Construction Chemicals by the BASF concern. Thus the company became an official member of BASF Group. It has been operating in the Czech market under the name of BASF Stavební hmoty Česká republika s. r. o. since 2006.

In 1992, a division specialised in underground construction was founded, with its main seat in Zurich, Switzerland, at that time still under the MBT company name. Today, a base for a top level centre for the development of some products and some production capacities are in this facility.

Czech and Slovak tunnellers have known Meyco brand products since 1996. Meyco celebrated the fiftieth anniversary of its foundation in 2007. The year 1957 was the year in which Meyco GM57 was developed. It was the first rotor type dry shotcrete sprayer manufactured in series. Another Meyco brand development milestone was the manufacture of the first wet shotcrete machine. Meyco Suprema has still been manufactured and supplied to constructions all over the world. Well-tried Meyco Potenza spraying machines can be daily seen at tunnel construction sites in the Czech Republic.

Shotcrete sprayers are not the only products supplied under the Meyco brand name. In addition, Meyco brand covers a complete assortment of products for underground construction, first of all shotcrete additives. These were for the first time used in the Slovak Republic, for example at the excavation of the Višňové exploratory gallery; then in the Czech Republic, for instance during the construction of the Hněvkov tunnel and tunnels on the Prague City Ring Road construction lots 513 and 514. Regarding large foreign projects, the Lötschberg and Gotthard rail tunnels, where BASF is the main supplier of concrete additives, must not remain unmentioned.

Taking into consideration recent tunnel fires, which received significant attention of media, and subsequent damage suffered by the tunnel linings, BASF developed its Meyco Fireshield 1350 product providing enhanced protection to reinforced concrete tunnel linings against fires and increased temperatures. This cement-based spray-applied thermal barrier, featuring unique properties, can be applied by means of Metro Logica robotic systems, achieving high productivity, with uniform surfaces and controlled thickness of layers. One of the first applications of this system took place in a road tunnel under the centre of Stockholm, Sweden. Regarding the last applications, this material was used, for example, in the above-mentioned Gotthard tunnel, at tunnel crossovers.

Another of the new materials which changes in a revolutionary manner tunnel construction processes not only abroad but also in the Czech Republic is Masterseal 345, a spray-applied waterproofing membrane. The first application of this technology was in 1998, at the construction of the Machadinho hydroelectric plant in Brazil. In 2005, this modern, fast and reliable waterproofing method was also used at the construction of the Prague metro line IV C 2. The largest project which has ever been implemented was the 6km long undersea tunnel between the Faroe Islands and the Hindhead motorway tunnel near London, which is currently under construction.

Since 1994, Meyco grouting materials have also been on offer. Currently, BASF offers the entire spectrum of products for grouting. Products based on microfine cements, colloidal silica, polyurethanes, acrylic gels and/or organic-mineral resins are used at tunnel construction sites for stabilisation of ground and sealing of seepage. It would have been very difficult to drive tunnels in complicated geological conditions, for example, the tunnels between Vienna and St. Pölten. The incohesive overburden in front of TBMs had to be stabilised using 600,000kg of Meyco MP 367 Foam grouting resin.

Nor can the mechanised tunnel driving method using the latest state-of-the-art TBMs cope with BASF chemistry. Our soil rheology conditioning products Meyco SLF and Rheosol, dust formation reducing Meyco ABR, shield tail sealants Meyco TSG and BSG, but also Glenium ACE additives to concrete segments are parts of the comprehensive package of products for the TBM technology.

BASF has regularly actively participated in technical seminars and conferences focused on tunnelling and underground construction technologies. Among others, it participated in the organisation of the World Tunnel Congress in Prague in 2007 as one of the principal sponsors.

In 2009, we opened a new concrete laboratory in Prague, which is equipped with very modern devices. This laboratory is used not only for designing and testing of concrete formulas, but also, owing to its accreditation, for customers requiring accredited testing of concrete properties.

We believe that our products, know-how and experience gained from major foreign underground construction projects will help also you in your efforts to successfully complete underground construction projects, both the under construction ones or those being prepared.

# APLIKOVANÝ A PROVEDENÝ VÝZKUM A VÝVOJ NA NOVÉM TUNELU SCHLÜCHTERN (NTS) APPLIED AND CONDUCTED RESEARCH & DEVELOPMENT AT NEW SCHLÜCHTERN TUNNEL (NST)

MARTIN PFEIFFER, CLAUD WIRTZ

Tunel Schlüchtern je největší inženýrská stavba na železniční trati spojující Frankfurt nad Mohanem a Fuldu v Německu. Práce na novém tunelu jako druhé troubě k současněmu starému tunelu běží od roku 2005 tak, aby bylo možno vyhovět nejnovějším bezpečnostním standardům a provoz v něm mohl probíhat dvěma jednokolejnými troubami. Nový tunel Schlüchtern má celkovou délku cca 4 km a vnitřní průměr 9 metrů.

Na příkladu nového tunelu Schlüchtern je vidět, jak lze dosáhnout inovace v tunelářských pracích a jak se může výzkum a vývoj (V&V) převést do praxe.

Při zadání zakázky na stavbu tunelu zadal investor Deutsche Bahn AG také rozsáhlý program měření pro sledování napětí v prefabrikovaných dílcích ostění od samého začátku stavby prstenců ostění. Výzkum a vývoj se provádí na probíhající stavbě, v příkladné spolupráci investora, dodavatele stavby a STUVA (německá výzkumná společnost pro zařízení pro podzemní dopravu).

V průběhu stavby tunelu byly uplatněny v praxi výsledky tří dokončených V&V projektů firmy Hochtief Construction AG.

## POPIS STAVBY

Tunel Schlüchtern je situován ve středu Německa, mezi městy Hanau a Fulda. Úsek železnice zde prochází údolím řeky Kinzig, severně od nízké hornaté oblasti Spessart, a poté v délce 3575 m podchází horský hřbet Distelrasen.



Obr. 1 Místo nového tunelu Schlüchtern v Německu  
Fig 1 Location of New Schlüchtern Tunnel in Germany

The Schlüchtern Tunnel is the largest engineering structure on the railway line linking Frankfurt/Main and Fulda in Germany. Work has been progressing on the new tunnel as a second tube for the existing old tunnel since 2005 so that services can in future run through 2 single-track tubes in order to be able to comply with the latest safety standards. The New Schlüchtern Tunnel has a total length of approx. 4 km and an inner diameter of 9 metres.

Using the example of the New Schlüchtern Tunnel it is shown how innovation in tunnelling could be achieved and how Research and Development (R&D) could be transferred into practice.

With awarding the contract for the tunnel construction, the client Deutsche Bahn AG also commissioned an extensive measurement programme to trace stresses in the segmental lining right from the beginning of the construction of the segment rings. In an exemplarily co-operation Client, Contractor and STUVA, the German Research Association for Underground Transportation Facilities, are conducting R&D on a running project.

During the tunnel construction the outcome of three completed R&D-projects of Hochtief Construction was transferred into practice.

## PROJECT DESCRIPTION

The Schlüchtern Tunnel is situated in the centre of Germany between Hanau and Fulda. The railway section runs through the valley of the river "Kinzig" north of the low mountain area "Spessart" and then passes on a length of 3575 m under the mountain range of the "Distelrasen" which is a part of the border to the "Rhön".

The existing tunnel (AST) was excavated conventionally from 1909 to 1914 and is supported by brick cladding. A section of the tunnel in the tertiary clay was excavated already at that time with a part-section shield machine, because the wooden support of the tunnel failed due squeezing of the surrounding rock of the tunnel.

The electrified section is used daily by about 250 to 300 trains of the long-distance and regional traffic as well as by freight trains. On March 30th, 2007 the formal celebration for the start of the tunnel heading took place and on March 3<sup>rd</sup>, 2009 the tunnel boring machine (TBM) broke through at the Northern portal.

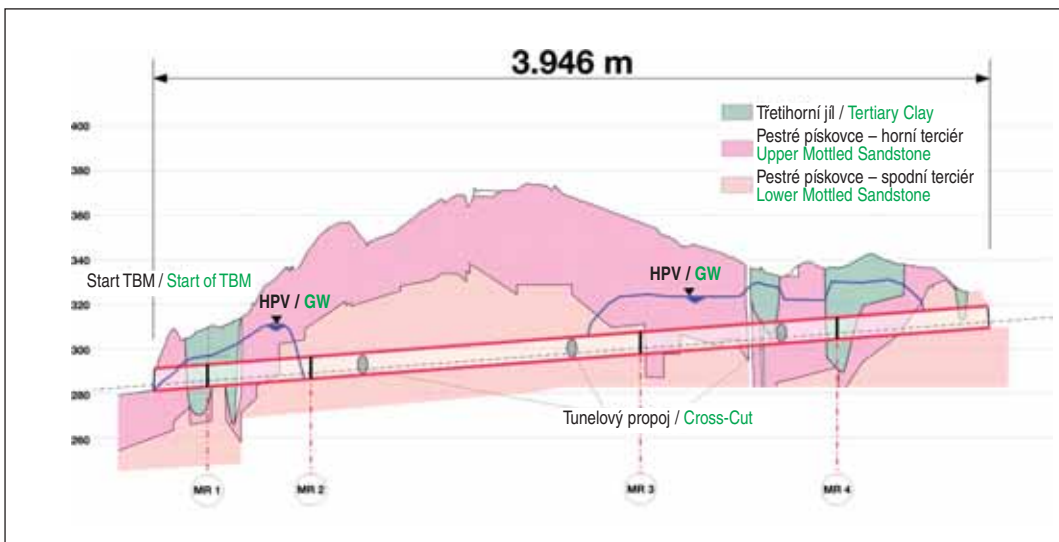
The entire project of the Schlüchtern Tunnel is carried out in three construction phases:

- Excavation of the new tunnel tube in parallel alignment to the existing one and taking into operation the new section as double-track operation.
- Comprehensive renewal of the existing tunnel and start of the single track operation in the renewed and in the new tube.
- Dismantling of the second track in the new tube and completion of the rail related equipment in the new tunnel.

The first construction phase was commissioned to a joint venture consisting of Hochtief Construction AG, Ed. Züblin AG and Bickhardt Bau AG in August 2005. It contains the 3,995 m long, shield-driven tunnel with a shield-diameter of 10.25 m, the earth works in both approx. 1000 m long excavation and embankment sections, various civil engineering work works and the construction of the superstructure.

The tunnel will be constructed using a tunnel boring machine (TBM) in combination with a single shell concrete segmental lining, to be watertight against pressurized groundwater.

Categorized in three excavation classes, the tunnel alignment goes through layers of upper and medium mottled sandstone and tertiary.



Obr. 2 Podélný geologický řez

Fig. 2 Longitudinal Section with Geological Formation

Nynější tunel byl ražen konvenčně od roku 1909 do roku 1914. Je vystrojen cihelnou obzdvívkou. Část profilu tunelu v úseku procházejícím třetihorními jíly byla již tehdy ražena pomocí stroje s příčné děleným štítem. Důvodem bylo to, že výdřeva tunelu nevydržela tlak okolní horniny. Tento elektrifikovaný úsek je využíván denně asi 250 až 300 vlaky dálkové a regionální dopravy a nákladními vlaky.

Dne 30. března 2007 se konalo slavnostní zahájení ražby nového tunelu Schlüchtern a 3. března 2009 prorazil tunelovací stroj (TBM) na severním portálu poslední metry a ražbu ukončil.

Stavba tunelu Schlüchtern se provádí ve třech stavebních fázích:

- Ražba nové tunelové trouby souběžně s trasou stávající trouby; obousměrný (dvoukolejný) provoz v nově vyraženém tunelu.
- Komplexní obnova stávajícího tunelu a zahájení jednokolejného provozu v obnovené i nové tunelové troubě.
- Demontáž druhé trati v nové tunelové troubě a dokončení kolejového vybavení v novém tunelu.

První fáze stavby byla zadána firemnímu sdružení složenému z Hochtief Construction AG, Züblin AG a Bickhardt Bau AG v srpnu 2005. Zahnuje 3995 m dlouhý, štítem ražený tunel (průměr štítu 10,25 m), zemní práce (násypy a výkopy) v obou přibližně 1000 m dlouhých příportálových úsecích, další stavební práce včetně vybudování kolejiště.

Tunel se bude razit pomocí tunelovacího stroje (TBM) s jednoplášťovým ostěním z betonových dílců, které je zajištěno proti tlakové podzemní vodě.

Trasa tunelu byla zaříděna do tří tříd výrubu. Prochází vrstvami pestrých pískovců horního a středního terciéru. Očekává se místní výskyt podzemní vody. Stroj TBM může pracovat buď v režimu zemního štítu (EPB), nebo s čelbou bez podepření. Kompletní prstencové ostění se skládá z osmi dílců (8+0) včetně zámku ve velikosti ostatních dílců. Klasicky vyztužený dílec ostění je 2 m dlouhý a jeho tloušťka je 45 cm. Každý dílec je opatřen těsnícím obvodovým pryžovým pásem k zajištění vodotěsnosti. Spodní část dna (prefabrikovaný dílec dna) se montovala souběžně s ražbou.

V intervalech 1000 m se razí tři tunelové propojky pro případ nouze, které spojí nový tunel Schlüchtern se stávajícím. Propojky budou prováděny konvenční metodou ražby NRTM a jejich definitivní ostění bude tvořit stříkaný beton. Současný tunel zůstane v průběhu ražeb tří propojek v provozu. Ihned po skončení ražeb se položí asfaltový podklad a betonová kolejová deska.

## PROGRAM MĚŘENÍ PRO SLEDOVÁNÍ NAPĚTÍ VE SKLÁDANÉM OSTĚNÍ

V novém tunelu Schlüchtern byl poprvé instalován rozsáhlý program měření pro sledování napětí v dílcovém ostění tunelu v průběhu výstavby. Cílem těchto měření je analyzování napětí ve spárách mezi dílci, která vznikají v průběhu ražby a při postupu stroje TBM vpřed. Měření začínají od samého počátku stavby prstenců z dílců a zahrnují i měření tlaku zeminy a hydrostatického tlaku. Daný výzkumný a vývojový program stále pokračuje a bude dokončen pravděpodobně na konci roku 2009.

Měřená napětí, která vznikají přímo v procesu ražeb a také v následujících etapách, se porovnávají s analytickými předpoklady,

Mountain water is expected in places. The TBM can operate in either EPB or open mode. Eight segments form a complete segment ring, using the so-called "8+0-System" with a keystone of the same size as the other segments. The conventionally reinforced segment is 2 m long and 45 cm thick. Each segment is fitted with a sealing gasket to make it watertight. The lower part of the invert (precast invert segment) will be fitted during the excavation phase.

For emergency purposes three crosscuts will be executed at 1,000 m intervals to connect NST to the existing AST. The crosscuts will be made by means of conventional excavation and fitted with a final

shotcrete lining. The existing tunnel will remain in operation while the three crosscuts are excavated from the NST.

Immediately after the excavation works are completed, an asphalt base and concrete track slab will be installed.

## MEASUREMENT PROGRAMME TO TRACE STRESSES IN THE SEGMENTAL LINING

In the New Schlüchtern Tunnel the first time an extensive measurement programme for tracing stresses in the segmental lining of a tunnel under construction was installed. The aim of these measurements is to analyse the stresses in the joints between segments that occur during the excavation and the TBM advance process. The measurements start right from the beginning of the construction of the segment rings and include additionally the earth and hydraulic pressure. The R&D-program is still ongoing and will be completed presumably by end of 2009.

The measured stresses which occur directly during the excavation process and also in the subsequent stages are compared with the analytical assumptions taken during the design phase. Using the results obtained by the measurements will facilitate for the future a more economic dimensioning of the segmental lining with regard to the short-term effects generated during the construction phase. The results obtained so far can be summarized as follows:

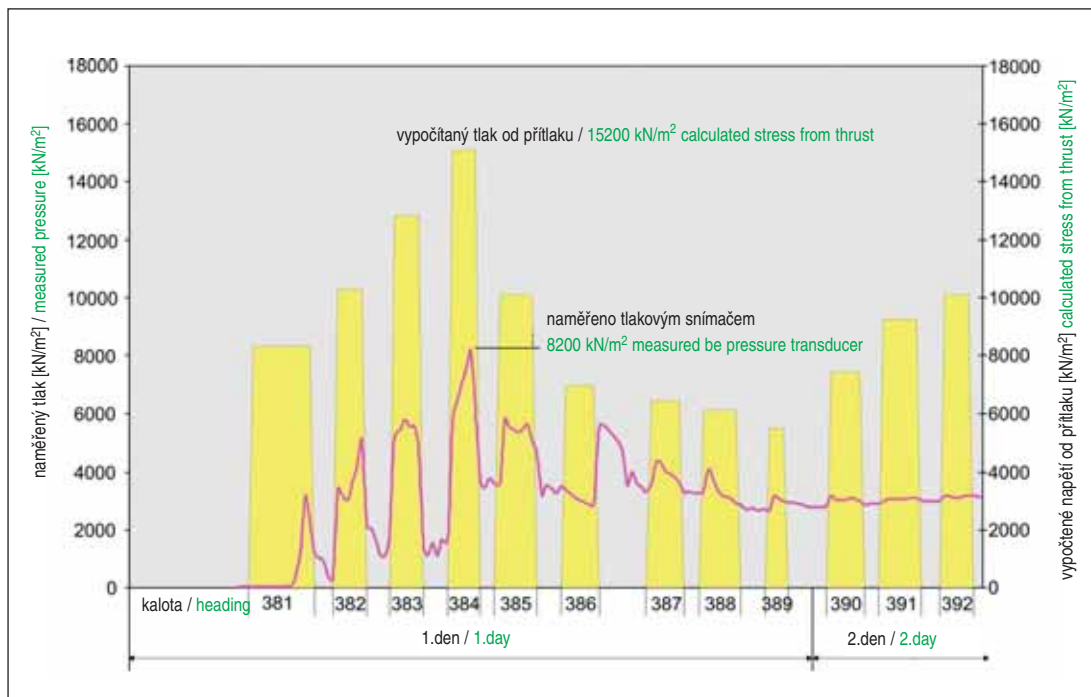
The first results lead to the conclusion that the loads and calculation methods applied for the dimensioning of the segments at the New Schlüchtern Tunnel are adequate and incorporate a sufficient safety level. However, from the results it can also be derived that an optimisation of the dimensioning concerning the economic efficiency can be achieved.

An exemplary calculation of the normal forces from the measured earth and hydraulic pressures in the longitudinal joints show that



Obr. 3 Nový tunel Schlüchtern

Fig. 3 New Schlüchtern Tunnel



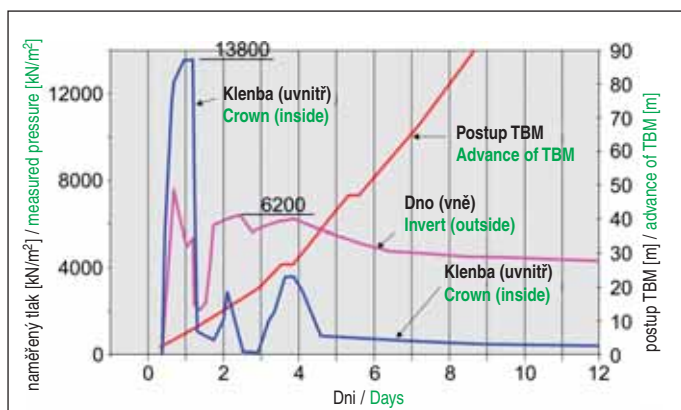
Obr. 4 Naměřené tlaky v porovnání s vypočtenými napětími v kruhové spáře  
Fig. 4 Measured pressures versus calculated stresses in the annular joint

stanovenými ve fázi projektování. Využití výsledků získaných měření usnadní v budoucnosti ekonomičtější dimenzování skládaného ostění, při kterém se přihlédne ke krátkodobým účinkům, ke kterým dochází ve fázi stavby. Dosud získané výsledky se dají shrnout takto:

- První výsledky vedou k závěru, že zatížení a výpočetní metody použité pro dimenzování dílců ostění na stavbě nového tunelu Schlüchtern jsou adekvátní a vykazují dostatečnou úroveň bezpečnosti. Z výsledků však je možné odvodit i to, že je možno dosáhnout optimalizace dimenzování z hlediska hospodárnosti.
- Typické výpočty normálových sil v podélných spárách vyvolaných naměřenými zemními a hydrostatickými tlaky ukazují, že tyto síly jsou podstatně menší než normálové síly, které jsou počítány ze zatížení nadložím.
- Kromě toho se musí sledovat vlivy související se stavbou. Tlak (přítlak) stroje TBM není v obvodové spáře v prstenci prokázán ve stejné velikosti. Naměřená data představují pouze zhruba 30–50 % přítaku TBM.
- Naměřené tlaky injektáže v kruhové spáře mají stejnou velikost jako svislá zatížení vyvolaná nadložím. Tlaky zůstávají po druhém dnu konstantní a také nejsou ovlivněny ražbou tunelu.

První zjištění byla detailněji předvedena na konferenci STUVA v Kolíně v roce 2007 [1].

Dosud provedená měření ukazují, že pozorování skutečných napětí v dílcích ostění je složitý a náročný inženýrský úkol. Co se týká optimalizace dílcových ostění tunelů, měření provedená v novém tunelu Schlüchtern se dají použít k optimalizaci dimenzování a pro reálné posuzování dopadů.



Obr. 5 Naměřené tlaky v porovnání s vypočtenými napětími v podélné spáře  
Fig. 5 Measured pressures versus calculated stresses in the longitudinal joint

they are substantially lower than the normal forces, which are calculated from the overburden.

In addition, the construction-related influences have to be followed. The thrust of the TBM acting on the segments could not be proved in the annular ring joint in the same order of magnitude. The measured data represents in average only approx. 30% to 50% of the actual thrust.

The measured grouting pressures in the annular gap are in the same magnitude as the vertical loads imposed by the overburden. The pressures remain constant after the 2<sup>nd</sup> day and are also not affected by the tunnel heading.

The first findings were presented in more detail at the Cologne STUVA 2007 [1]

The measurements carried out so far show that the observation of the real stresses in a segment cladding is a complex and demanding engineering task. Concerning an optimisation of segment linings in tunnels the measurements carried out at the New Schlüchtern Tunnel can be used to optimise the dimensioning concerning a realistic estimation of impacts.

## TRANSITION OF R&D INTO PRACTICE Advanced Tunnel Drive System (ATDS)

In order to improve the steering mechanism of TBM and to decrease the settlement of sensitive structures induced by tunnel driving ATDS (Advanced Tunnel Drive System) was developed by Hochtief Construction. ATDS was in use at the New Schlüchtern Tunnel site, in particular during the underpassing of a bridge-foundation.

In the central database of ATDS the measured deformation, machine data and steering requirements were recorded simultaneously to the shield driving. There, great importance was attached to the measurement of deformation immediate after their occurrence applying a hydrostatic measurement system and to the real time transmission and visualisation of these data. Thus the synchronic collection, visualisation and monitoring of measured deformation, machine data and steering requirements were made possible. ATDS allowed to record, to visualise and to document continuously the relevant machine and steering data while driving the tunnel. ATDS assisted the shield machine's driver and the construction management with the choice of the parameters to control the shield driving best.

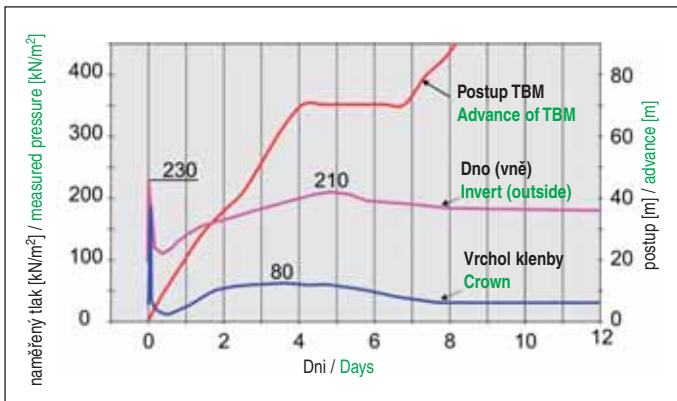
ATDS-visualisation was provided to everyone involved in the construction progress – this system allowed an active monitoring of deformation for machine driven tunnelling.

The components of ATDS including the steering and measurement values, the visualisation and documentation offered a check-up of the efficiency of a reaction to a deformation resulting of the shield driving.

The data pool and documentation of ATDS supported the process control especially regarding future prediction and provide information that has so far not been recorded coherently in a consistent matrix.

## "Flying Shield Start-up"

A new patented method for starting up TBMs devised by Hochtief Construction was used on the New Schlüchtern Tunnel project. In contrast to conventional TBM start-up systems with rigid structure and blind ring support the abutment for the TBM's driving jacks automatically advanced towards the excavation pit's front wall during the shield start-up process.



Obr. 6 Naměřené tlaky zeminy v porovnání s postupem tunelovacího stroje TBM  
Fig. 6 Measured earth pressures versus advance of TBM

## PŘEVEDENÍ VÝZKUMU A VÝVOJE DO PRAXE

### Zdokonalený systém ražby tunelů (ZSRT)

Aby se zlepšil mechanismus řízení tunelovacího stroje (TBM) a zmenšilo se sedání citlivých konstrukcí vyvolané ražbou tunelů, vyvinula společnost Hochtief Construction AG systém ZSRT (Zdokonalený systém ražby tunelů). Systém ZSRT byl použit na stavbě nového tunelu Schlüchtern hlavně při podcházení základů mostu.

Naměřené deformace, data stroje a požadavky na řízení byly zaznamenávány v centrální databázi systému ZSRT souběžně s ražbou štítu. Velká důležitost byla přisuzována měření deformací ihned po jejich vzniku s použitím systému hydrostatického měření a přenosu těchto dat a jejich vizualizace v reálném čase. Tím se umožnilo provádění synchronizovaného sběru, vizualizace a monitoringu naměřených deformací, údajů o stroji a jeho řízení. Systém ZSRT umožnil nepřetržitě zaznamenávání, vizualizaci a dokumentování příslušných dat o stroji a jeho řízení v průběhu ražby. Systém ZSRT pomáhal obsluze štítu se strojem TBM a vedení stavby při výběru parametrů tak, aby se štít řídil co nejlépe.

Systém ZSRT vizualizace byl poskytnut každému, kdo byl zapojen do postupu stavby – tento systém umožňoval aktivní monitorování deformací při strojní ražbě tunelu. Složky systému ZSRT včetně řízení a hodnot měření, vizualizace a dokumentování nabízely možnost kontroly účinnosti reakce na deformace vznikající v důsledku ražby štítu.

Shromážděná data a dokumentace systému ZSRT podporovaly proces kontroly, zvláště pokud jde o předpovědi do budoucna, a poskytovaly informace, které do té doby nebyly zaznamenávány souvisle v konzistentní matici.

### „Letný start štítu“ (Flying Shield Start-up)

Na stavbě nového tunelu Schlüchtern byla použita nová patentovaná metoda startu stroje TBM, která byla vyvinuta firmou Hochtief Construction AG. Na rozdíl od běžných systémů startování strojů TBM s tuhou konstrukcí opěry a „falešným“ prstencovým ostěním, posunovala se v daném případě opěra (opěrný prstenec) pro přítlačné písty TBM během startu směrem k čelu startovací jámy. Přerušovaný postup TBM umožňuje v klidové fázi ražby posun opěrného prstence o délku kroku hydraulických válců. Tento krok simuluje zabudování prstence z dílců. Opěrný ocelový prstenec je zavěšen na Dywidag-táhlech rozmístěných za vnějším lícem razičích štítu a zakotvených v hornině hluboko za startovací stěnou jámy. Z důvodu konstrukce razičích štítu nebylo možno použít k posunu štítu jeho hlavní tlačné hydraulické válce. Tyto sloužily pouze jako opora pro mezikružní z dílců ostění tvořící distanční vložku.

Systém „letný start štítu“ (LSŠ) zahrnoval hlavně ocelovou konstrukci opěrného prstence a hydraulický agregát s hydraulickými válci s dutými písty. Dutými písty prochází závitová táhla Dywidag. Ocelová konstrukce se skládala z ocelového tlačného opěrného prstence, vybaveného na obvodu držáky pro tažné tyče, které zajišťovaly přenos tahových sil vzniklých rozpínáním obou podpor hydraulických válců do čelní kotvící stěny startovací jámy. Tlačný prstenec byl uložen na betonové kolébece štítu za TBM. Z důvodu geometrické polohy hlavních hnacích válců TBM byl v konci štítu složen prstenec z dílců ostění, aby působil jako distanční vložka. V průběhu startovacího postupu byl tento prstenec posouván vpřed spolu se strojem TBM pomocí dutých válců a hydraulických pístů. Tlačné hydraulické válce stroje TBM vykonávaly během „letného startu štítu“ pouze přídržovací funkci. Duté válce

The “flying shield start-up” (FSS) largely comprised a steel structure and a hydraulic unit with hollow piston jacks. The steel structure consisted of a pressure ring equipped on the circumference with brackets for the tension rods, which catered for further transferring the forces towards the driving wall. The pressure ring was set down on a concrete shield cradle behind the TBM. Because of the geometrical position of the driving jacks a segment ring was required within the shield tail as spacer. During the subsequent start-up procedure, this was advanced together with the TBM and the pressure ring by means of the hollow piston cylinders. The TBM’s driving jacks just exerted a holding function during the “flying shield start-up”. The hollow piston cylinders were divided up into a number of groups in order to react to any undesired translational changes in position. Each group of jacks was controlled by means of its own hydraulic circuit. The thrust parameters were entered at the control stand of the FSS. In addition to the permissible driving force further parameters such as force distribution above/below and left/right, maximum thrust speed or maximum inclination could be fed in.

The start-up procedure then took place as follows: the thrust from TBM, distance segments and pressure ring was effected by initiating the hollow piston jacks behind the pressure ring. Mechanical distance measurement systems are installed in form of cable control sensors between the start-up rim and the pressure ring to facilitate position control at any time. If the pressure ring’s predetermined inclination was exceeded the advance group of jacks was automatically throttled and the follow-up group intensified. The thrusting speed could be increased or decreased to need. The actual thrust data for the FSS were read from the display visualisation during the advance.

In order to avoid damage occurring to the TBM, the Programmable Logic Controller (PLC) of the tunnelling machine was coupled with the PLC of the FSS. The FSS could first initiate the excavation once the TBM transmitted an electronic signal to indicate it is ready to operate. If predetermined limit values for the TBM (as e.g. minimum cutter wheel speed) were underrun or exceeded the operational mode was cancelled and advancing of the “flying shield start-up” was automatically stopped. Once the hollow piston jacks had been completely extended, the anchor nuts of the tension rods were first of all screwed together with positive locking in the brackets to ensure that the total system remained braced.



Obr. 7 Monitor ZSRT na tunelovacím stroji TBM  
Fig. 7 ATDS-display on TBM



pístů byly rozděleny do několika skupin, aby reagovaly na jakékoli změny v pozici při přenášení sil. Každá skupina hydraulických válců byla ovládána svým vlastním hydraulickým okruhem. Parametry přítlaku byly ukládány na stanovišti řízení systému DSS. Kromě přípustné hnací síly se daly ukládat i další parametry, jako je rozdělení sil nad/pod a vlevo/vpravo, maximální rychlost přítlaku nebo maximální sklon.

Procedura startu probíhala následovně: přítlak TBM, distanční dílce a opěrný prstavec byly uvedeny do pohybu hydraulickými válci s dutými písty. Aby se usnadnilo řízení polohy v kterémkoli okamžiku, je mezi startovacím rámem a opěrným prstencem instalováno mechanické měření vzdálenosti pomocí kontrolních lanových senzorů. Pokud byl překročen předem určený sklon tlačného prstence, došlo k automatickému utlumení příslušné skupiny hydraulických válců a zvýšila se intenzita navazující skupiny. Rychlost posunu vpřed se dala podle potřeby zvyšovat nebo snižovat. Aktuální data přítlaku pro DSS se v průběhu postupu odečítala z monitoru.

Aby nedocházelo k poškození stroje TBM, byl jeho řídicí systém propojen s řídicím systémem letného startu štítu. Systém LSŠ mohl poprvé zahájit činnost tehdy, když stroj TBM vyslal elektronický signál, kterým dal informaci, že je připraven k ražbě. Jestliže byly limitní hodnoty předem určené pro stroj TBM (jako např. minimální rychlost otáčení řezného kola) překročeny, provozní režim byl zrušen a postup vpřed „letného startu štítu“ byl automaticky zastaven.

Po plném vysunutí hydraulických válců s dutými písty byly kotevní matice tažných tyčí sešroubovány dohromady, aby došlo k nucenému blokování distančních prvků. Tím bylo zajištěno, že zůstal celý systém zakotvený. Potom byl opěrný ocelový prstavec posunut vpřed o délku kroku a zajištěn přitažením matic. Následoval nový cyklus ražby, který se opakoval, dokud nebyl tlačný prstavec umístěn v předem určené konečné poloze.

Z této konečné polohy tlačného prstence již pokračovala ražba pomocí přítlakových válců stroje TBM.

Odstartování štítu systémem „letného startu štítu“ přineslo následující výhody:

- Úspory času při stavbě – startovací fáze mohla probíhat bez přerušování až do místa injektáže. Časově náročná montáž a demontáž „falešných“ prstenců byla vynechána.
- Ve srovnání s běžným postupem byly při DSS potřebné podstatně nižší výrobní náklady. Nebyly potřebné „falešné“ prstence ostění a dále kratší doba způsobovala snížení nákladů.
- Bezpečnost práce a ochrana zdraví – stavba „falešné“ trouby z dílců je vždy nebezpečná práce, zvláště u velkých průměrů.

### Alternativní dílec pro prostup do tunelových propojek

Spojení mezi ostěním tunelové propojky a ostěním tunelu bylo prováděno s použitím zvláštních patentovaných betonových dílců opatřených ocelovými kazetami pro sešroubování a dvou výplňových dílců v prostupu. Ty byly později odstraněny překrývajícími se jádrovými vrty. Tyto nově vyvinuté dílce nahradily obvyklé litinové dílce, které byly běžně užívány pro prostupy propojek v tunelech s jednovrstevným ostěním.

Na stavbě se vyskytly některé drobné problémy, se kterými se tunelářská parta musela vyrovnat. Tolerance požadované pro narážecí spoj šroubů se daly při osazování dílců těžko dodržet. Problém se řešil použitím excentrického adaptéru. V prostupech do tunelové propojky je poloha prstence z dílců předem přesně určená, co se týče jeho dělení. Ve spojení s dalšími následujícími prstenci, které měly předem určenou polohu též např. kvůli držákům pro trolejové vedení, se řízení stroje TBM stalo obtížným.

Tato praktická zkušenost bude předána zpět do útvaru projekce a bude využita pro další zlepšování systému tunelových propojek.

MARTIN PFEIFFER, martin.pfeiffer@hochtief.de,  
CLAUS WIRTZ, claus.wirtz@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Essen

Recenzoval: Ing. Karel Rössler, Ph.D.



Obr. 8 „Letný start štítu“ na novém tunelu Schlüchtern  
Fig. 8 “Flying shield start-up” at New Schlüchtern Tunnel

A new thrusting cycle followed, which was repeated until the pressure ring was located in the previously calculated final position.

From this final position of the pressure ring the excavation continued by means of the TBM thrusting jacks.

The shield start-up with the “flying shield start-up” has afforded the following major advantages:

- Saving construction time.
- The start-up phase could be undertaken right up to the grouting position without interruption. The time consuming assembly and disassembly of the blind segments were omitted.
- Less production cost.
- Considerably less steel was required for the FSS compared to the conventional approach, there was no need for eight blind segment rings and furthermore the shorter construction time has caused less cost.
- Health and safety.
- The erection of a blind segment tube is always a hazardous work, in particular with large diameter.

### Alternative segment for cross-passage opening

The connection between crosscut lining and tunnel lining was made using special patented concrete segments fitted with steel cassettes to be bolted together, and two filling segments in the opening. These were removed later by overlapping core-hole drillings. This new developed segments substituted the customary steel segments which were typically used for a cross-passage opening in a tunnel with single shell lining.

On site some minor issues have challenged the tunnelling crew. The tolerances required for the force-fit connection of the bolts were hard to achieve while placing the segments. This could be solved by use of an excentric adapter. At crosscut openings the position of the segment ring regarding its partition is strictly predetermined. In conjunction with subsequently following rings which had e.g. due to mountings for catenary a predetermined position as well, the steering of the TBM became difficult.

This practical experience will flow back to the design department and will be used for further enhancement of the cross-cut opening system.

MARTIN PFEIFFER, martin.pfeiffer@hochtief.de,  
CLAUS WIRTZ, claus.wirtz@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Essen

### LITERATURA / REFERENCES

- [1] Breidenstein, Wirtz (2007): Neubau des Schlüchtern Tunnels: Aktueller Stand und Erfahrungen aus den Spannungsmessungen im Tunnelausbau, Presentations at the STUVA-Conference 2007 „Connections by Tunnels“ (Forschung + Praxis 42), pp. 118-122

# TUNEL NA ÚSEKU LAHOVICE – SLIVENEC PRAŽSKÉHO SILNIČNÍHO OKRUHU

## THE TUNNEL IN THE LAHOVICE – SLIVENEC SECTION OF THE PRAGUE CITY RING ROAD

LADISLAV ŠTEFAN, GOTTLIEB BLAŽEK, VÍT PASTRŇÁK

### ÚVOD

Úsek 514 mezi Lahovicemi a Slivencem je součástí silničního okruhu kolem Prahy (dále jen SOKP). Spolu s úsekem 513 Vestec–Lahovice, úsekem 512 Dálnice D1–Jesenice–Vestec a již provozovaným úsekem 515 Sliveneč–Třebonice tvoří jihozápadní část silničního okruhu. Tato část okruhu propojí dálnici D5 směrem na Plzeň s dálnicí D1 směrem na Brno. Po dokončení bude okruh v Praze vytvářet spolu s městským okruhem integrovanou dopravní soustavu zajišťující funkční propojení pro tranzitní dopravu a současně i dobrou dopravní obsluhu města a jeho okolí.

Součástí úseku 514 o celkové délce 6 km je mimoúrovňová křižovatka se silnicí I/4 Strakonickou, atraktivní mostní estakáda délky 2,1 km přes údolí Berounky a přes železniční trať Praha–Plzeň, vysoký most vzpěradlové konstrukce přes Lochkovské údolí a také dva paralelní tunely, každý délky 1,6 km. Celková cena stavby činí 8,9 mld. Kč (v cenové úrovni roku 2005 včetně DPH).

O okruhu SOKP již bylo v časopisu *Tunel* uvedeno mnoho článků a informací. Tunelu na úseku 514 se týkaly čtyři podrobné články v číslech 2/2005, 1/2006, 2/2008 a 4/2008.

Z tohoto důvodu je článek koncipován jako doplněk těchto informací a výběr postřehů a zkušeností zhotovitele, jako člena realizačního sdružení celé stavby 514. V době vzniku textu byly kompletně dokončeny ražby tunelu a probíhá betonáž definitivního ostění. V článku jsou proto uvedeny údaje o etapě provádění ražeb a provizorního ostění. Ke zřízení definitivního ostění a kompletaci díla bychom se rádi vrátili v některém pozdějším čísle časopisu.

### OBCHODNĚ-TECHNICKÉ ÚDAJE

Investorem stavby je Ředitelství silnic a dálnic ČR a celou stavbu pro něj provádí sdružení tří stavebních společností Strabag, Hochtief a Bögl a Krýsl. Zhotovitelem samotného tunelu jsou dvě složky nadnárodního stavebního koncernu Hochtief, a to HOCHTIEF Construction AG, Německo a HOCHTIEF CZ, Česko. Stavbu provádějí společně formou interního sdružení.

Realizaci tunelu tak vstoupila stavební skupina Hochtief na český trh podzemního stavitelství. Společnost Hochtief CZ se stala v roce 2008 členem České tunelářské asociace.

### INTRODUCTION

Section (construction lot) 514 between Lahovice and Sliveneč is part of the Prague City Ring Road project (hereinafter referred to as the PCRR). Together with section 514, Vestec – Lahovice, section 512, D1 motorway – Jesenice – Vestec, and the already operating section 515, Sliveneč – Třebonice, it forms the south-western part of the Ring Road. This part of the Ring Road will link the D5 motorway heading toward Plzeň with the D1 motorway toward Brno. When it is complete, the (outer) Prague City Ring Road together with the (inner) City Circle Road will form an integrated transportation network, which will provide functional interconnection for transit transportation and, at the same time, even the improved residential traffic in the city and its surroundings.

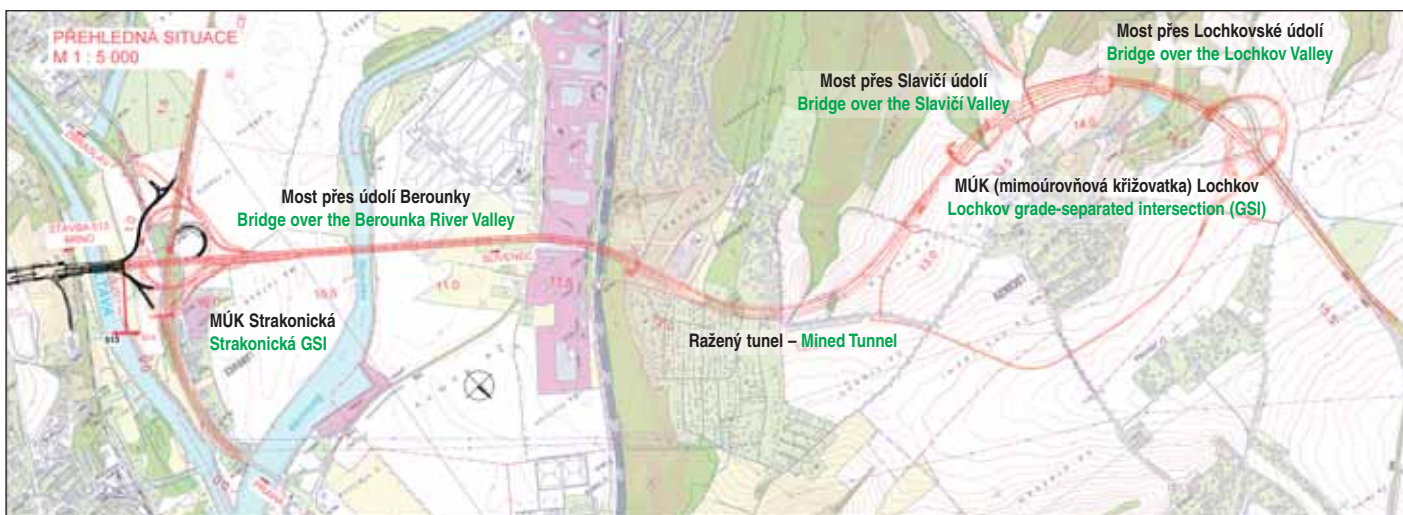
Part of the 6km long section 514 are a grade-separated intersection with the I/4 Strakonická road, an attractive, 2.1km long viaduct over the Berounka River valley and over the Prague - Plzeň rail line, a high strut-framed bridge and two parallel tunnels, each of them 1.6km long. The total project cost amounts to CZK 8.9 billion (at 2005 price level, including VAT).

TUNEL has already published many papers and lots of information about the PCRR. The tunnel in the construction lot 514 was the topic of four similar papers, in the issues No. 2/2005, 1/2006, 2/2008 and 4/2008.

This is why this paper is conceived as a supplement to the previous information and a selection of observations and experience gathered by the contractor as one of the members of the group of companies which has been awarded the contract for construction lot 514. At the time when this paper was being prepared, the tunnel excavation was completely finished and casting of the final lining was underway. Therefore the paper presents data on the construction stage during which the excavation and temporary lining were carried out. We would like to return to the erection of the final lining and finishing operations in one of the future magazine issues.

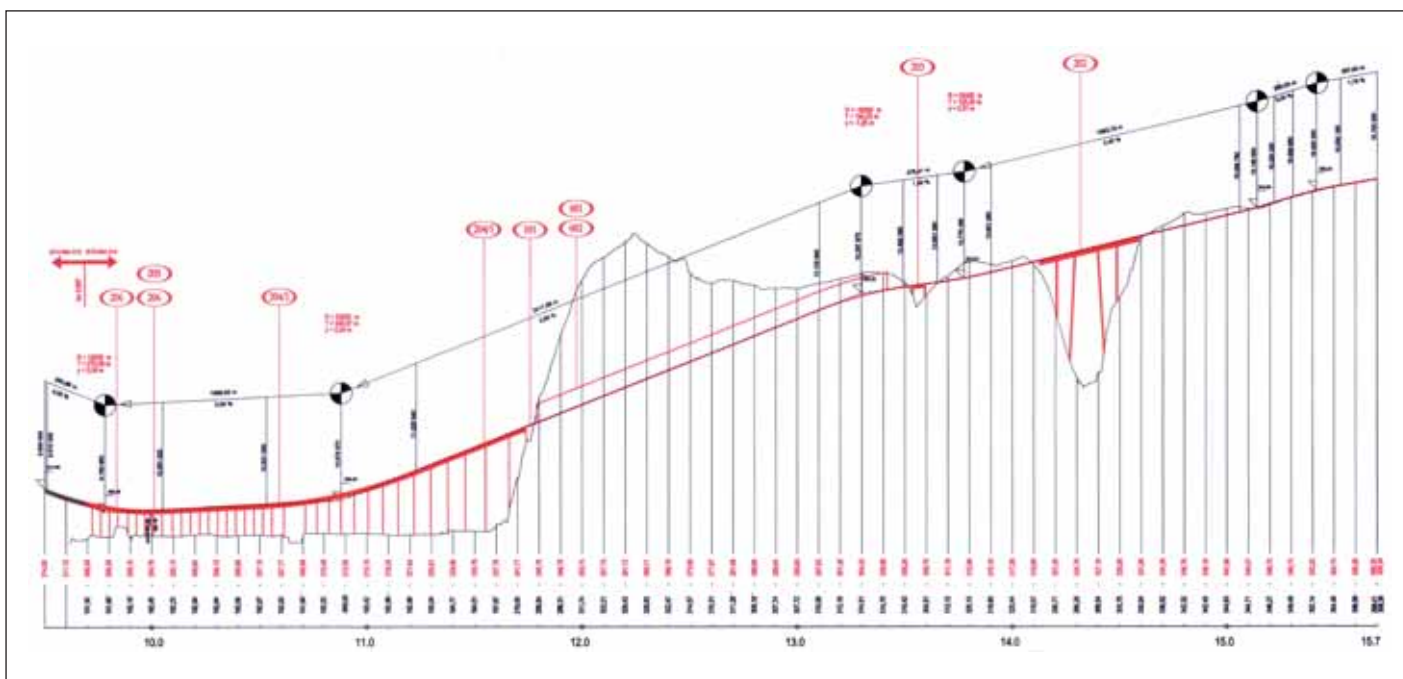
### COMMERCIAL-TECHNICAL DATA

The project owner is the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic, who hired a group of companies consisting of construction firms Strabag, Hochtief and Bögl and Krýsl as the contractor. The contractor for the tunnel construction are two branches of the multinational construction concern Hochtief, namely HOCHTIEF Construction AG, Germany, and HOCHTIEF CZ, the Czech Republic. They carry out the construction jointly as an internal consortium.



Obr. 1 Situace úseku 514 po změnách

Fig. 1 Section 514 layout after the changes



Obr. 2 Podélný profil úseku 514  
Fig. 2 Longitudinal profile of section 514

Stavba je financována ze tří zdrojů – z národních prostředků Státního fondu dopravní infrastruktury, z evropských prostředků z Fondu soudržnosti EU a doplňkově pomocí úvěru Evropské investiční banky. Těto struktury zdrojů též odpovídá kontrolní aparát státní správy pro čerpání prostředků těchto veřejných zdrojů.

### VÝVOJ STAVBY SOKP 514 V PRŮBĚHU REALIZACE

Zhotovitel Sdružení Strabag, Hochtief a Bögl a Krýsl inicioval ihned po zahájení výstavby několik změn technického řešení díla. Změny uvádíme proto, že celá stavba 514 je sledována odbornou veřejností a na její dokončení a také způsob provedení čekají všichni motoristé, kteří užívají k dopravě Barrandovský most a jižní spojku v Praze. Jihozápadní segment SOKP byl měl na sebe převést významný podíl tranzitní dopravy a uvolnit citovanou část městského okruhu.

Největší změnou prošlo uspořádání jednotlivých nájezdových ramp v křižovatce Strakonická. Podařilo se původní složitý rozplet ramp zjednodušit a nahradit přehledným spojovacím kruhovým objezdem a odstranit všechny prudké zatáčky na sjezdových rampách obou křižujících se komunikací.

Podobně se výrazně materiálově změnil most přes Lochkovské údolí. Tuto změnu na rozdíl od předchozího případu řidič při přejezdu mostu nezaznamená. Všechna se odehrává pouze v samotné nosné konstrukci. Původně pouze ocelový most o pěti polích s ortotropní mostovkou byl



Obr. 3 Severní ražený portál tunelu v Lochkově  
Fig. 3 Northern mined tunnel portal in Lochkov

The HOCHTIEF Group entered the Czech underground construction market through the construction of this tunnel. Hochtief CZ became a member of the Czech Tunnelling Association in 2008.

The project is funded from three resources: national means provided by the State Fund of Traffic Infrastructure, European means from the EU Cohesion Fund and, as a supplement, a loan has been granted by the European Investment Bank. The system of the state administration control over the utilisation of public resources corresponds to the above mentioned structure of resources.

### DEVELOPMENT OF THE PCRR CONSTRUCTION LOT 514 DURING CONSTRUCTION

The contractor, the consortium consisting of Strabag, Hochtief a Bögl and Krýsl, initiated several changes in the technical solution to the works immediately after the commencement of the construction. I am mentioning the changes because of the fact that the entire construction lot 514 has been followed by the professional public and its completion is eagerly awaited by all motorists who use the Barrandov bridge and the Southern Connection Road for their travels. The south-western segment of the PCRR should assume a significant proportion of transit traffic and unblock the above-mentioned part of the City Circle Road.

The most significant change was carried out in the configuration of individual on-ramps at the Strakonická intersection. Owing to the change, the original complicated junction was successfully simplified and replaced by a lucid roundabout. Thus all steep curves on off-ramps leading from both intersecting roads were avoided.

Similar substantial changes were applied to the materials of the bridge over the Lochkov Valley. In contrast with the previous case, this change will not be noticed by a driver driving along the bridge. Everything takes place only in the load-bearing structure. The originally five-span, purely steel bridge with an orthotropic bridge deck was replaced by a composite steel and concrete single-cell, uniform-height box structure; steel struts were replaced by concrete ones. The struts interact with the bridge deck in the main span as a trapezoidal strut frame.

### TUNNEL

The total length of the tunnel amounts to 1.6km. The tunnel consists of two tubes: the right (ascending) tube has three traffic lanes, while two traffic lanes are in the left (descending) tube. The mined part of the tunnel is about 1.3km long; the remaining portions are cut-and-cover. The theoretical excavated areas of the double-lane tunnel and triple-lane tunnel range from 89 to 103m<sup>2</sup> and 101 to 125 m<sup>2</sup>, respectively, depending on the excavation support class.

The northern portal is located at the level of a plateau found west of Prague, near Lochkov; the southern portal is on the slope above the Berounka River valley in Radotín, where the viaduct is directly connected to the portal. The longitudinal gradient of the bridge is uniform at 4%, which is the maximum allowable gradient for this road type. About a half of the difference in the altitude of the bottom of the Berounka River valley and the above-mentioned plateau is overcome through the tunnel.

nahrazen spráženou ocelobetonovou jednokomorovou konstrukcí s konstantní výškou a ocelové šikmé podpěry byly nahrazeny betonovými. Tyto podpěry spolupůsobí s mostovkou v hlavním poli jako vzpěrdlový rám.

## TUNEL

Celková délka tunelu činí 1,6 km. Skládá se ze dvou tubusů, v pravém (stoupajícím) tubusu jsou tři jízdni pruhy, v levém (klesajícím) jsou dva jízdni pruhy. Délka ražené části tunelu je zhruba 1,3 km, zbytek jsou tunely hloubené. Teoretická plocha výrubu dvoupruhového tunelu se pohybuje podle technologické třídy ražby od 89 do 103 m<sup>2</sup>, plocha třípruhového tunelu od 101 do 125 m<sup>2</sup>.

Severní portál je umístěn na úrovni náhorní roviny západně od Prahy poblíž Lochkova, jižní portál je ve stráni nad údolím Berounky v Radotíně a bezprostředně na něj navazuje mostní estakáda. Tunel má v celé délce podélný sklon 4 %, což je maximálně přípustný sklon pro tento typ pozemní komunikace. Tunelem se překonává asi polovina výškového rozdílu mezi dnem údolí Berounky a citovanou náhorní rovinou.

Provádění ražené části tunelu bylo zahájeno v předstihu ražbou průzkumné štoly v roce 2004, ve které byl proveden podrobný geotechnický průzkum (Tunel č. 2/2005 a č. 2/2008).

## GEOLOGICKÉ, HYDROGEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY

Tunel prochází ve směru úpadní ražby postupně souvrstvím spodního siluru a svrchního ordoviku Barrandienu, vrstvy mají generelní sklon k severozápadu. Horniny jsou prostoupené zlomovými a vrásovými poruchami se silným porušením hornin.

Souvrství kopaninské (spodní silur) je faciálně velmi pestré, je budováno střídáním vápňitých břidlic a vápenců nebo tufitickými jílovitými břidlicemi a bazaltovými tufy. Byly dokumentovány jílovité břidlice, vápňité, mírně zvětralé, navětralé – R4, zdravé, tmavě hnědošedé R3, deskovité vrstevnaté s vložkami mikritických vápenců, šedých – R2 a deskovité vrstevnaté a jílovité tufitické břidlice vápňité, tmavě hnědošedé, zdravé – R3 s většími polohami bazaltových tufů zelenošedých deskovité až lavicovitě vrstevnatých – R2 mocnosti 15 m.

Motolské souvrství (spodní silur) tvoří převážně bazální jílovité až jílovitoprachovité břidlice, šedočerné – R3, deskovité až lavicovitě vrstevnaté s podřadnými polohami bituminózních vápenců – R2, deskovité vrstevnaté.

Kosovské souvrství (svrchní ordovik) představuje litologicky pestrý sled hornin od břidlic, prachovců, drob až po křemité pískovce. Na bázi

The work on the mined part of the tunnel started in advance by driving an exploration gallery in 2004, which served for a detailed geotechnical survey (TUNEL No. 2/2005 and No. 2/2008).

## GEOLOGICAL, HYDROGEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CONDITIONS

The tunnel passes, viewed in the direction of the downhill excavation, successively through Lower Silurian and Upper Ordovician Groups of the Barrandian. The general dip of the layers is north-west. The rock mass is heavily disturbed, pervaded by faults and folds

The Kopaniny Member (Lower Silurian age) is, in terms of facies, very chequered. It consists of alternating calcareous shales and limestone or tuffitic clayey shales and basaltic tuffs. The following shale types were documented: clayey calcareous shale, moderately to slightly weathered – R4, fresh, dark brown-grey R3, tabularly bedded, inter-layered by micritic limestone – R2 and tabularly bedded and clayey tuffitic shales, calcareous, dark brown-grey, fresh – R3, with 15m thick layers of basaltic tuffs, green-grey, tabularly to thick-tabularly bedded – R2.

The Motol Member (Lower Silurian) consists mostly of basal clayey to clayey-silty shales, grey-black – R3, tabularly to thick-tabularly bedded, with secondary layers of bituminous limestone – R2.

The Kosov Member (Upper Ordovician) represents a lithologically chequered succession of rocks, ranging from shales through siltstone and greywacke to quartzose sandstone. An about 2m thick layer of coarse-grained sandstone to conglomerate was encountered at the base of the Kosov Member. The rock types frequently alter. Shales are clayey, with laminated to thinly tabular bedding, grey to green-grey, heavily micaceous. The siltstone and sandstone are usually tabular to heavy bedded, light grey to brown.

The Králův Dvůr Member (Upper Ordovician) is composed of clayey shale, thinly tabular to laminated, non-micaceous or very finely micaceous, grey to grey-green, easily decomposing on the surface to clayey eluvium. The highest part of the Králův Dvůr Member has the character of grey claystone.

The hydrogeological conditions were affected by the exploratory gallery. The drainage effect of the gallery lowered the water table in the vicinity; the water table in the mined profiles was at the gallery bottom level.

This is only a brief overview because the geological and geotechnical conditions were comprehensively described in the issue No. 4/2008.

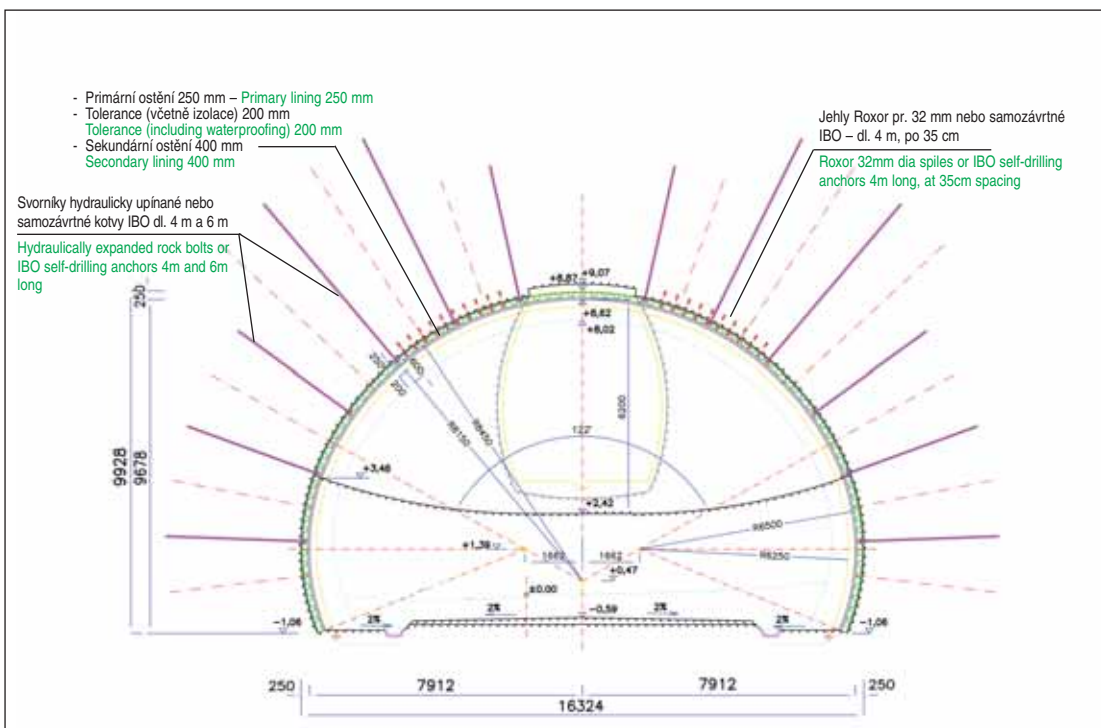
Trilobite and cephalopod fossils found in the Lower Silurian rocks during the initial phase of the excavation were especially interesting. Two experts from the vicinity of the construction regularly devoted themselves to searching for them and collecting them on the stockpile; the searching for fossils required expertise and, above all, great patience. The same rock was also distinctive of very frequent occurrence of balls with the diameters ranging from 5cm even to one metre. The large ones were easy to find, but handling them was more difficult.

## TUNNEL EXCAVATION CONDITIONS

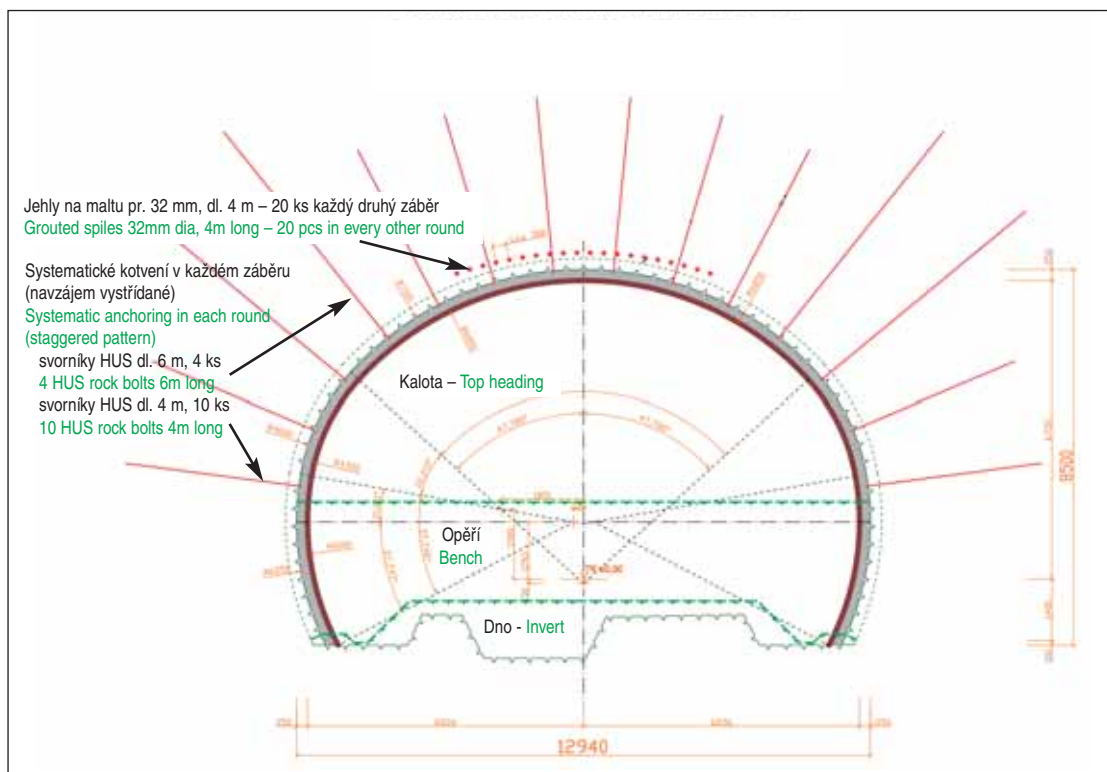
The rock environment encountered consists of relatively stable rocks, which required higher load-bearing capacity temporary support only in the sections disturbed by faulting or in portal areas. A larger, 1.3km long part of the tunnel is built by mining methods; the only cut-and-cover part is at Lochkov, where the overburden is too shallow.

The tunnel is driven by the New Austrian Tunnelling Method. Continual and independent geotechnical monitoring (GTM) is carried out for the client by a group of engineering companies consisting of PUDIS and Stavební geologie – Geotechnika. The detailed design is developed for Hochtief by Valbek s.r.o. and its sub-contractor Tubes s.r.o.

The basic conditions for the mining operations were contained at the beginning in the building permit. Because of the fact that the Radotín portal is accessible only along a narrow local urban road in



Obr. 4 Vzorový příčný řez třípruhového tunelu v provizorním ostění TT 4 s profilem průzkumné štoly  
Fig. 4 Typical cross section through the triple-lane tunnel supported by temporary lining for excavation support class 4, with the exploratory gallery profile



Obr. 5 Vzorový příčný řez dvoupruhového tunelu v provizorním oštění TT 4

Fig. 5 Typical cross section through the double-lane tunnel supported by temporary lining for excavation support class 4

souvrství byla zastižena cca 2 m mocná poloha hrubozrnných pískovců až slepenců. Horninové typy se často střídají. Břidlice jsou jílovité, s laminovanou až tence deskovitou vrstevnatostí, šedé až zelenošedé, silně slídnaté. Prachovce a pískovce jsou obvykle tlustě deskovité až lavičovitě odlučné, světle šedé až hnědé.

Králdovorské souvrství (svrchní ordovik) tvoří jílovité břidlice, tence deskovité až laminované, neslídnaté nebo velmi jemně slídnaté, šedé až šedozelené, na povrchu snadno rozvětrávající na jílovité eluvium. Nejvyšší část králdovorského souvrství má charakter až šedých jílovců.

Hydrogeologické poměry byly ovlivněny průzkumnou štolou. Drenážní účinek štoly snížil hladinu podzemních vod v okolí, v ražených profilech byla úroveň na počvě štoly.

Tolik pouze stručný přehled, protože geologické a geotechnické poměry byly vyčerpávajícím způsobem popsány v čísle 4/2008.

Zajímavostí byly nálezy fosilií – trilobitů a hlavonožců v horninách spodního siluru v počáteční fázi ražeb. Jejich hledání a sběru se pravidelně na haldách věnovali dva odborníci z okolí stavby, protože nalézt zka-menělinu vyžadovalo odbornost a především vysokou trpělivost. Stejně horniny byly také charakteristické velmi četným výskytem koulí různé velikosti, od průměru 5 cm až do průměru okolo jednoho metru. Ty bylo snadné nalézt, manipulace byla obtížnější.



Obr. 6 Rozpojování horniny skalním bagrem

Fig. 6 Rock disintegration by a rock excavator

a Radotín rest area in which family houses prevail, all operations (excavation and excavation support) are permitted to pass only through the Lochkov portal. Owing to the fact that the mined part is 1.3km long and the ground environment was to a significant extent drained earlier by the exploratory gallery, this condition posed no problem. A negative consequence was that, owing to the uniform dip of the sedimentary layers throughout the tunnel length, a threat originated that individual beds would slip to the heading.

Geotechnical properties of the ground environment allowed the miners to use only a horizontal excavation sequence consisting of the top heading, bench and completion of the bottom. The bottom is open along a prevailing part of the tunnel length. A closed bottom with an invert was applied only to the TT 5b and TT 5c excavation support class sections. The tender documents as well as the design of means and methods assumed before the excavation commencement that the following excavation support classes would be encountered: TT 3, TT 4, TT 5a, TT 5b.

The excavation was carried out using mechanical disintegration combined with the drill + blast. The Silurian age rocks in the initial about 300m long section with the shallow overburden could be disintegrated by a rock excavator; then the drill and blast technique had to be applied. Modern high-performance wheeled equipment was used for the excavation.

The following common components of the primary lining were used:

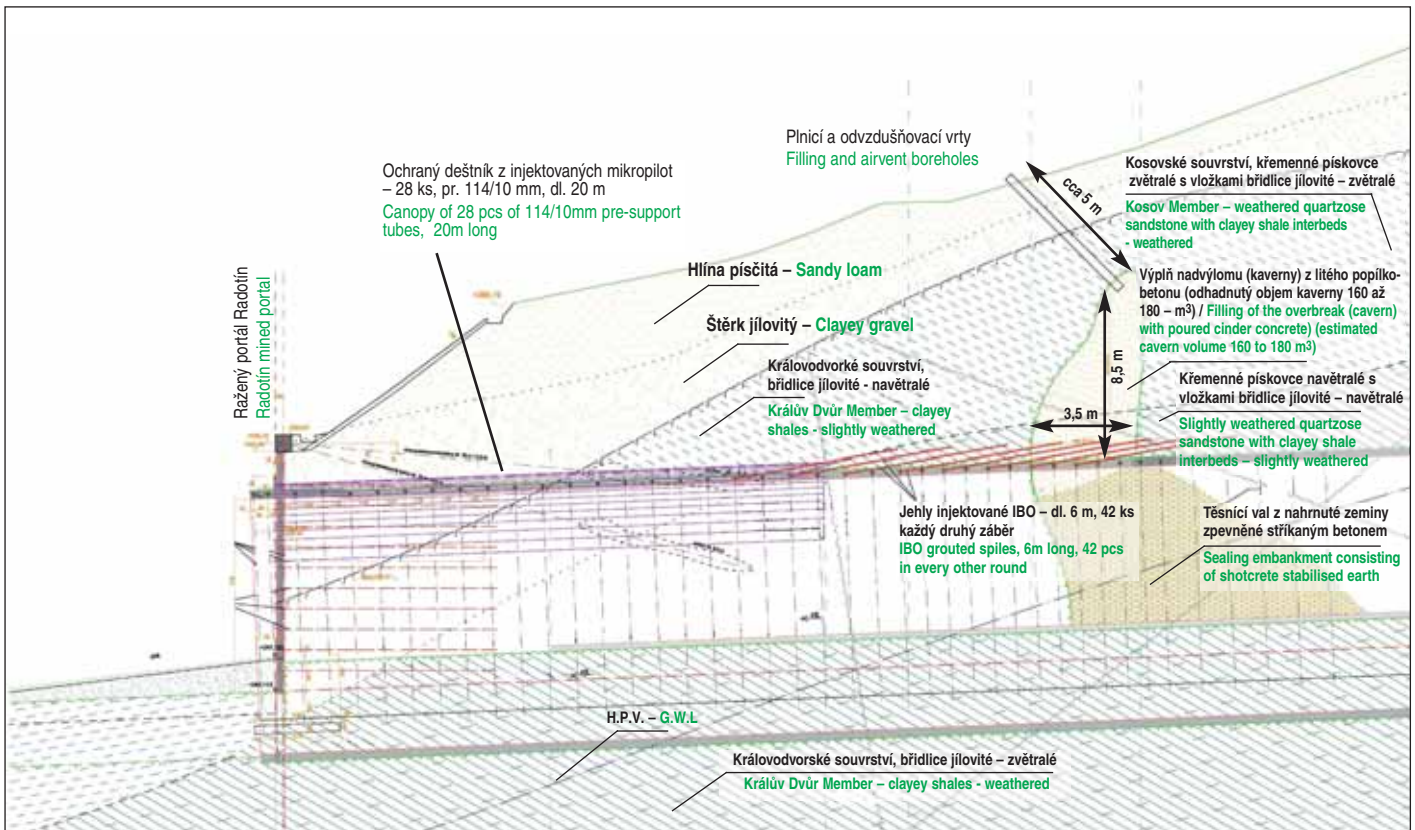
- Inner and outer layers of steel mesh 6/150/150 mm
- steel lattice girders
- sprayed concrete C20/25 X0 layers 250 to 350mm thick, applied by the wet process
- hydraulically expanded rock bolts 4.0 or 6.0m long in the top heading; 4.0m or 6.0m long, minimum loading capacity of 12 ton SN anchors in the bench; adequately long IBO anchors were used in case of unstable boreholes.
- the round length depending on the prescribed excavation support class, ranging from 70 to 200cm.

No critical problems were encountered during the tunnel excavation. Geotechnical monitoring worked flawlessly and all problematic situations during which deformations of the rock mass increased were solved timely and correctly. The advance rates which were achieved at the top headings in both tunnel tubes amounted to about 120m per month.



Obr. 7 Čelba kaloty třípruhového tunelu s profilem průzkumné štoly

Fig. 7 The triple-lane tunnel – top heading face with the exploratory gallery profile in it



Obr. 8 Podélný profil kaverny  
Fig. 8 Longitudinal section through the cavern

## PODMÍNKY PRO PROVÁDĚNÍ RAŽEB TUNELU

Zastižené horninové prostředí je tvořeno relativně stabilními horninami, které pouze v tektonicky porušených pasážích nebo v příportálových úsecích vyžadovaly větší míru únosnosti provizorního ostění. Větší část tunelu v délce 1,3 km je ražená, pouze úsek u Lochkova délky 300 m je pro malé nadložní hloubení.

Tunel je prováděn Novou rakouskou tunelovací metodou, nepřetržitý a nezávislý geotechnický monitoring (GTM) na objednávku investora provádí sdružení inženýrských společností PUDIS a Stavební geologie-Geotechnika. Realizační dokumentaci tunelu pro Hochtief zpracovává Valbek, s. r. o., a jeho subdodavatel Tubes, s. r. o.

Základní podmínky provádění ražeb byly dány již stavebním povolením. Vzhledem k poloze radotínského portálu, který je přístupný pouze po úzké místní městské komunikaci v klidové části Radotína s převládajícím bydlením v rodinných domech, bylo povoleno provádět všechny práce (ražby a definitivní ostění) pouze z lochkovského portálu. Vzhledem k tomu, že délka ražené části činí 1,3 km a horninové prostředí bylo ve větší míře odvodněno již průzkumnou štolou, nebyla tato podmínka problémem. Negativním důsledkem bylo, že vlivem jednotného úklonu zastižených sedimentárních souvrství v celé délce tunelu vzniklo nebezpečí vyjždění jednotlivých lavic do čelby.

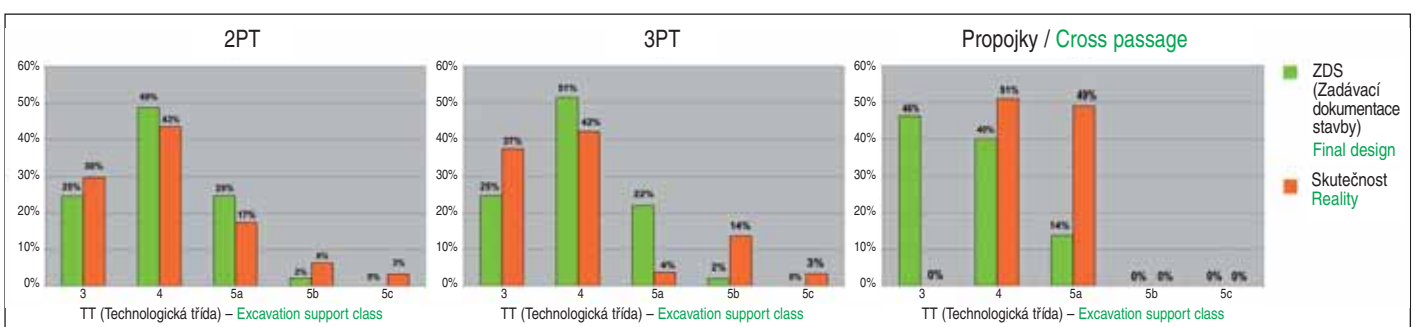
Geotechnické vlastnosti horninového prostředí umožnily provádět ražbu pouze horizontálním členěním výrubu na kalotu, opěří a dorážku dna. V převážné délce tunelu je dno otevřené. Pouze v úsecích s třídou

Virtually the whole volume of the muck from the tunnel was crushed for secondary use of the material out of the construction as lower quality back-fill material. Of course, this meant that a large intermediate stockpile had to be established.

## DEVIATIONS FROM THE INITIAL ASSUMPTIONS

Before the commencement of the tunnel excavation, the tunnelling contractor proposed that all cross passages be uniformly enlarged to be passable for vehicles, so that the tunnel operation safety be enhanced. The main reason was a requirement of the contractor for equipment for a sufficient space for the installation of switchboards and other equipment. There was a secondary effect there – the possibility of transportation connection between the two tunnel tubes always when 200m of the excavation had been completed. The advantage is found even in the final lining installation phase, during which linear structures are implemented in the tunnel bottom (cableways, walkways, sewerage and a fire main), with a permanent need for changing the transportation route to the workplaces using the cross passages.

It was found out during the excavation of the pit for the northern portal and the cut for the cut-and-cover section of the tunnel, and during the preparation of the portal wall of the mined tunnels that, from the triple-lane tunnel containing the exploratory gallery toward the double-lane tunnel, the proportion of dark layers of soft-consistency clays increased. They caused deterioration of the ground environment in the double-lane surroundings, probably offering low stability of the excavation. For that reason the excavation support class 5c was supplemented in the design of means and methods for both



Obr. 9 Graf zařazení ražeb do technologických tříd NRTM – porovnání předpokladu ZDS se skutečným zařazením podle GTM  
Fig. 9 NATM excavation support classes – comparison of tender documents with actual classification according to the GTM



Obr. 10 Provádění stříkaného betonu na čelbě kaloty, zajištěné jehlováním  
Fig. 10 Application of shotcrete at the top heading supported by forepoling

TT 5b a TT 5c bylo zabudováno uzavřené dno s protiklenbou. Zadávací dokumentace stavby i realizační projekt před zahájením ražeb předpokládá zastížení těchto technologických tříd NRTM: TT 3, TT 4, TT 5a, TT 5b.

Ražba byla prováděna pomocí mechanického strojního rozpojování v kombinaci s použitím trhacích prací. Horniny silurského stáří s malým nadloží bylo počátečních cca 300 m možno rozpojovat skalním bagrem, následně bylo nasazeno rozpojování trhacích prací. Razilo se za použití vysoce výkonných moderních kolových mechanismů.

Prvky primárního ostění byly tvořeny obvyklým způsobem:

- vnitřní a vnější výztuž z ocelových sítí 6/150/150 mm,
- ocelové příhradové rámy,
- stříkaný beton C20/25 X0 v tloušťkách 250 až 350 mm, nanášený mokrou cestou,
- hydraulicky upínané svorníky dl. 4 nebo 6 m v kalotě, v opěři kotvy typu SN dl. 4 nebo 6 m s únosností v tahu min. 12 tun; v případě nestability vrtů se používaly IBO kotvy odpovídajících délek,
- délka záběru podle předepsané třídy těžby v kroku mezi 70 až 200 cm.

Během ražeb nenastaly žádné zásadní problémy, fungoval bezchybně geotechnický monitoring a všechny problematické situace při zvýšeném deformačním chování masivu byly včas a správně řešeny. Bylo tak dosaženo průměrných postupů na ražbách kalot obou tunelových rour cca 120 m/měsíc.

Rubanina z tunelu byla prakticky v celém objemu drcena pro sekundární využití materiálu mimo stavbu jako zásepový materiál nižší kvality. Vedlo to ovšem k nutnosti vybudovat velkou mezideponii materiálu.

## ODCHYLKY OD POČÁTEČNÍCH PŘEDPOKLADŮ

Zhotovitel tunelů před zahájením ražeb inicioval zvětšení a rozšíření všech propojek jednotně na rozměr průřezné propojky z důvodu zvýšení bezpečnosti provozu tunelu. Hlavním důvodem byl požadavek dodavatele technologie na dostatečný prostor pro umístění rozvaděčů a technologického vstrojení. Sekundárním efektem byla možnost dopravního spojení obou tunelových trub při ražbě po 200 m. Výhoda se ukazuje též ve fázi zřizování definitivního ostění, kde se souběžně provádějí liniové objekty ve dně tunelu (kabelovody, chodníky, kanalizace a potrubí požárního vodovodu) a neustále je třeba měnit dopravní cestu k těmto pracovištím využitím průjezdu propojkami.

Při hloubení severní portálové jámy a stavební jámy hloubeného úseku tunelu a při přípravě portálové stěny ražených tunelů bylo zjištěno, že od třípruhového tunelu s průzkumnou štolou směrem k dvoupruhovému tunelu přibývají tmavé vrstvy jílu měkké konzistence, které vytvářejí v okolí dvoupruhového tunelu zhoršené horninové prostředí s prokazatelně nízkou stabilitou výrubu. Z toho důvodu byla RDS rozšířena ještě o technologickou třídu TT 5c pro obě tunelové roury. Následně vyhodnocování GTM potvrdilo oprávněnost tohoto opatření.

Konstrukce provizorního ostění průzkumné štoly při ražbě třípruhového tunelu sice komplikovala rozpojování horniny v kalotě tunelu, na druhou stranu přispívala ke zvyšování stability čelby v problematických úsecích jako výrazný podélný vyztužující prvek. Lze konstatovat, že z tohoto důvodu byl v plošně menším dvoupruhovém tunelu větší počet projevů nestability než v třípruhovém.

Dalším příznivým vlivem průzkumné štoly z pohledu zhotovitele bylo odvodnění horninového masivu tak, že přítoky vody během ražby nebyly podstatné. Průsak vody do celého tunelu po dokončení primárního

tunnel tubes. The follow-up assessment of the GTM confirmed that this measure was well justified.

The structure of the exploratory gallery support may have had complicated the disintegration of the rock mass during the triple-lane tunnel top heading excavation, but, on the other hand, it contributed to the increasing of the face stability within problematic sections as a significant longitudinal support element. We may say that this was the reason why the numbers of manifestations of excavation instability were higher in the double-lane tunnel, where the cross-sectional area was smaller than that in the triple-lane tunnel.

Another effect of the exploratory gallery which was favourable from contractor's point of view was the drainage of the rock mass to such the extent that water inflows during the excavation were insignificant. The rate of the seepage into the whole tunnel after the completion of the primary lining stabilised itself at 1 to 2 L/s. Even the fact that a proportion of the rock mass deformations developed earlier, during the excavation of the exploration gallery, proved to be beneficial. The advantage of the possibility to use the exploratory gallery as a ventilation adit is undisputable. A fan was installed at the Radotín portal to provide forced ventilation of the works.

In Radotín, the tunnel passes a cluster of newly built family houses with the overburden about 40m high. The work in the underground affected the buildings above the tunnel substantially more than it had been assumed in the tender documents. With the aim of reducing negative effects of blasting operations, the tender documents had specified a 200m long section where the time for blasting during night shifts had been limited. It turned out during the tunnel excavation and even later during the construction of the final lining that not only seismic effects of blasting operations negatively affect people's perception; the effect of the noise generated in the underground by tunnelling equipment (a drilling rig, impact breaker etc.) was also significant. This section was subsequently extended to about 400m because of complaints from local residents about the propagation of noise through the rock mass, and on the basis of results of noise measurements in affected houses during night shifts. Even today, when the final reinforced concrete lining is being cast behind travelling forms, the noise caused by external vibrators manifests itself very negatively.

An about 180m<sup>3</sup> overbreak, which was assessed according to mining regulations as an emergency, developed at the top heading face on 18th April 2008, just before the completion of the double-lane tunnel top heading excavation, 29m back from the Radotín portal wall and 9m before the end of the canopy tube pre-support which was installed from the portal. The 4m deep cavern expanded over the whole top heading width. Its height reached 6.5m above the top heading roof. The cavern developed in weathered ground, in a location where the upper level of the bedrock got close to the excavated opening. The cover above the cavern in the highest spot consisted of about 2m high rock and about 2 metres thick layer of Quaternary soil. There was a threat that a daylight collapse could develop. There is only an old cherry orchard on the surface in this location.

This event put the till then very good collaboration with the geotechnical office to a test. The stabilisation of the cavern was designed during an operatively summoned meeting of the geomonitoring board. The cavern walls were covered with shotcrete and the space of the unsupported cavity above the top heading crown level was backfilled with the muck, using the rock excavator and a front-end loader. The subsequent excavation proceeded from the opposite direction, via the Radotín portal. The cavern was concurrently backfilled with cinder concrete through targeted boreholes drilled from the surface, and the tunnel crown was supported by an umbrella consisting of IBO anchors. The whole stabilisation of the cavern was finished on the fourth day after the event.

Details of the event in terms of geotechnical monitoring are presented in TUNEL issue No. 04/2008.

There is an interesting comparison between the anticipated proportion of individual NATM excavation support classes according to the geotechnical survey and the tender documents and the actual proportions which were

MSB C25/30 X0	SB (Stříkaný beton) 1 SC (Sprayed concrete) 1	SB (Stříkaný beton) 2 SC (Sprayed concrete) 2
Cement / Cement Radotín CEM I 42,5 R	kg 420	0
Cement / Cement Karsdorf CEM II 52,5 AS	kg 0	390
Popilek / Fly ash	kg 30	0
Kamenivo 0-4 / Aggregates 0-4	kg 960	890
Kamenivo 0-8 / Aggregates 0-8	kg 960	890
Mischael LP 78	kg 0,2	0,46
Glenium SKY 555	kg 3,4	0
Glenium SKY 593	kg 0	5,1
ABR (Abramsova zkouška) – Slump test	mm 240	230
MEYCO SA 180	kg 0	21,5 kg (5,5%)
MEYCO SA 183	kg 31,5 kg (7%)	0
v/c – w/c	0,45	0,45

Obr. 11 Porovnání obou receptur stříkaného betonu  
Fig. 11 Comparison of the two shotcrete formulas

ostění se ustálil na průtoku 1 až 2 l/s. Též se příznivě projevilo to, že část deformací horninového masivu proběhla již při ražbě průzkumné štoly. Výhoda možnosti použít průzkumnou stolu jako větrací dílo je nepochybná. Na radotínském portálu štoly byl osazen ventilátor pro nucené větrání díla.

Tunel podchází v Radotíně skupinu novostaveb rodinných domků s nadloží cca 40 m. Práce v podzemí měly podstatně vyšší vliv na zástavbu nad tunelem, než jaký se předpokládal v zadávací dokumentaci stavby (ZDS). Pro omezení negativních vlivů trhacích prací byl v ZDS stanoven úsek délky 200 m s časově omezenou dobou provádění trhacích prací v noci. V průběhu ražeb a později i při provádění definitivního ostění se ukázalo, že negativní vliv na vnímání lidí mají nejen seismické účinky trhacích prací, ale i významným způsobem hluk z provozu strojů v podzemí (vrtací vůz, impaktor). Z důvodů šíření hluku horninami, na základě stížností obyvatel a vyvolaného měření hlučnosti v nočních hodinách v dotčených objektech, byl tento úsek dodatečně prodloužen na cca 400 m. Též v současné době při provádění definitivního železobetonového ostění do pojízdných forem se velmi negativně projevuje hluk způsobený příložnými vibrátory.

Těsně před dokončením ražby kaloty dvoupruhového tunelu, 29 m před radotínskou portálovou stěnou a 9 m před koncem v předstihu provedeného portálového mikropilotového deštníku, vznikl dne 18. 4. 2008 na čelbě kaloty nadměrný nadvýlom objemu cca 180 m<sup>3</sup>, hodnoceným baňskými předpisy jako mimořádná událost. Kaverna vznikla na celou šířku čelby kaloty a její hloubka činila 4 m. Dosahovala do výšky 6,5 m nad klenbu kaloty. Kaverna se vytvořila ve zvětralých horninách v místech, kde se horní úroveň skalního podkladu přiblížila prováděnému dílu. V nejvyšším místě kaverny tvořily její strop cca 2 metry horniny a na ní uložené kvartérní zeminy mocnosti také cca 2 metry. Hrozilo vytvoření komínu na terén. V těchto místech se na terénu nachází pouze starý višňový sad.

Tato událost prověřila dosavadní velmi dobrou spolupráci s geotechnickou kancelář. Na operativně svolané radě geomonitoringu byla navržena sanace kaverny. Bylo provedeno zastříkání stěn kaverny a vyplnění nezajištěného prostoru nad úroveň klenby kaloty rubaninou z předchozí ražby pomocí skalního bagru a kolového čelního nakladače. Ražba následně pokračovala z opačného směru přes radotínský portál se souběžným postupným zaplněním kaverny popílkocementem cílovými vrty z terénu a zajištěním klenby ochranným deštníkem IBO kotev. Celá sanace a stabilizace kaverny byla dokončena čtvrtý den po události.

Podrobnosti této události z pohledu geotechnického monitoringu jsou uvedeny v čísle č. 4/2008.

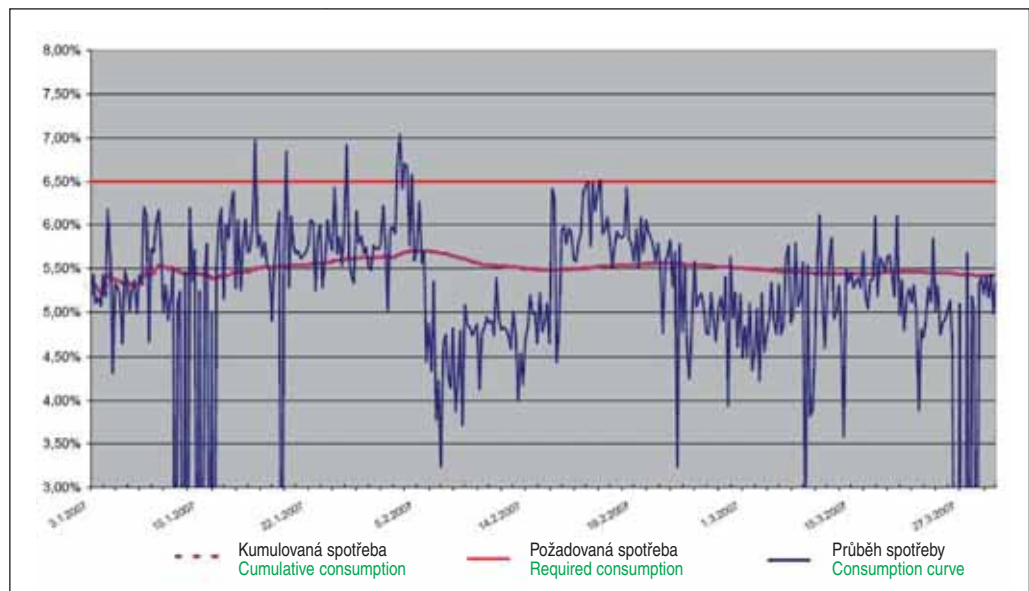
Zajímavé je porovnání předpokládaného rozsahu jednotlivých technologických tříd ražeb NRTM podle geotechnického průzkumu a ZDS a skutečného rozsahu určeného geotechnickým monitoringem během ražeb. Vyplyvá z něj, že autor ZDS dobře odhadl celkový rozsah tříd TT 5. Podle GTM ale došlo k výrazně většímu výskytu tříd TT 5b a TT 5c na úkor TT 5a. Podobně došlo k nadhodnocení „střední“ třídy TT 4, pravděpodobně z důvodu bezpečného stanovení ceny díla, vůči skutečného rozsahu třídy TT 3.

## HARMONOGRAM PROVÁDĚNÍ A DOSAŽENÉ POSTUPY

Přípravné práce na stavbě tunelů mezi Lochkovem a Radotínem zhotovitel zahájil v červnu 2006. Vlastní ražby tunelu z lochkovského portálu byly zahájeny v prosinci 2006 a tunel bude stavebně dokončen v průběhu roku 2009. Poté bude následovat instalace technologického vybavení tunelu s dokončením do dubna 2010.

Samotná ražba tunelu Marie, který je pojmenován podle své patronky paní Ing. Marie Nádvořnickové, dnes ředitelky závodu Praha RSD ČR, byla zahájena symbolicky na svátek sv. Barbory dne 4. prosince 2006.

Zahájení stavby .....	6/2006
Zahájení ražeb tunelu .....	12/2006
Stavební připravenost pro technologii.....	5/2009
Uvedení do provozu .....	4/2010
Dokončení stavby.....	10/2010



Obr. 12 Graf průběhu spotřeby urychlovače stříkaného betonu

Fig. 12 Curve of the development of consumption of shotcrete accelerator

determined by the geotechnical monitoring during the excavation. It follows from this comparison that the author of the tender documents correctly estimated the overall proportion of excavation support classes 5. However, according to the GTM, the occurrence of classes 5b and 5c was significantly higher, on the expense of class 5a. Similarly, the “medium” class 4 was overestimated, probably with the aim of determining the contract price on the safe side with respect to the proportion of excavation support class 3.

## CONSTRUCTION SCHEDULE AND ADVANCE RATES ACHIEVED

The contractor started the preliminary work on the tunnels between Lochkov and Radotín in June 2006. The tunnel excavation from the Lochkov portal commenced in December 2006; the civils works on the tunnel will be completed during 2009. The installation of equipment will follow, with the completion scheduled for April 2010.

The excavation of Marie tunnel itself, which was named after its patron Mrs. Marie Nádvořnicková (today the director of the Directorate of roads and motorways of the Czech Republic, plant Prague) commenced symbolically on 4<sup>th</sup> December 2006, which is the holiday of St. Barbara, the patron of miners).

Construction commencement .....	6 / 2006
Tunnel excavation commencement .....	12 / 2006
Completion of civils works .....	5 / 2009
Opening to traffic .....	4 / 2010
Construction completion: .....	10 / 2010

## APPLICATION OF A NEW FORMULA FOR THE PRIMARY TUNNEL LINING SHOTCRETE

Today, the amount of mechanical equipment used in tunnelling projects reaches a maximum. One of the few possibilities to accelerate the construction and at the same time reduce production costs are savings during the application of sprayed concrete.

Great attention was paid to the preparation of the sprayed concrete technology for the tunnel in section 514. Initial testing of sprayed concrete formulas was conducted in collaboration with Hochtief Construction AG as early as March 2006, nearly one year before the commencement of the excavation. The tests were carried out in close collaboration with ZAPA Beton (concrete supplier) and BASF (supplier of concrete admixtures and shotcrete application equipment). The tests were performed directly in the premises of the ZAPA batching plant in Kačerov, using a fully mobile spraying machine. The concrete testing itself was performed by an accredited company, Beton Bohemia ZL.

The objective of the testing was to verify properties of various formulas when various types and various doses of Meyco accelerator were used. Several tests which were repeated in this way resulted in SB1 formula. Cement produced by Radotín cement works was used in this formula.

The contractor, Hochtief, considered the proposed formula to be uneconomic on the basis of experience from German constructions. Hochtief and BASF technologists agreed that tests of an alternative formula SB2 using cement produced in German cement works, Karsdorf, would be conducted.



## UŽITÍ NOVÉ RECEPTURY STŘÍKANÉHO BETONU V PRIMÁRNÍM OSTĚNÍ TUNELU

V současnosti dosahuje mechanizace na tunelových stavbách maxima. Jednou z mála možností, jak stavbu urychlit a také snížit výrobní náklady, jsou úspory při aplikaci stříkaného betonu.

Přípravě technologie stříkaných betonů byl na tunelu úseku 514 kladen velký důraz. Ve spolupráci s Hochtief Construction AG byly první zkoušky receptur stříkaných betonů realizovány již v březnu roku 2006, tedy téměř rok před započítáním vlastních ražeb. Tyto zkoušky byly prováděny v úzké spolupráci se společností ZAPA beton (dodavatel betonu) a BASF (dodavatel přísad do betonu a strojního zařízení na aplikaci stříkaného betonu). Zkoušky byly realizovány přímo v prostorách betonárny ZAPA Kačerov za použití plně mobilního stříkacího stroje Meyco Roadrunner. Vlastní zkoušky betonu realizovala akreditovaná společnost Beton Bohemia ZL.

Účelem zkoušek bylo ověření vlastností různých receptur stříkaného betonu za použití různých typů a různých dávek urychlovací přísady značky Meyco. Výsledkem několika takto opakovaných zkoušek byla receptura SB1. V této receptuře byl použit cement vyrobený v cementárně Radotín.

Dodavateli Hochtief se jevila na základě zkušeností z německých staveb navrhovaná receptura nevhodná. Technologové společnosti Hochtief a BASF se dohodli na zkouškách alternativní receptury SB2 s cementem vyráběným v německé cementárně Karsdorf. Kombinace cementu Karsdorf CEM II 52,5 AS a urychlovače Meyco SA180 se osvědčila na několika tunelových stavbách v Německu a v Rakousku.

## PRVNÍ ZKUŠENOSTI S POUŽITÍM SPECIÁLNÍHO TUNELOVÉHO CEMENTU DO STŘÍKANÝCH BETONŮ V ČESKÉ REPUBLICĚ

Mohlo by se zdát, že beton bude při použití drahého speciálního cementu dováženého z Německa nákladově dražší než obdobný beton ze standardního cementu z české produkce. Skutečnost je však opačná. Kubík hotové konstrukce ze stříkaného betonu podle receptury SB2 je levnější než při užití receptury SB1.

Poprvé tak byl v podmínkách České republiky nasazen speciální cement vyvinutý právě pro aplikaci do stříkaných betonů a také systém garance dávkování přísad formou bonus-malus společnosti BASF.

Systém garance dávkování motivuje totiž všechny smluvní strany k dosažení co nejvyšší kvality konečného produktu. Použitím kvalitních vstupních surovin je možné získat finální produkt, který je nákladově výhodný pro dodavatele betonu, pro dodavatele přísad, tak i pro zhotovitele stavebního díla.

Výhody vybrané receptury stříkaného betonu a systému garance dávkování se plně projeví již při prvním vyhodnocení dávkování urychlovače. Výsledná hodnota průměrného dávkování množství urychlovací přísady Meyco SA180 po prvním čtvrtletí roku 2007 byla 5,4 %. Tento výsledek výsokně předčil smluvně garantovanou hodnotu množství ve výši 6,5 %. Další podstatnou výhodou vybrané receptury však byla spolehlivost vlastností stříkaného betonu a především pak zaručené charakteristiky náběhových pevností.

## ZÁVĚR

V době psaní příspěvku (3/2009) je dokončeno definitivní ostění třípruhového tunelu a provádí se jeho stavební vybavení (kanalizace, chodníky, kabelovody). Na dvoupruhovém tunelu ještě probíhá betonáž ostění, stejně jako v propojkách. Datum uvedení do provozu 4/2010 se velmi rychle blíží.

K definitivnímu ostění bychom se rádi vrátili samostatným příspěvkem po jeho dokončení v celém rozsahu, včetně koncepce statického výpočtu a problematiky provádění definitivních konstrukcí z provzdušněného betonu třídy C25/30 XF4, XD3.

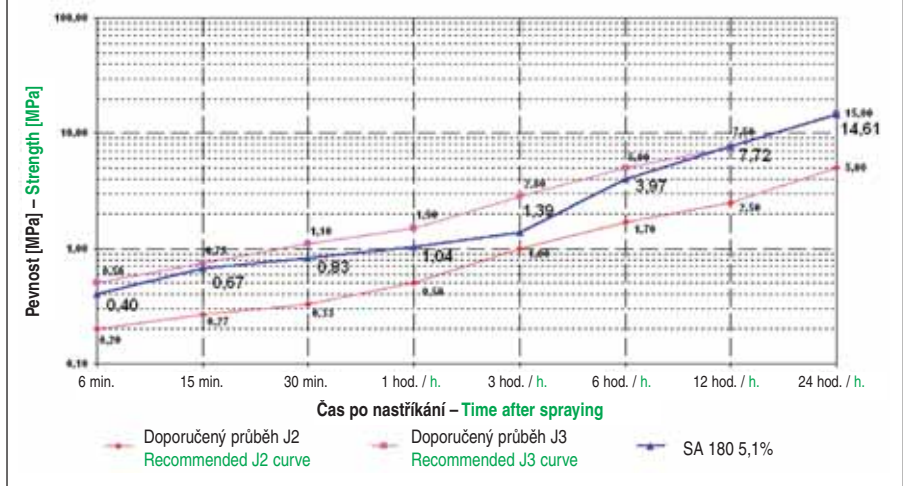
ING. LADISLAV ŠTEFAN, ladislav.stefan@hochtief.cz,  
HOCHTIEF CZ, a. s.,

DIPL.-ING. GOTTLIEB BLAŽEK, gottlieb.blazek@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG,

ING. VÍT PASTRŇÁK, vit.pastrnak@hochtief.cz,  
HOCHTIEF CZ, a. s.

Recenzoval: Ing. Otakar Hasík

Dávkování urychlovače MEYCO SA 180: 5,1 %  
Accelerator dosing by MEYCO SA 180: 5,1 %



Obr. 13 Graf typického průběhu vývoje počátečních pevností stříkaného betonu  
Fig. 13 Typical curve of development of shotcrete early strength

A combination of Karsdorf CEM II 52.5 AS cement and Meyco SA180 accelerator proved itself on several tunnelling projects in Germany and Austria.

## FIRST EXPERIENCE FROM THE USE OF SPECIAL TUNNEL CONSTRUCTION CEMENT FOR SPRAYED CONCRETE IN THE CZECH REPUBLIC

It could seem that concrete will be more expensive in terms of the expenses if expensive cement imported from Germany is used than similar concrete using standard cement produced in the Czech Republic. Although, the experience is just opposite. A cubic metre of the complete shotcrete structure using formula SB2 is cheaper than if SB1 formula is used.

The special cement developed specifically for sprayed concretes was applied on this project for the first time in the Czech Republic, as well as a BASF bonus-malus system for guaranteeing the dosing of additives.

The additive dosing guarantee system motivates all parties to the project to achieving as high quality of the final product as possible. By using quality feed materials it is possible to obtain a final product which is favourable in terms of costs for both the concrete supplier, additive supplier and the contractor.

The advantages of the chosen formula and the dosage guaranteeing system were fully proved as early as the first assessment of the accelerator dosing. The final value of average percentage of Meyco SA180 accelerator dosing after the first quarter of 2007 was 5.4%. This result highly exceeded the contractually guaranteed value of 6.5%. Another significant advantage of the chosen formula was reliability of shotcrete properties and, first of all, the guaranteed characteristics of early strengths.

## CONCLUSION

At the moment of writing this paper (03/2009), the final lining of the triple-lane tunnel is complete and the tunnel construction equipment is being installed (sewerage, walkways, cableways). Casting of the final lining in the double-lane tunnel and cross passages is still underway. The date 04/2010 for the tunnel opening to traffic is very quickly approaching.

We would like to return to the issue of the final lining through a separate paper when it has been finished to the full extent, including the structural analysis concept and problems of the construction of final structures where C25/30 XF4, XD3 grade aerated concrete is applied.

ING. LADISLAV ŠTEFAN, ladislav.stefan@hochtief.cz,  
HOCHTIEF CZ, a. s.,

DIPL.-ING. GOTTLIEB BLAŽEK, gottlieb.blazek@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG,

ING. VÍT PASTRŇÁK, vit.pastrnak@hochtief.cz,  
HOCHTIEF CZ, a. s.

# NOVÉ ŽELEZNIČNÍ SPOJENÍ NA SEVERNÍ PŘEDMĚSTÍ SYDNEY

## TRATĚ EPPING – CHATSWOOD

### NEW RAIL LINK TO SYDNEY'S NORTHERN SUBURBS

### EPPING TO CHATSWOOD RAIL LINE

MARTIN PFEIFFER, RIKU TAURIAINEN, FRANK WILKING

Dne 23. února 2009 otevřel premiér Nového Jižního Walesu Nathan Rees železniční trať Epping–Chatswood (ECRL) v nové stanici Macquarie University Station v australském Sydney. Nová železnice spojuje trať North Shore Line v obchodním centru předměstí Chatswood se stanicí Epping na trati North Line. Projekt zahrnuje stavbu dvojice jednokolejných železničních tunelů, každý délky 12,5 km, hloubené konstrukce u křížení s řekou Lane Cove, tři nové podzemní stanice, velkou modernizační stanici Epping a napojení do nynější železniční sítě.

Stavba byla provedena na klíč sdružením Thiess/HOCHTIEF JV (THJV), se kterým byla v červnu 2002 podepsána smlouva za 600 milionů eur na dodávku na klíč (Design and Build).

#### RAŽBA TUNELU

Přípravné práce byly zahájeny v listopadu 2002 s tím, že veškerá hlavní činnost se pohybovala kolem ústředního pracoviště celé stavby – pracoviště M2. To, že bylo téměř uprostřed trasy, z něj udělalo ideální místo pro vytvoření základny pro tunelářské práce, obzvláště s přihlédnutím k omezenému prostoru v Chatswoodu a Eppingu. Na tomto staveništi byla betonárna, meziskládka rubaniny, startovací šachta tunelovacích strojů TBM 20x25 m, hluboká 30 metrů a šikmý přístupový tunel.

Dva tunelovací stroje TBM, každý o průměru 7,2 metru, se montovaly v šachtě M2, přibližně v polovině navržené trasy. Odtud pak začaly razit směrem na Epping. Po dokončení 6,7 km dlouhých ražeb do Eppingu dojezdy stroje TBM do předem připravené šachty, kde byly částečně demontovány a protaženy zpět tunelem do startovacího místa na staveništi M2. Zde byly obráceny, znovu smontovány a začaly razit 5,8 km dlouhé úseky druhým směrem na Chatswood. Když stroje TBM prorazily v Chatswoodu, byly demontovány ve speciálně připravené komoře a dopraveny na povrch k odvozu ze stavby.

Kombinovaná průměrná rychlost strojů TBM na projektu byla velmi účtyhodná – 33 metrů za den, s nejlepším denním výkonem 92 metrů, s kterým stavba drží světový rekord pro stroje TBM této velikosti a třídy ražby. K dosažení světového rekordu v týdenním postupu ražby jim chyběly pouhé 4 metry, když vyrazily 368 metrů za jeden týden.



Obr. 1 Situace železniční trati Epping–Chatswood  
Fig. 1 Location of the Epping to Chatswood Rail Line

On February 23, 2009 Nathan Rees the Premier of New South Wales opened the Epping to Chatswood Rail Line (ECRL) at the new Macquarie University Station in Sydney, Australia. The new railway is connecting the North Shore Line at the business centre of Chatswood to the North Line at Epping Station. The project comprises the construction of 12.5km twin rail tunnels, cut and cover works at the Lane Cove River crossing, three new underground stations, a major upgrade of Epping Station and the integration into the existing rail network.

Project turnkey construction was carried out by the Thiess/HOCHTIEF JV (THJV), which was awarded the 600M Euro design and build contract in July 2002.

#### EXCAVATION

Preparation work began in November 2002 with all major activity based around the project's central M2 worksite. Being almost at the alignment's mid point made it an ideal location to base the tunnelling operations, particularly with regard to the limited space at Chatswood and Epping. The site houses the concrete batching plant, spoil operations, the 20m x 25m x 30m deep TBM launch/turning shaft and the decline tunnel.

The TBM's, each with a 7.2-metre diameter, were assembled at M2 shaft, approximately half way along the proposed line. Then they began tunnelling towards Epping. On completion of the 6.7 kilometre drives to Epping the TBM's were run into a pre-prepared chamber where they were partially disassembled and pulled back through the tunnel to the M2 start point. Here, they were turned around, reassembled, and began work heading the 5.8 kilometres, the other way, towards Chatswood. Once the TBM's broke through at Chatswood, they were dismantled inside a specially prepared chamber and then transported to the surface for removal from site.

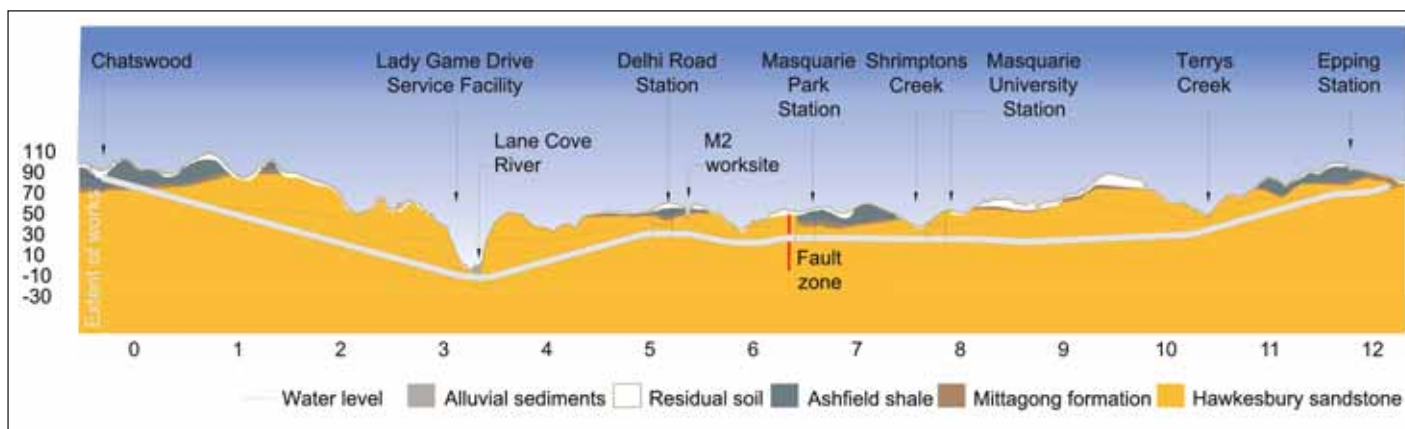
The combined average speed of the TBM's on the project was a highly respectable 33 metres per day, with a best ever of 92 metres in 24 hours. The project holds the world record for the daily excavation rate, for TBM's of this size and class. Their weekly excavation rate missed the world record by only 4 metres, coming in with 368 metres in one week.

The 12.8m centreline spaced tunnels run at depths between 15m and 60m through the Sydney Basin, consisting of the Mid Triassic Ashfield Shale, the Mittagong Formation and Hawkesbury Sandstone. Tunnel excavation is almost exclusively through the Hawkesbury Sandstone, a medium to coarse grained quartz rich rock with strengths of around 35MPa.

It was decided to bore the tunnels using two 7.2-metre diameter Robbins hard rock TBM's. Some 10% of each 1200t machine was originally used on the Lesotho project in Africa, specifically the cutterhead support, the mainbeam, the gripper carrier and the gripper cylinder, the remaining 90% was all new.

The machines were taken from storage in France and transported to Newcastle, New South Wales for refurbishment at a shipyard in late 2002. Each TBM was completely re-built under the manufacturer's supervision to give 7,700kN of thrust and 1,475kN of torque, while the 2,300kW cutterheads were equipped with 35 x 17" wedge lock design backloading cutters to cut the abrasive sandstone. Roof drills, mesh installers and ring beam erectors were also provided to aid installation of the initial tunnel support, designed to cope with the route's six support classes of sandstone. This varied from spot bolting in the tunnel's predominantly good ground (PRL-1) to a tight array of chemically grouted rockbolts and steel sets in the very occasional poor conditions (PRL-6) through the alignment's fault zones. Any shotcrete required for roof support was manufactured by the THJV at the M2 worksite.

The tunnel invert was cast some 6m behind the TBM using a relatively new system, which combined prefabricated segments with in-situ concrete. As the TBM's advanced, a 45cm wide precast concrete element was installed at 6m centres. These were then straddled by 6m long sections



Obr. 2 Podélný řez trasou tunelu

Fig. 2 Longitudinal section of the tunnel alignment

Tunely s osovou vzdáleností 12,8 m procházejí v hloubce mezi 15 a 60 metry sydneyjskou pánví, skládající se ze středně triasových ashfeldských břidlic, mittagongské formace a hawkesburyských pískovců. Ražba tunelů prochází téměř výhradně hawkesburyskými pískovci, což je střednězrná až hrubozrná prokřemenělá hornina s pevností kolem 35 MPa.

Bylo rozhodnuto, že ražby budou provedeny dvěma otevřenými tunelovacími stroji TBM Robbins do tvrdých hornin o průměru 7,2 metru. Asi 10 % z každého stroje o hmotnosti 1200 t bylo původně použito na stavbě v Lesothu v Africe, konkrétně opera řezné hlavy, hlavní nosník, nosič rozpěrných desek a rozpěrné desky. Zbývajících 90 % bylo nových.

Stroje se odebraly ze skladu ve Francii a na konci roku 2002 byly dopraveny do Newcastle v Novém Jižním Walesu k přestavbě v loděnici. Každý stroj TBM byl kompletně přestavěn pod dohledem výrobce tak, aby dával přítlak 7700 kN a krouticí moment 1475 kN. Řezné hlavy byly vybaveny 35 valivými dlaty výměnitelnými zevnitř stroje velikosti 17" pro rozpojování abrazivního pískovce. Pro stroje TBM byly dodány i vrtačky pro vrtání v přístropí, zařízení na instalaci svařovaných sítí a ukladače dílců, aby pomohly s instalací primárního zajištění tunelu. Byly navrženy tak, aby si poradily s šesti třídami zajištění výrubu v pískovci, vyskytujícími se na trase. Zajištění se pohybovalo od bodového osazování svorníků v převažující dobré hornině (PRL-1) až k husté sestavě chemicky injektovaných svorníků a ocelových rámu ve velmi řídké se vyskytující špatných geologických podmínkách (PRL-6) při průchodu trasy poruchovými zónami. Všechny stříkané betony potřebné pro zajištění stropu vyráběl dodavatel THJV na staveništi M2.

Dno tunelu se provádělo asi 6 m za strojem TBM relativně novým systémem, který kombinoval prefabrikované dílce s monolitickým betonem. Jak stroje TBM postupovaly, každých 6 m byl položen 45 cm široký prefabrikovaný díl. Po obou stranách mezery mezi těmito díly pak byly instalovány 6 m dlouhé kolejnice pro pojezd závěsu štítu, které tvořily bočnice bednění prostoru dna, do kterého se ukládal prostý monolitický beton. Systém s širokým rozchodem kolejnic na dně tunelu skládající se z 3770 prefabrikovaných dílců dna a kolem 33 000 m<sup>3</sup> litého betonu měl několik výhod. Kromě značných úspor nákladů umožňoval použití bezpečnější a účinnější metody práce tím, že umožňoval použití pneumatikových vozidel na dopravu materiálů ke strojům TBM. Dno tedy bylo nedílnou součástí provozu strojů a muselo zapadat do systému



Obr. 3 Budování dna tunelu

Fig. 3 Construction of tunnel invert

of TBM back-up support rail that provided the sideforms within which the space between was infilled with unreinforced in-situ concrete. Comprising 3,770 invert segments and some 33,000m<sup>3</sup> of poured concrete, the wide gauge invert system offered several advantages. As well as significant cost-savings, it offered a safer and more efficient work method by allowing the use of rubber-tyred vehicles for transportation of supplies to the TBM's. Thus the invert was an integral part of the machine's operation and had to fit into the tunnel logistic system. The concrete was batched on site, delivered to the TBM in underground agitator trucks, discharged into a skip on the TBM and carried forward to the work station using a monorail crane.

The spoil was transported via a system of five conveyor belts to the M2 site where it was stockpiled and a large percentage reused during later works. To cope with the projected 800t/hr of spoil per TBM a horizontal 900mm belt width conveyor, suspended from the tunnel crown, was used in both up line and down line feeding a common 1200mm belt width conveyor in a cross passage. Then the excavated spoil reached via the incline conveyor located in the decline tunnel and the stacker conveyor the 15,000m<sup>3</sup> muck pile.

On their way to Epping at Macquarie Park and Macquarie University Stations the tunnelling crew was confronted a technically innovative part of the design – boring through the cavern bench with 1.8m of the cutterhead exposed. The station cavern's 200m length and 20m width had already been excavated by roadheader to a depth 5.5m above the cavern floor leaving a 5.4m high bench to be removed by the TBM's, with each drive separated by a central 5.6m wide pillar. The central pillar was removed by rock hammer and excavator after both TBM's had passed through the cavern.

This unusual method of removing the final 5.4m depth of the cavern was selected by THJV due to the tight nature of the construction schedule. It had been used at the two first stations reached by the TBM's, but was not necessary at Epping and Delhi Road where there was sufficient time in the programme for the station to be fully excavated.

More critical was the drive through the station by the second machine, due to the minimal rock provided by the central pillar for the TBM grippers to thrust off. To allay fears that excessive gripper forces could cause the pillar to fail during the heading, THJV reduced the gripper thrust by half to 900t and the torque by 60% to 1,500kNm. A bracing frame was also positioned within the already excavated down line tunnel to resist the gripper forces.

On the second leg to Chatswood the TBM's passed through the cut and cover Lane Cove River tunnel section, in the Lane Cover River Park. This had been excavated across the Lane Cove River using cofferdams to de-water half the river at a time whilst excavating, then flooding the completed half, and following the same process on the second half. This technique ensured the river maintained its flow during the works, minimising environmental impact.

The tunnelling works also comprise the construction of 3 cross overs, 44 fan niches and 49 cross passages linking the two tunnels every 240m along its alignment. The timely construction of the cross passages and fan niches were critical to the overall construction plan of the project. Planning was optimised by running TBM and cross passage/fan niche excavations concurrently. The most common construction method for the cross passages and fan niches comprised rock hammering and mucking out via dump truck. Where access and availability permitted, a road header could also be brought in for excavation.

## LINING

The excavated tunnels were finished to 6.65m internal diameter with a waterproof in-situ concrete lining. Within the 73-month design-build contract, the lining operation was programmed to progress over



Obr. 4 Ražby stroji TBM ve stanici Macquarie Park  
Fig. 4 TBM bores through Macquarie Park Station

logistiky stavby tunelu. Beton se míchal na staveništi, byl dodáván ke strojům TBM tunelovými autodomíchávači, vysypán do okovu na stroji TBM a dopravován vpřed na pracoviště pomocí podvěsného jeřábu.

Rubanina se dopravovala systémem pěti pásových dopravníků na staveniště M2, kde byla ukládána na mezikládku. Velké procento rubaniny se později znovu na stavbě použilo. Aby bylo možné zpracovat předpokládaných 800 t/hod. rubaniny z jednoho TBM, byl pro oba tunely použit vodorovný 900 mm široký pásový dopravník, který byl zavěšen ve vrcholu klenby tunelu. Dopravník dodával rubaninu na běžný 1200 mm široký pásový dopravník instalovaný v tunelové propojce. Potom se rubanina dostala přes šikmý dopravník umístěný v přístupovém tunelu a přes otočný korýtkový dopravník na skládku o objemu 15 000 m<sup>3</sup>.

Na cestě do Eppingu se ve stanicích Macquarie Park a Macquarie University tuneláři setkali s technicky novátorskou částí projektu – ražením TBM v opěři kaverny s tím, že 1,8 m řezné hlavy vyčnívalo nahoru do volného prostoru. Kalota kaverny stanice o délce 200 m a šířce 20 m již byla vyražena dříve frézou do úrovně 5,5 m nade dnem kaverny, takže na ražbu strojem TBM zbývala 5,4 m vysoká lavice. Ražby byly prováděny tak, že uprostřed zůstával 5,6 m široký horninový pilíř. Poté, co oba stroje TBM prošly kavernou, byl střední pilíř odstraněn hydraulickým kladivem a bagrem.

Tuto neobvyklou metodu použitou pro vyražení zbývajících 5,4 m kaverny vybral dodavatel THJV s ohledem na napjatý harmonogram prací. Metoda byla použita na prvních dvou stanicích, do kterých dorazily stroje TBM, ale nebyla nutná ve stanicích Epping a Delhi Road, kde byl pro dokončení ražeb v harmonogramu dostatečný prostor.

Průchod druhého stroje stanicí byl kritičtější, jelikož střední horninový pilíř poskytoval jen minimální oporu pro rozpěrné desky stroje TBM, a tím i pro vyvinutí přítlaku vpřed. Aby se zmírnily obavy, že by nadměrné rozpěrné síly mohly způsobit zborcení pilíře v průběhu ražby, snížil dodavatel THJV tlak rozpěrných desek o polovinu na 900 t a krouticí moment o 60 %, na 1500 kNm. Do již vyraženého tunelu byl navíc umístěn rozpěrný rám, aby odolával rozpěrným silám stroje TBM.

Ve druhé části trasy do Chatswoodu v parku Lane Cove River Park procházely stroje TBM úsekem hloubených tunelů v křížení s řekou Lane Cove. Ten byl předtím hlouben přes řeku Lane Cove pomocí jámeč, které při hloubení umožnily snížit hladinu spodní vody na polovinu šířky řeky



Obr. 5 Izolace proti vodě z nopové fólie  
Fig. 5 Dimple Sheet Waterproofing

20 month, starting in the Epping to M2 drive while the two TBM's excavated the second leg from M2 to Chatswood.

The originally design based on the known hydro geological data and anticipated that some 30% of the tunnels would need to be tanked and that a 2mm thick polyethylene (PE) membrane system would be used in tanked sections of the tunnels, as well as in the cross passages located at 240m intervals. As it happened water ingress during excavation was less than anticipated and THJV worked on submitting major value engineering alternatives to a) reduce the length of tanked waterproofing to less than 1% and to b) replace the PE membrane with a dimpled sheet membrane in the drained sections of the project.

According to the redesign the most part of the underground facilities have a drained waterproofing system, any water seepage being drained to one of five sumps and from there either pumped or fed by gravity to the main collection sump at the Lady Game Drive Service Facility near the Lane Cove River underpass. From this lowest point on the tunnelled alignment, water is lifted to a treatment plant and subsequently discharged to the river. Only on both sides of the Lane Cove River crossing cut-and-cover construction is the waterproofing system fully hydrostatically sealed or tanked.

As a result more than 400,000m<sup>2</sup> of dimpled waterproofing membrane, the majority supplied by Isola of Norway, was installed in the project. The material arrived in 2.4m wide rolls and had 20cm flat overlap edges. In the warm ambient temperatures of Sydney, the material was said to be easy to handle and work with. While there was a hydrophilic water-sealing gasket on the extrados edge of the precast concrete element in the invert system, there were no water stops or sealing gaskets in the arch concreting. The construction joints are all cold concrete contacts. With the dimple sheet waterproofing, the system met the requirements to have no damp patches on the arch. A crack survey of the un-reinforced watertight in-situ concrete of the base slab also identified no shrinkage cracking or water damp patches at all.

The draining system comprises a series of 150mm weep holes drilled at 15m centers through the concrete and the dimple sheet membrane down both sides of the tunnel. These weep holes allow seepage water to



Obr. 6a, b Zasouvání bednicích vozů do tunelu a jejich zaparkování v kaverně stanice Mac Uni  
Fig. 6a, b Shutters entering tunnel, parking at Mac Uni station

najednou. Potom byla dokončená polovina zaplavena a stejný postup se opakoval ve druhé polovině. Touto technologií se zajistilo, aby řeka v průběhu prací zachovala svůj průtok a minimalizoval se vliv na životní prostředí.

Tunelářské práce dále zahrnovaly stavbu 3 křížení, 44 výklenků pro ventilátory a 49 propojek, spojujících oba tunely každých 240 m. Včasné vybudování propojek a výklenků pro ventilátory bylo pro celkový harmonogram výstavby kritické. Plánování se optimalizovalo tím, že ražby stroji TBM a výrub propojek a výklenků pro ventilátory probíhaly současně. Nejjobvyklejší stavební metodou pro budování propojek a výklenků pro ventilátory bylo rubání hydraulickým kladivem a odvážení rubaniny dempry. Tam kde byl povolen a možný přístup, bylo možno nasadit na výrub i frézu.

## OSTĚNÍ

Vyražené tunely byly dokončovány na vnitřní průměr 6,65 m vodotěsným monolitickým betonovým ostěním. Z celkových 73 měsíců trvání kompletní stavby na klíč (Design and Build) se na provádění ostění plánovalo přes 20 měsíců, se začátkem ze stanice Epping do staveniště M2. Oba stroje TBM mezitím razily druhou část trasy ze staveniště M2 do Chatswoodu.

Původní projekt založený na známých hydrogeologických informacích předpokládal, že kolem 30 % délky tunelů bude opatřeno uzavřenou vodotěsnou hydroizolací s tím, že v izolovaných úsecích tunelů a v tunelových propojkách umístěných v intervalech 240 m se použije systém s 2 mm silnou polyetylenovou (PE) fólií. Stalo se ale to, že přítoky vody během ražeb byly menší, než se předpokládalo, a dodavatel THJV předložil zásadní alternativy hodnotového inženýrství k a) zmenšení délky konstrukce s uzavřenou fóliovou hydroizolací na méně než 1 % a b) nahrazení PE fólie v odvodněném úseku stavby novou fólií.

Podle změněného projektu je většina podzemních objektů chráněna odvodněným systémem hydroizolace – každý průsak vody se odvede do jedné z pěti jímek a odtud je buď čerpán, nebo odváděn samospádem do hlavní sběrné jímky v technologickém objektu Lady Game Drive v blízkost podchodu řeky Lane Cove. Z tohoto nejnižšího bodu na trase tunelu je voda čerpána nahoru do úpravny vody a následně vypouštěna do řeky. Systém s uzavřenou fóliovou hydroizolací je pouze v hloubených úsecích na obou stranách křížení řeky Lane Cove.

V důsledku toho bylo na stavbě provedeno 400 000 m<sup>2</sup> izolace z novopové fólie, která byla většinou dodávána firmou Isola z Norska. Materiál byl dodáván v 2,4 m širokých rolích. Pásky fólie měly 20 cm široké ploché okraje pro provádění přesahů. Říkalo se, že při vysokých teplotách panujících v Sydney se s materiálem snadno manipuluje a pracuje. Zatímco v systému dna byl na venkovním okraji prefabrikovaného betonového dílce hydrofilní těsnicí pásek, při betonáži klenby se žádné těsnicí pásky nebo těsnicí pásky neužívaly. Všechny pracovní spáry jsou tzv. studené betonové spoje (bez těsnicích pásků). Při použití novopové fólie izolační systém vyhověl požadavkům, aby v klenbě nebyla žádná vlhká místa. Průzkum trhlín v prostém vodotěsném monolitickém betonu desky dna nezjistil žádné smršťovací trhliny ani vlhká místa.

Drenážní systém se skládá z řady odtokových otvorů o průměru 150 mm, vrtaných do betonu a skrz novopovou fólii v osových vzdálenostech 15 m na obou stranách tunelu. Tyto odtokové otvory umožňují, aby prosakující voda odtékala do otevřených drenážních kanálů vytvořených po obou stranách 2,1 m širokého x 45 cm hlubokého kolejového lože, betonovaného jako následná operace klouzavého harmonogramu.

Každý 2,4 m široký pás byl rozvinut po obvodu klenby a následně přivařen k terčům zakotveným do horniny. Na novopovanou stranu fólie obrácenou směrem k hornině nebylo třeba dávat geotextilii, takže když byly pásky s 20 cm širokými přesahy svařeny dvojitými zkoušenými sváry, byl tunel s hydroizolací připraven pro betonáž monolitického ostění.

Dodavatel THJV pořídil šest 15 m dlouhých samohybných bednicích vozů rakouského výrobce Östu-Stettin, aby dodržel napjatý harmonogram. Každý vůz měl hmotnost kolem 130 tun, s plochou povrchu 265 m<sup>2</sup> z 10 mm silné oceli.

Těchto šest sad bednění bylo smontováno v srpnu 2004. Plánovalo se, že se začne betonovat od konce tunelových trub v Eppingu a bude se postupovat zpět k ústřednímu staveništi M2, které se nacházelo mezi podzemními stanicemi Macquarie Park a Delhi Road. Stroje TBM právě dokončovaly ražbu ze staveniště M2 do Eppingu a nebylo možné je ve stanici Epping vyzdvihnout na povrch. Musely být přesunuty zpět do M2. Při nejvyšší rychlosti postupu 530 m/24 hod. to trvalo 21 dnů.

Aby se ušetřil čas oproti harmonogramu, všech šest bednicích vozů bylo spuštěno do pracovní šachty M2 a přesunuto do kaverny stanice Macquarie University. Tam zůstaly vozy zaparkovány, dokud stanicí neprošly stroje TBM. Potom se pokračovalo v jejich přesunu do



Obr. 7 Budování kolejové desky pro přímé upevnění (Sydney Egg) metodou shora dolů

Fig. 7 Top down construction of track slab type DFF with "Sydney Egg"

flow into open drainage channels formed either side of a 2.1m wide x 45cm deep track bed cast as a subsequent rolling-program operation.

Once rolled around the arch, each 2.4m wide section was heat-welded to roundels anchored into the rock. With the dimpled side of the membrane against the rock, there was no need for a draining fleece layer and once the 20cm wide flat overlap sections were heat-welded with a double weld and tested for integrity, the waterproofed tunnel was ready for casting the in-situ concrete lining.

To keep the tight programme the THJV procured six, 15m long, self-propelling forms from the Austrian manufacturer Östu-Stettin. Each form weighed some 130 tonnes and each provided a 265m<sup>2</sup> casting surface of 10mm thick steel.

The six shutters were assembled in August 2004, the plan was to start them at the Epping end of the twin tunnels and work back to the central M2 working site located between the Macquarie Park and Delhi Road underground stations. The TBM's were just completing the M2 to Epping drives and with no opportunity to recover them at Epping; they had to walk back out to M2. This took 21 days, advancing at about 530m/24h at peak.

To save time on programme, the six lining forms were lowered into the M2 working shaft and walked along and parked in the Macquarie University station cavern until the retreating TBMs had passed through. They then continued their walk into the starting position at the Epping end of the headings taking eight days to complete the self-propelling walk and to set up for the first pour. This sequence saved more than a month construction time. With six, 15m long forms in hand, the original plan was to work them in two sets of three, one set in each drive. The three-set train would work a leap-frog pattern, the trailing two forms infilling the 15m bays left by the leading form. The logistics with three forms working together was complicated at this size of tunnel and the progress was not satisfying. After completing the section from Epping Station to Macquarie University station, the forms were split into three sets of two, again working a leap-frog pattern. Where with two sets of three forms 250m/week on average were achieved the production increased to a steady 30m/day/set or 90m/day in two 10h shifts/day, maintaining the necessary 8h strike period with three sets of two forms.



Obr. 8 Plovoucí kolejová deska před zvednutím a podložním ložisky

Fig. 8 Floating Track Slab before lifting and fitting of bearings

startovací pozice na konci ražeb v Eppingu. Dokončení samohybného přesunu a ustavení pro první betonáž trvalo osm dnů. Tento postup ušetřil více než měsíc z doby stavby. Při existenci šesti 15 m dlouhých bednicích vozů se původně plánovalo, že se vytvoří dvě sady, každá složená ze tří vozů, po jedné sadě pro každou tunelovou troubu. Třídílné pojízdné bednění by pracovalo systémem přeskakování a za ním by postupovalo dvoudílné bednění, které by vyplňovalo patnáctimetrové mezery vynechané vedoucím bedněním. Při dané velikosti tunelu byla logistika tří bednicích dílů spojených dohromady komplikovaná a postup betonáže nebyl uspokojivý. Po dokončení úseku ze stanice Epping do stanice Macquarie University byly díly rozděleny do tří dvoudílných sad, které opět pracovaly systémem přeskakování. Zatímco se dvěma sadami složenými ze tří bednicích vozů se dosahoval průměrný výkon 250 m/týden, se třemi dvoudílnými sadami se výkon zvýšil na stabilních 30 m/den na sadu, resp. 90 m/den ve dvou 10hodinových směnách za den, při dodržení osmihodinové doby pro odbednění.

Betonová směs byla navržena tak, aby byla zaručena vysoká kvalita, trvanlivost a nepropustnost. Jako kamenivo byl použit drcený čedič (kvůli trvanlivosti) a říční štěrk. Směs obsahovala 300 kg cementu a 100 kg popílku na metr krychlový. Vodní součinitel byl 0,43.

Beton byl dovážěn z betonárny sdružení na staveništi M2 do bednění již vyraženými tunely. Jediné mezilehlé místo, kde byl beton spouštěn otvorem do podzemí, byla stanice Macquarie, a to z důvodu zlepšení obtížné logistiky zásobování v podzemí. U bednicích vozů byla čerpadla na beton Putzmeister o výkonu 390 m<sup>3</sup>/hod., která dopravovala beton do rozdělovače a dvěma hadicemi do oken v bednění. Bednění se plnila ode dna nahoru s tím, že hutnění se v každém bednění provádělo 72 vibrátory. Následující program systematické opravné injektáže zajistil úplné vyplnění jakýchkoliv dutin ve vrcholu klenby.

## TRAŤOVÉ PRÁCE

Koleje na trase Epping–Chatswood byly budovány jako klasický železniční svršek. Rozchod kolejí je 1435 mm, návrhová rychlost 100 km/hod., takže bylo potřebné minimální převýšení koleje 125 mm. V závislosti na požadavcích na kontrolu hlučnosti a vibrací byly prováděny dva různé druhy svršku. Na délce 20 800 m byl použit systém přímé upevnění (Direct Fixation Fastener). Kolejová deska z betonu o pevnosti 40 MPa vyztužená svařovanou sítí byla 2150 mm široká, s průměrnou tloušťkou 430 mm. Dilatační spáry byly zřizovány po 24 metrech. Kolejnice o hmotnosti 60 kg na metr s tvrzenou hlavou byly uchyceny v roztečích 700 mm. Pro uchycení kolejnic byl zvolen systém Dekor Sydney Egg, který zajišťuje vysoké utlumení hluku a vibrací. Tento systém byl instalován metodou shora dolů.

V citlivějších oblastech byl navržen systém trati na plovoucí kolejové desce (Floating Slab Track). Plovoucí deska byla z betonu o pevnosti 40 MPa, s prutovou výztuží asi 300 kg/m<sup>3</sup>. Jeden díl byl 19,60 m dlouhý, 2125 mm široký s tloušťkou 300 mm. Byl podepřen 20 elastomerními ložisky. Deska se betonovala na dně a po dosažení pevnosti byla hydraulicky zvednuta. Trať se stavěla metodou vrtání a zalévání závlivkovou hmotou, při které se podkladnice upevňovaly šrouby zalitými epoxidem v jádrových vrtech. Tento systém, který zajišťuje vyšší tlumení, byl požadován na délce 5566 m tunelů.

## KOLEJOVÉ SYSTÉMY A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ STAVBY

Jako zásadní část této stavby na klíč sdružení THJV vyprojektovalo, vybudovalo a uvedlo do provozu kolejové systémy a technologické vybavení tunelů a stanic. V rámci stavby bylo vybudováno pět nových drážních měnřen a dvě hlavní signalizační a komunikační budky. Z důvodu napjatého harmonogramu těchto prací začala instalace tohoto souboru prací za 115 milionů eur již na začátku roku 2006 montáží 3 ks na míru vyrobených instalačních kolejových vozidel v Eppingu. Práce se skládaly z úplné montáže pro dodávku VN/NN a stejnosměrného trakčního proudu, trolejového vedení, signalizace, systému dispečerského řízení a pořizování dat, požární ochrany, systému radiové a telefonní komunikace, osvětlení a vrétrání. Aby byly práce dokončeny včas, pracovalo na tomto projektu ve vrcholném období více než 15 speciálních kolejových vozidel a 200 kvalifikovaných dělníků a inženýrů 24 hodin denně, 7 dní v týdnu, v třísměnném provozu (hlavní údaje: 40 km VN kabelů, 52 km optických kabelů, 26,5 km trolejového vedení, 92 proudových ventilátorů, 16 axiálních ventilátorů, 117 návštěvidel a plošin, 102 vlakových zastávek aj.).

MARTIN PFEIFFER, martin.pfeiffer@hochtief.de,

RIKU TAURIAINEN, riku.tauriainen@hochtief.de,

FRANK WILKING, frank.wilking@hochtief.de,

HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Essen

Recenzoval: Ing. Jan Korejčík



Obr. 9 Tunnel s železničním svrškem

Fig. 9 Tunnel with permanent way

The concrete mix was designed for high quality durability and impermeability. The aggregates were crushed basalt (for durability) and river gravel and the mix included 300kg of cement, 100kg of flyash, and a 0.43 water:cement ratio per cubic meter.

Concrete was trucked through the tunnels from the JV's M2 site batching plant to the forms. Only one intermediate drop hole was used at Macquarie station to improve difficult supply logistics underground. At the forms, 390m<sup>3</sup>/h capacity Putzmeister pumps conveyed concrete to the distributor and via two hoses into the shutter ports. The shutters were filled from the bottom up, 72 vibrators in each shutter compacted the pour. A following programme of systematic proof grouting ensured the complete fill of any voids in the crown.

## TRACK WORKS

The rail superstructure on the Epping to Chatswood Rail Line was constructed as permanent way. The track gauge is 1,435mm; the design speed was 100km/hr which resulted in a maximum superelevation of 125mm. According to requirements of noise and vibration control two different track types were executed. The so-called DFF-Type (Direct Fixation Fastener) was used over a length of 20,800m. The track slab consisting of 40 MPa mesh reinforced concrete was 2,150mm wide, with an average height of 430mm. Expansion joints were located at every 24m. The 60kg head hardened rails were supported at 700mm spacing. As rail support the Delkor Sydney Egg was chosen which provides a high noise and vibration attenuation. The DFF was constructed using the top down method.

In more sensitive areas the FST-Type (Floating Slab Track) was designed. The FST was made of 40MPa concrete with some 300kg/m<sup>3</sup> bar reinforcement. One slab section was 19,60m long, 2,125mm wide and 300mm height. It was supported on 20 elastomeric bearings. The concrete slab was poured on the invert and hydraulically lifted after curing. The track was built according the drill and grout method, in which the baseplates were epoxy-fixed in cored holes. This system provides a higher attenuation and was required at 5,566m of the tunnels.

## RAIL SYSTEMS AND M&E WORKS

As an essential part of this turnkey project THJV designed, built and commissioned the Rail Systems and M & E works for tunnels and stations. Within the project 5 new rail substation and 2 main signalling & communication huts have been built. Due to the tight program for these works, the main tunnel installation of the 115 M Euro package started in early 2006 with the assembly of 3 tailor made on-rail installation vehicles at Epping. The scope comprised the complete HV/LV and DC traction power supply, overhead wiring, signalling, scada, fire protection, radio and telephone communication, lighting and ventilation. At the peak more than 15 special on-rail vehicles and 200 skilled labour and engineers were working on a 24/7 basis in 3 shifts to achieve the timely completion of the works (key figures: 40km HV cable, 52km FO cable, 26.5km OHW, 92 jet fans, 16 axial fan, 117 signals and platforms, 102 train stops etc.).

MARTIN PFEIFFER, martin.pfeiffer@hochtief.de,

RIKU TAURIAINEN, riku.tauriainen@hochtief.de,

FRANK WILKING, frank.wilking@hochtief.de,

HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Essen

# STAVBA METRA VE STÍSNĚNÝCH POMĚRECH POMOCÍ TUNELOVACÍHO STROJE S FRÉZOU CONSTRUCTING AN UNDERGROUND RAILWAY IN CONFINED CONDITIONS USING A ROADHEADER

STEPHAN SCHLEGEL

## OBECNÉ INFORMACE

System metra v Norimberku je nejnovější v Německu. Byl otevřen v roce 1972. Od roku 2008 je jako první v Německu řízen plně automatizovaným systémem. Síť je 35 km dlouhá a skládá se ze tří tras. Denně metro přepravuje průměrně 325 000 cestujících.

Stavební odbor města Norimberk odpovídá za plánování tratí sítě, zatímco provoz spadá do odpovědnosti VAG (Verkehrs-Aktiengesellschaft Nuremberg, úřad pro veřejnou dopravu v Norimberku).

Investorem dále popsané stavby je město Norimberk.

## POPIS STAVBY

Oddíl 1.3 trasy U3 metra je přibližně 1,1 km dlouhý a obsahuje dvě hloubené podzemní stanice a úseky ražených tunelů s jednokolejnými i dvoukolejnými tunely. Stavbou se prodlužuje stávající trasa U3 v extrémně stísněných podmínkách vnitřního města. Náročný výzvy této stavby jsou vidět z toho, že na stavbu stanic je potřeba používat tunelovací stroj s frézou a metodu čelního odtěžování.

Stanice se staví v otevřených jamách s kotvenými nesouvislými stěnami z vrtaných pilot. Betonáže se provádějí pod provizorními stropy zřízenými pro účely provozu povrchové dopravy, ve kterých jsou prostupy různé velikosti. Tím je umožňováno zachování dopravy a minimalizuje se rušení veřejnosti. Jednokolejné a dvoukolejné úseky včetně rozšíření se razí tunelovacím strojem s frézou, tedy s co nejmenšími možnými vibracemi.

Provedený výrub je zajišťován vnějším ostěním z vyztuženého stříkaného betonu. Následně se provádí vodotěsné vnitřní ostění.

V tomto článku se pod pojmem oddíl rozumí čtyři samostatná staveniště, která mají různé funkce a pracuje se na nich různými stavebními metodami:

- Stanice Kaulbachplatz
- Tunel mezi stanicí Kaulbachplatz a následující stanicí Friedrich-Ebert-Platz
- Stanice Friedrich-Ebert-Platz
- Tunel mezi stanicí Friedrich-Ebert-Platz a následující stanicí Klinikum-Nord

## GENERAL INFORMATION

The Nuremberg underground rail system is the newest in Germany, having been opened in 1972. Since 2008, it has operated a fully automatic underground system, the first in Germany. The network is 35 kilometres long and comprises three lines. It carries an average of 325 000 passengers a day.

The Civil Engineering Department of the City of Nuremberg is responsible for network planning, whereas operation falls into the responsibility of the VAG (Verkehrs-Aktiengesellschaft Nuremberg, the public transport authority in Nuremberg). The City of Nuremberg is the client for the construction project described below.

## DESCRIPTION OF THE PROJECT

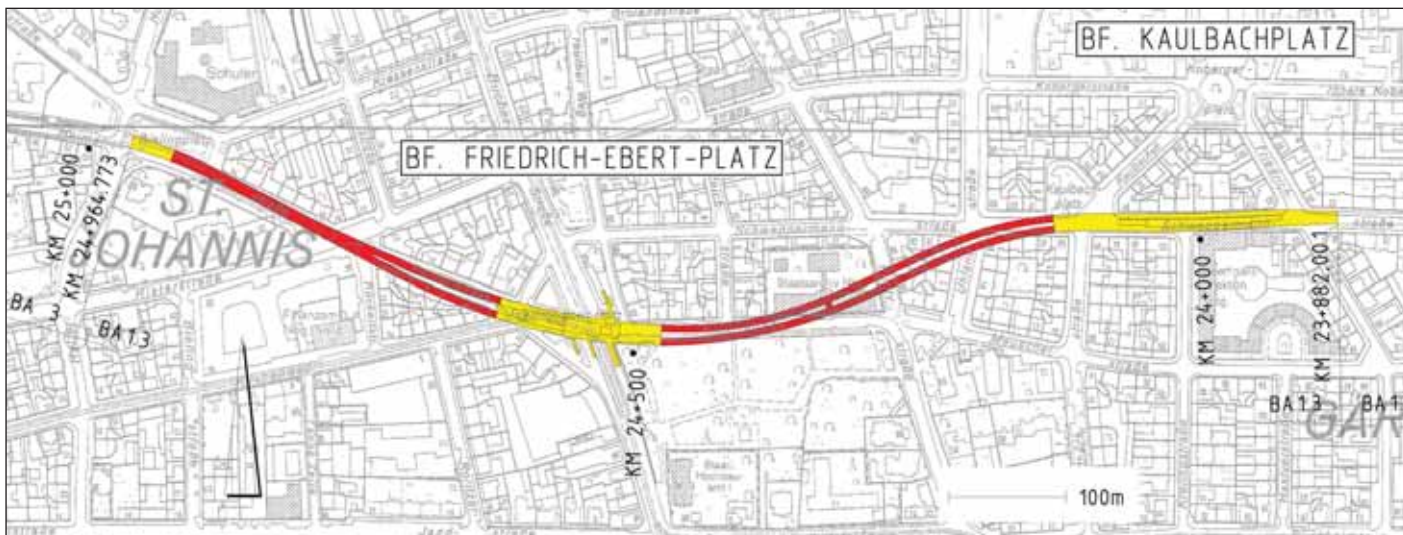
Section 1.3 of the U3 underground line is around 1.1 km long and comprises two underground stations, constructed by open-cut work, and single-track as well as double-track tunnel sections, for which the construction work is carried out underground. A length is being added to the existing U3 section, under extremely confined inner-city conditions.

The exacting challenges of this project are demonstrated by the need to use a roadheader for driving work, and a top-down method – working underground under a top cover – to construct the stations. The stations are built using the open-cut method, with an anchored non-contiguous bored-pile wall. The concreting work is carried out under temporary traffic decks with access openings of variable size, so that road traffic can be maintained and disruption to the public is minimised.

The single-track and double-track sections, including widenings, are excavated underground by a roadheader as vibration free as possible. The heading is secured using a reinforced shotcrete outer lining. A waterproof inner lining is then installed.

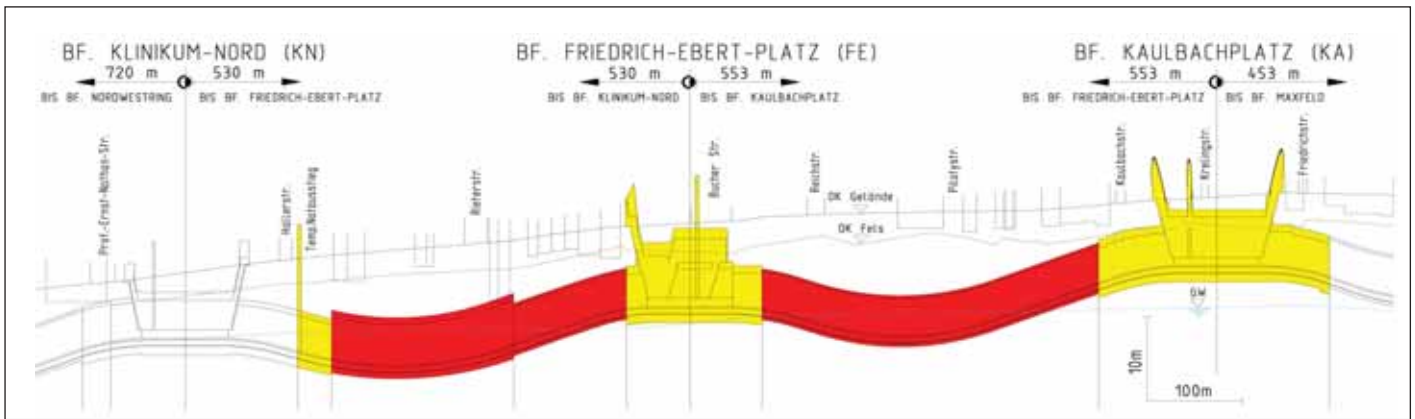
In this paper, the section concerned will be considered as four separate construction sites which have quite different functions and are executed by different construction methods:

- Kaulbachplatz station
- The tunnel between Kaulbachplatz station and the following station, Friedrich-Ebert-Platz
- Friedrich-Ebert-Platz station
- The tunnel between Friedrich-Ebert-Platz station and the following station, Klinikum-Nord



Obr. 1 Situace oddílu

Fig. 1 Layout of section



Obr. 2 Podélný řez oddílem

Fig. 2 Longitudinal profile of section

### STANICE KAULBACHPLATZ

Stanice se nachází v hustě obydlené části města s denní přepravou 9000 obyvatel a dojíždějících osob. Jedná se o hloubenou stanici přibližně 240 m dlouhou. Záporové stěny a stěny z vrtaných pilot kolem stavební jámy se musí budovat v obzvláště stísněných poměrech. Kvůli blízkosti budov, aby se zabránilo poškození jejich fasád a konstrukcí, se některé piloty vrtají šikmo.

Vytěžená zemina se odváží převážně na západ přilehlými tunely. Po provedení podzemní stěny z vrtaných pilot se stavební jáma úplně zakrývá provizorním stropem pro převedení dopravy. Prostory ve stropu s proměnnou velikostí umožňují přístup do podzemí pro materiály a služby. Kromě toho umožňují zachování silniční dopravy po dobu provádění stavby. Všechny stavební práce na stanici se provádějí kompletně pod stropem.

Po skončení betonáže se dočasné stropy odstraní a vytěžená oblast se úsek za úsekem zpětně zasype.

### TUNEL MEZI STANICÍ KAULBACHPLATZ A NÁSLEDUJÍCÍ STANICÍ FRIEDRICH-EBERT-PLATZ

Tento 350 m dlouhý tunelový úsek zahrnuje dva jednokolejné tunely, každý s příčným profilem cca 36 m<sup>2</sup>. Přibližně v polovině trasy mezi stanicemi Kaulbachplatz a Friedrich-Ebert-Platz je křížení mezi dvěma souběžnými tunely, které se celé nacházejí ve svrchních vrstvách triasu (keuper). Výška skalního nadloží se pohybuje od 5 do 10 m. Tyto dva jednokolejné tunely se razí pod zemí frézou směrem ze stavební jámy pro stanici Friedrich-Ebert-Platz.

### STANICE FRIEDRICH-EBERT-PLATZ

Tato dvoupodlažní stanice se nachází v oblasti náměstí Friedrich-Ebert-Platz. Úroveň nástupiště je přibližně 9 m pod povrchem. Schodiště A vede přímo do úrovně ulice. Dvě další schodiště vedou z mezilehlé úrovně do různých míst náměstí Friedrich-Ebert-Platz. Stanice Friedrich-Ebert-Platz je velmi důležitá. Obsluhuje 13 000 obyvatel a dojíždějících osob.

Stanice na náměstí Friedrich-Ebert-Platz se staví metodou hloubení a současně slouží jako startovací komora pro ražbu tunelů v obou



Obr. 3 Situace stanice Kaulbachplatz

Fig. 3 Plan of Kaulbachplatz

### KAULBACHPLATZ STATION

The station is in a heavily populated urban district, with a daily transit of about 9 000 residents and commuters.

The station is being built by the open-cut method. The excavated length is approximately 240 m. The bored-girder and bored-pile wall surrounding the excavation area has to be constructed under particularly restricted conditions. Due to the proximity of buildings some of the piles are bored inclined to avoid damage to their facades and structures.

The excavated earth is removed predominantly to the west through the adjacent tunnels. After execution of the bored pile wall the excavated pit is completely covered by temporary traffic decking. Openings of variable size in the covers provide access for materials and services below ground, and moreover allow road traffic to be maintained while the construction work is going on.

All the construction work of the station takes place completely beneath the decking.

Once the concreting work is complete, the temporary covers are removed and the excavated area is filled in once more, section by section.

### TUNNEL BETWEEN KAULBACHPLATZ STATION AND THE FOLLOWING STATION, FRIEDRICH-EBERT-PLATZ

The tunnel section, which is 350 m in length, comprises two single-track tunnels, each approximately 36m<sup>2</sup> in cross-section. About halfway between Kaulbachplatz and Friedrich-Ebert-Platz stations, there is a crossing between the two parallel tunnels which are located solid in the Keuper rock. The rock cover is between 5 and 10 m. The two single track tunnels are excavated underground by a roadheader, approaching from the pit at Friedrich-Ebert-Platz station.

### FRIEDRICH-EBERT-PLATZ STATION

The two level station is located in the area of Friedrich-Ebert-Platz. The platform level is approximately 9 m below ground level.



Obr. 4 Provizorní strop pro převedení dopravy

Fig. 4 Temporary traffic decking





Obr. 5 Stavba metodou čelního odtěžování  
Fig. 5 Top-down construction method

směrech. Stavební jáma je přibližně 140 m dlouhá. S výjimkou krátkých přestávek se bude provoz tramvajů a silničních vozidel udržovat po celou dobu výstavby. Stavba stanice je rozdělena do několika úseků s různými situacemi odklonů dopravy.

### TUNEL MEZI STANICÍ FRIEDRICH-EBERT-PLATZ A NÁSLEDUJÍCÍ STANICÍ KLINIKUM-NORD

Tento úsek tunelu se skládá ze dvou jednokolejných tunelů o délkách 118 m a příčném profilu přibližně 36 m<sup>2</sup>. Dva jednokolejné tunely se spojují do jednoho dvoukolejného tunelu o délce 192 m a s příčným profilem přibližně 65 m<sup>2</sup>. Od náměstí Friedrich-Ebert-Platz trasa prochází pod citlivými stávajícími budovami ulice Rückertstraße až k náměstí Bielingplatz. Razí se opět pomocí frézy. Poslední asi 35 m dlouhý úsek tunelů na náměstí Bielingplatz, těsně před stanicí Klinikum-Nord, se provádí v otevřené jámě.

### SLED PRACÍ

Stavební práce na stavenišťích obou stanic, stanice Kaulbachplatz a stanice Friedrich-Ebert-Platz, se zahajují současně. Zatímco ve stanici Kaulbachplatz se provádějí provizorní stropy a zakrytí v řadě jednotlivých úseků, ve stanici Friedrich-Ebert-Platz je budována startovací komora s přístupovou rampou pro ražby tunelů. Po této rampě se také odváží rubanina z tunelů.

Na stanici Friedrich-Ebert-Platz se pracuje metodou čelního odtěžování, aby se tak minimalizovalo rušení obyvatel hlukem. Po dokončení pilotové stěny kolem stavební jámy se napřed budou betonovat desky pozdější stanice. Odvoz zeminy zevnitř konstrukce se bude provádět zcela pod zakrytím, dokud se nedosáhne konečné hloubky staniční komory.

Výkop na náměstí Friedrich-Ebert-Platz tvoří hlavní uzel pro provádění ražeb. Z tohoto místa se razí dva jednokolejné tunely v každém směru. Ražby procházející formací tvrdého keuperu se provádějí výhradně tunelovacím strojem s frézou. Nejprve se razí jeden po druhém dva jednokolejné tunely směrem na náměstí Kaulbachplatz, potom bude fréza razit tunely na druhou stranu z náměstí Friedrich-Ebert-Platz na náměstí Bielingplatz.



Obr. 7 Výkopová komora na náměstí Friedrich-Ebert-Platz v průběhu ražeb  
Fig. 7 Excavation chamber at Friedrich-Ebert-Platz, during driving work



Obr. 6 Situace náměstí Friedrich-Ebert-Platz  
Fig. 6 Plan of Friedrich-Ebert-Platz

A Staircase there leads directly to street level. Two further staircases lead from the intermediate level to different locations of Friedrich-Ebert-Platz. Friedrich-Ebert-Platz station is a passenger terminal for around 13 000 residents and commuters.

The station at Friedrich-Ebert-Platz is being built into the open-cut method, and simultaneously serves as a starting chamber for the tunnel work in both directions. The excavated pit is approximately 140 m long. With the exception of brief interruptions, the traffic of trams and road vehicles will be maintained throughout the period of construction. The station is being constructed in a number of sections, with different diversions for traffic.

### TUNNEL BETWEEN FRIEDRICH-EBERT-PLATZ STATION AND THE FOLLOWING STATION, KLINIKUM-NORD

The tunnel section comprises two single-track tunnels, each 118 m long and approximately 36m<sup>2</sup> in cross-section. The two single-track tunnels joint into a double-track section which is 192 m long and has a cross-section of approximately 65 m<sup>2</sup>.

From Friedrich-Ebert-Platz the alignment crosses below the sensitive existing buildings of the Rückertstraße, through to the square of Bielingplatz, again by using a roadheader. The last section – about 35 m long – of the tunnels, at Bielingplatz, just ahead of the station of Klinikum-Nord, is excavated by the open-cut method.

### SEQUENCE OF WORKS

The construction work at the two station sites, Kaulbachplatz and Friedrich-Ebert-Platz, is being started simultaneously. While the temporary traffic decks and covers are placed in a series of individual sections at Kaulbachplatz station, the starting chamber, which has an access ramp for the tunnel driving work, is built at Friedrich-Ebert-Platz station. Muck is also removed from the tunnel via this ramp.

The station of Friedrich-Ebert-Platz is being worked on by the top-down method to minimise disturbance caused by noise to residents. Once the piles surrounding the excavation pit are in place, the later station slabs will be concreted initially. The removal of earth inside the excavated area takes place entirely under the cover until the station chamber has reached its final depth. The excavations at Friedrich-Ebert-Platz form the key hub for the driving work: from here, two single-track tunnels are driven into both directions.

Driving through the hard Keuper is carried out solely by means of roadheader. First, one after the other, the two single-track tunnels towards Kaulbachplatz are driven, then the roadheader drives the opposite tunnels from Friedrich-Ebert-Platz to Bielingplatz.

While this work is going on, the traffic of trams and vehicles in the area around the inner-city junction formed by Friedrich-Ebert-Platz can be fully maintained. Because of the temporary load-bearing decking, material and services arriving for the underground construction at Kaulbachplatz station can only gain access through small individual openings.

All the concreting work for the station is carried out completely under the covers forming the roadway, with above-ground road traffic continuing without interruption. Once the concreting work is complete, the temporary covers are removed and the excavated area is re-filled section by section.

Provoz tramvají a vozidel v oblasti kolem křižovatky vzniklé uvnitř města na náměstí Friedrich-Ebert-Platz může zůstat v průběhu prací zachován bez omezení. Kvůli provizornímu nosnému zastropení je přístup pro materiály a služby pro podzemní stavbu stanice Kaulbachplatz možný pouze malými individuálními prostupy. Zcela všechny betonáže na stanici se provádějí pod stropními deskami tvořícími vozovku, po které pokračuje dopravní provoz bez přerušení. Když je betonáž dokončena, provizorní zakrytí se odstraní a ve vytěžené oblasti je úsek za úsekem proveden zpětný zásyp.

Návrh ražených tunelů závisí na zastižených horninových poměrech, stávajících budovách a prostoru, který je k dispozici.

## GEOLOGICKÉ PODMÍNKY A SPODNÍ VODA

Blízko povrchu v oblasti, kterou trasa prochází, se nacházejí prachové-písčité zásypy, archeologické pozůstatky a zbytky z války, sahající do hloubky převážně 3 m pod úroveň terénu. Ihned pod nimi následuje zóna zvětvávání formace keuper, složená z prachového písku a drobného až tvrdého pískovce „Blasensandstein“ formace keuper. Nebyl zastižen žádný kvartérní pokryv. Horniny formace keuper jsou drobné až tvrdé a v některých oblastech obsahují vrstvy horniny zvané „Quacken“ (velmi tvrdé vrstvy dolomitu nebo slínovce), které touto formací procházejí.

Tunely se razí hlavně v pískovci „Blasensandstein“. Tento typ keuperu je klasifikován jako stabilní hornina, takže se ražba může provádět i tunelovacím strojem s frézou. Hladina spodní vody je přes 5 m pod povrchem. Voda se pohybuje hlavně podél trhlin v horninách keuperu. Žádné velké přítoky spodní vody se nevyskytují.

## RAŽBY TUNELOVACÍM STROJEM S FRÉZOU

Převážná část trasy tunelů prochází pod veřejnými uličními prostory a opakovaně podchází stávající budovy. Ražby se provádějí bez vibrační razičí frézou ET-380 s okamžitým zajištěním výrubu vyztuženým stříkaným betonem, horninovými svorníky a ocelovými rámy. Tím se brání rozvolnění nebo nežádoucímu uvolnění napětí v horninovém masivu.

Řezná hlava frézy ve tvaru ananasu řeže materiál na kousky a jemné částice, které padají na dopravník, který je dopravuje spodem tohoto 120tunového stroje na jeho zadní konec a dále na sklápečnický nákladní vůz. Ten rubaninu odveze tunelem na mezilehlou skládku v prostoru staveniště. Na definitivní skládku odváží rubaninu společnost specializovaná na přemísťování zemin. Rubanina by se měla z čelby okamžitě odstraňovat, jelikož keuper má sklon k reagování se spodní vodou a získání konzistence bahna, která silně ztěžuje dopravu.

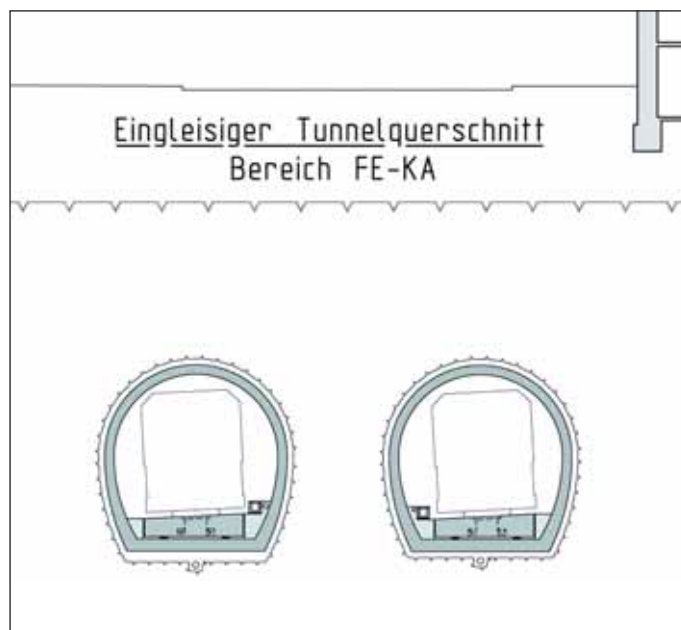
Stěny výrubu musí být zajištěny ihned po provedení výrubu. Dříve než může být zahájena práce na vystrojení výrubu, musí se všechno vybavení užívané pro provádění vystrojení včetně svorníků, ocelových ráků a výztužných sítí ručně dopravit na čelo výrubu, což znamená, že se musí přesouvat před tunelovací stroj. Jelikož tento stroj zabírá téměř celý příčný profil raženého tunelu, tato činnost ražby velmi ztěžuje.

Ražba kaloty je v předstihu pouhých několika metrů před ražbou opěří tunelu. Pro zajištění odhaleného líce výrubu se okamžitě nanáší počáteční ~3 cm silná těsnicí vrstva stříkaného betonu. Teprve potom se přidává až 25 cm silná vrstva vyztuženého stříkaného betonu. Nakonec se beton stříká na dno tunelu. Stříkaný beton používaný pro toto provizorní vnější ostění se stříká suchým postupem. Vrtky pro horninové svorníky se provádějí ručně pomocí ručních pneumatických vrtáček. Potom se do vrtů naplněných maltou vkládají svorníky.

Tento typ konstrukce je diktován stísněným prostorem, který je k dispozici. To, že se na tunel s tak malým příčným profilem používá tento výkonný tunelovací stroj s frézou, znamená, že jiný velký stroj se zde použít nedá. Povrchová úprava v tunelu je provedena pomocí vodotěsného vyztuženého betonu vnitřního ostění různé tloušťky. Beton pro vnitřní ostění se ukládá do ocelového bednění ve tvaru klenby s hladkým ocelovým pláštěm.

## PRUŽNÝ NOSNÝ SYSTÉM

K potlačení hluku se pro konstrukci tohoto systému metra užívá pružný systém uložení. Ten se skládá z jednotlivých železobetonových desek až 22 m dlouhých a 63 cm vysokých, které nesou kolejnice. Desky se betonují na separační vrstvu na dně tunelu a následně se zdvihají hydraulickými lisami a poté spouštějí na pružná ložiska.



Obr. 8 Příčný řez jednokolejným tunelem  
Fig. 8 Single-track cross-section

The design of the mined tunnels depends on the encountered ground conditions, the existing buildings as well as the availability of space.

## GEOLOGY AND GROUNDWATER

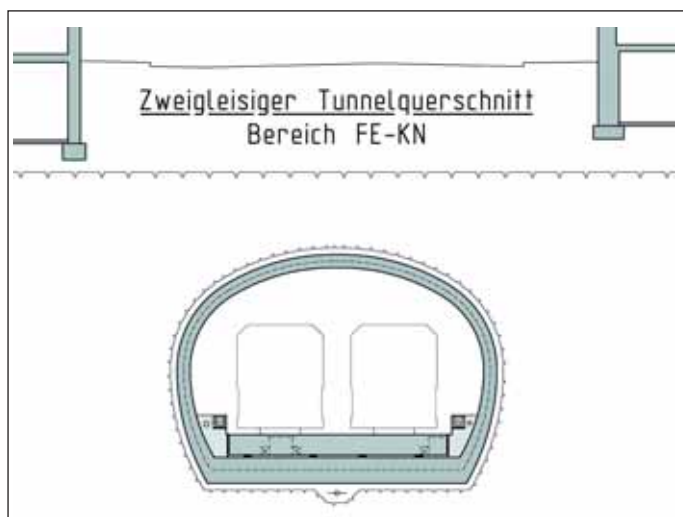
Close to the surface in the area of the alignment, there are silty-sandy fillings, archaeological remains and remains from war, to a depth of at most 3 m below the ground line. Immediately below follows the weathering zone of the Keuper, comprising silty sand and the brittle to hard “Blasensandstein” of the Keuper rock formation. No quaternary cover could be found. The Keuper is brittle to hard, and in some regions has layers of so-called “Quacken” (very hard layers of dolomite or marlstone) running through it. Tunnels are primarily driven through the “Blasensandstein”. This type of Keuper is classified as a stable rock, so in most cases driving can be carried out using a roadheader. Groundwater level is located more than 5 m below the ground level. Water moves primarily along the fissures of the Keuper rock. There is no significant ingress of groundwater.

## EXCAVATION BY ROADHEADER

Most of the tunnel route runs below public street spaces, and it repeatedly passes under existing buildings. Excavation is executed without vibrations by an ET-380 roadheader followed by immediate support with reinforced shotcrete, rockbolts and steel arches. This prevents any damaging loosening or unnecessary relaxation of the rock. The pineapple shaped cutterhead cuts the material into chips and fines which fall onto a conveyor, which carries it through to the back of the 120-tonne machine onto a dumper truck and is removed from the tunnel for intermediate storage in the station area. A company specialising in earth-moving operations transports it to final disposal. Rock cuttings should immediately be removed from the face since the Keuper has the tendency to interact with groundwater to take on a slurry like consistency which makes conveyance extremely difficult.

The walls must be secured immediately after driving. Before securing work can begin, all the equipment used for securing, including bolts, steelarches and reinforcing steel mesh, has to be carried manually to the face, which means it must be moved past the roadheader. Because the latter takes up almost the entire cross-section of the tunnel that is to be dug, this procedure makes the driving work considerably more difficult.

The heading is advanced only a few metres ahead of the tunnel bench. To support the exposed surface an initial sealing layer of ~3cm shotcrete is applied immediately and a reinforced shotcrete layer is added then to a thickness of up to 25cm. Finally shotcrete is applied to the tunnel invert. The shotcrete used for this temporary outer lining is sprayed on by the dry-method. The rock bolts are drilled by hand, using handheld air drills, and then inserted into the grout filled holes.



Obr. 9 Příčný řez dvoukolejným tunelem  
Fig. 9 Double-track cross-section

V železobetonové desce jsou kapsy ve vzdálenostech přibližně po 3,35 m, aby bylo možno osadit ložiska a rozmístit lisy. Kapsy jsou po instalaci zakryty deskami z elastobetonu. Toto řešení zajišťuje, že se později dají ložiska vyjmout a vyměnit.

Desky jsou propojeny kluznými trny s nátěrem z umělé hmoty, aby ve spárách systému pružného uložení docházelo k přenosu příčných sil. Trny jsou následně osazovány ve vhodně navržených kapsách v deskách a zalévány v nich vysokopevnostní, objemově stálou maltou. Tento systém pružného uložení byl počítán projektantem, kterého jmenoval společný podnik a kontroloval znalec investora.

## PRÁCE V PODZEMÍ POD STÁVAJÍCÍMI BUDOVAMI

Zvláštní problém v oblasti zajištění výrubu se objevil ihned po dokončení startovací fáze v úseku mezi náměstími Friedrich-Ebert-Platz a Bielingplatz. Ve vzdálenosti pouhých 95 cm od vrcholu výrubu se tam nalézají základové patky s osamělým zatížením 2200 kN. Prostředky pro zajištění výrubu navržené pro standardní ražby v tomto případě nejsou schopny zajistit bezpečnost potřebnou v této neobvyklé situaci. Namísto zajišťování pomocí mikropilotových deštníků nebo pomocí ražby předstihové štoly v kalotě byl zvolen systém kombinující hnané pažení s betonovým nosníkem podírajícím kritickou základovou patku.

Abyste se předešlo omezování prostoru v suterénu dané budovy, jsou nosníky umístěny pod podlahu suterénu. Přenášení podporových tlaků na příčné nosníky je zprostředkováno předpjatými interaktivními kotvami, které se instalují před ražbou tunelu. Tunel se zde razí v členění na kalotu a opěří s tím, že se okamžitě uzavírá dno. Aby se zmenšily nenosné úseky, jsou do čela výrubu v celé jeho výšce instalovány horninové svorníky.

Kritické úseky budovy nad tunelem jsou trvale sledovány systémem hadicové vodováhy, který spustí poplach ihned, jakmile je překročena předem nastavená hodnota. Injektáže omezeným tlakem přesto způsobily zdvihnutí základu o 5 mm. Následné sedání způsobené ražbami tunelu vedlo pouze k malému celkovému sedání. Tak bylo možné dokončit podcházení základů bez jakéhokoli poškození.

## AUTOMATIZOVANÉ ŘÍZENÍ PROVOZU (AGT)

Díky výše popsané trase U3 metra se Norimberk stane prvním německým městem, ve kterém bude provoz řízen plně automatizovaně. V první etapě bude existovat smíšený provoz. Na trase U3 bude plně automatizovaný a na podzemní části trasy U2 bude zachován stávající systém ručního řízení. Tento smíšený provoz je v celém světě výjimečný. Ve druhé etapě se i na trase U2 přejde na automatizovaný provoz (AGT).

Systém automatizovaného provozu se skládá ze dvou částí – zařízení pro kolejový svršek a zařízení pro vozy metra. Ústředním prvkem systému je automatizované řízení provozu vlaků (ATC), který vše uvádí do pohybu. Ten se skládá z počítačem řízených elektronických systémů, které zajišťují komunikaci mezi signály z vozů a signály z trati. Za bezpečnost vlaků odpovídají plně automatizované signalizační skříně. Na základě této technologie systém automatizovaného řízení provozu vlaků ATC zajišťuje řízení a kontrolu jak trati, tak i vlaků. Komunikace mezi těmito dvěma složkami je umožněna traťovými vodiči. Jsou to



Obr. 10 Použití frézy pro ražby  
Fig. 10 Using a roadheader for driving

This type of construction is dictated by the confined space available. The fact that the powerful roadheader is used in a tunnel of such small cross-section means that other large-scale equipment cannot be used there. The tunnel is finished with a water-impermeable reinforced concrete inner lining of varying thickness. The concrete for the inner lining is formed by a steel arch form with smooth steel skin.

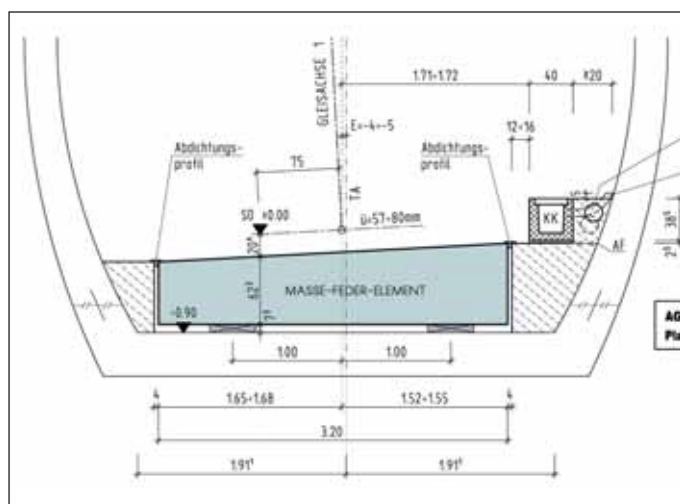
## ELASTIC BEARING SYSTEM

To suppress noise an elastic bedding system is used for the structure of this subway system. This comprises individual reinforced concrete slabs, up to 22 m in length and 63 cm thick, that support the rails. The slabs are concreted onto a separation layer on the tunnel floor and then raised by hydraulic jacks and lowered then on to elastic bearings. To enable the bearings to be installed and the presses to be accommodated, the reinforced concrete slab has blockouts at intervals of approximately 3.35 m, and after installation these are closed off with elastic concrete cover slabs.

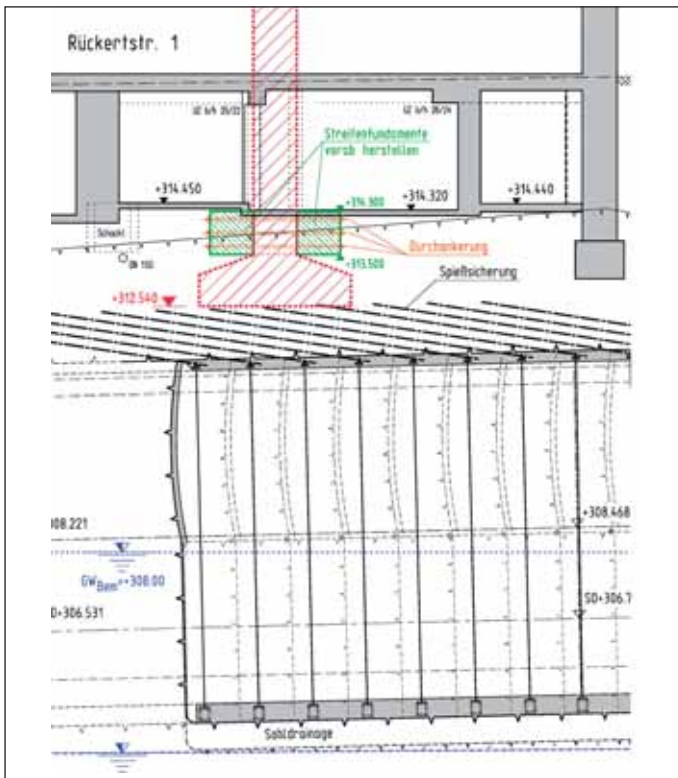
This design ensures that the bearings can be removed and replaced later on. To ensure that transverse forces are transmitted at the joints of the elastic bedding system, the slabs are interlocked with plastic-coated dowels. These are subsequently installed in appropriately designed blockouts in the slabs and cast-in by high strength non-shrink grout. This elastic bedding statical system has been calculated by the joint ventures appointed engineer and checked by the client's expert.

## UNDERGROUND TUNNEL WORKS UNDERNEATH EXISTING BUILDINGS

A special challenge to support requirements is encountered just behind the start-up phase at the section Friedrich-Ebert Platz to Bielingplatz. There a single foundation with 2200 kN single load is located just 95 cm above the excavation crown. The support devices



Obr. 11 Systém pružného uložení  
Fig. 11 Elastic bearing system



Obr. 12 Podélný řez v místě ražby pod základy  
Fig. 12 Longitudinal section showing heading underneath

datové kabely uložené v traťovém tělese a trvale vysílají oboustranně informace mezi elektronickými systémy.

## ZÁVĚR

Ražby tunelu byly úspěšně dokončeny podle harmonogramu, s prorážkou na náměstí Bielingplatz. Ve stanici probíhají instalace zařízení a úpravy povrchů, zatímco v tunelech se provádí definitivní ostění. Plánovaný termín dokončení prací je červenec 2010.

## ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Stavba:	Trasa U3 metra – oddíl 1.3
Místo:	Norimberk, Německo
Investor:	Město Norimberk
Dodavatel:	Společný podnik: HOCHTIEF Construction AG / BK Infrastruktur
Příprava realizace/projektu:	Inženýrské sdružení K + S / ISNN / R + B, Norimberk
Řízení stavby:	HOCHTIEF Construction AG, VuH, Frankfurt nad Mohanem
Typ stavby:	Tunely metra se dvěma stanicemi budované jako hloubené a ražené konstrukce (NRTM); ražba tunelovacím strojem s frézou
Geologie:	Převážně pevná hornina s násypy, keuper, arkóza s vysokou pevností v tlaku, nepodstatný přítok spodní vody
Celková délka:	<b>1 075 m</b>
Hloubené konstrukce:	Kaulbachplatz (KBP) 240 m Friedrich-Ebert-Platz (FEP) 140 m Bielingplatz (BP) 35 m <b>415 m</b>
Ražené tunely:	KBP – FEP 350 m FEP – BP 310 m <b>660 m</b>
Plocha příčného profilu:	Jednokolejný tunel 36 m <sup>2</sup> Dvoukolejný tunel 65 m <sup>2</sup>
Náklady:	cca € 46 milionů
Doba výstavby:	květen 2007 až červen 2010

**DIPL.-ING. STEPHAN SCHLEGEL,**  
stephan.schlegel@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Frankfurt

Recenzoval: Ing. Miloslav Frankovský

designed for standard excavation do not provide the adequate safety levels required in this unusual situation. Rather than supporting with a pipe umbrella or an advancing crown heading, a heading with spiling ahead in combination with a concrete beam support to the critical foundation has been selected.

To avoid confinements in the basement of the respective building the beams are arranged below the basement floor. The transfer of the support loads to the cross beams is arranged by the pre-stressed, interactive anchoring installed before tunnelling. The tunnel here is excavated by heading-/bench – excavation with immediate invert closure. To reduce non-load bearing sections the face receives rock bolts over its full height. Critical sections of the building above is surveyed continuously by a hose level system activating immediate alarm in case a preset value is exceeded. The injection with limited pressure still caused a light uplift of 5 mm of the foundation. The subsequent settlement caused by the tunnel excavation resulted in a small settlement on aggregate.

Thus the underpassing could be completed without any damage.

## AGT (AUTOMATIC GUIDED TRANSIT)

With the U3 line described here, Nuremberg is the first city in Germany to operate a fully automatic underground railway. In a first phase, there will be mixed operation between the fully automatic U3 line and the existing, manually operated U2 underground line: this mixed operation is unique world-wide.

In the second phase, the U2 line will be converted to automatic guided transit (AGT) too. The AGT system comprises two components, the equipment for the track and that for the carriages. At the heart of the system is the automatic train control (ATC), which sets everything in motion. This comprises computer-controlled electronic systems that ensure communications between the signals from the carriages and those from the track. Fully automatic signal boxes are responsible for train safety.

On the basis of this technology, the ATC system on both the track and the carriages guides and controls the trains. Communication between the two is provided by line conductors; these are data cables that are laid in the track bed and continuously transmit information back and forth between the electronic systems.

## CONCLUSION

Tunnel excavation work has been successfully completed on time with the break-throughs at Bielingplatz. The furnishing and finishing works of the stations is well under way whilst the tunnel drives receive their final lining. In July 2010 the work is planned to be completed.

## DATA ON THE CONSTRUCTION PROJECT

Project:	Underground line U3 – section 1.3
Location:	Nuremberg, Germany
Principal:	City of Nuremberg
Contractor:	Joint Venture: HOCHTIEF Construction AG / BK Infrastruktur
Implementation/design planning:	Engineering partnership between K + S / ISNN / R + B, Nuremberg
Project management:	HOCHTIEF Construction AG, VuH, Frankfurt am Main
Type of construction:	Underground railway tunnels, both open-cut and underground (NATM) with two stations; driving using roadheader
Geology:	Primarily solid rock with refills, Keuper, Arkose of high compressive strength, insignificant amounts of groundwater ingress
Length of construction:	Overall <b>1 075 m</b>
Open-cut constructions:	Kaulbachplatz (KBP) 240 m Friedrich-Ebert-Platz (FEP) 140 m Bielingplatz (BP) 35 m <b>415 m</b>
Tunnel work:	KBP – FEP 350 m FEP – BP 310 m <b>660 m</b>
Cross-section:	Single-track tunnel 36m <sup>2</sup> Double-track tunnel 65m <sup>2</sup>
Cost:	approx. € 46M (gross)
Period of construction:	May 2007 to July 2010

**DIPL.-ING. STEPHAN SCHLEGEL,**  
stephan.schlegel@hochtief.de,  
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Frankfurt

# ZDOKONALENÁ TECHNOLOGIE ÚPRAVY VLASTNOSTÍ ZEMIN PRO PLNOPROFILOVÉ TUNELOVACÍ STROJE

## ADVANCED TECHNOLOGY OF SOIL CONDITIONING FOR TUNNEL BORING MACHINES

LARS LANGMAACK, MICHAL ZÁMEČNÍK

### 1. ÚVOD

Zeminové (EPB = Earth Pressure Balance) štíty používající přísady pro úpravu vlastností zemin jsou ve světě tunelování používané stále častěji. Jejich schopnost vytvořit a udržovat rovnovážný stav tlaku zeminy a jejich ekologické a toxikologické vlastnosti patří mezi nejdůležitější hlediska úspěšné ražby plnoprofilovým tunelovacím strojem.

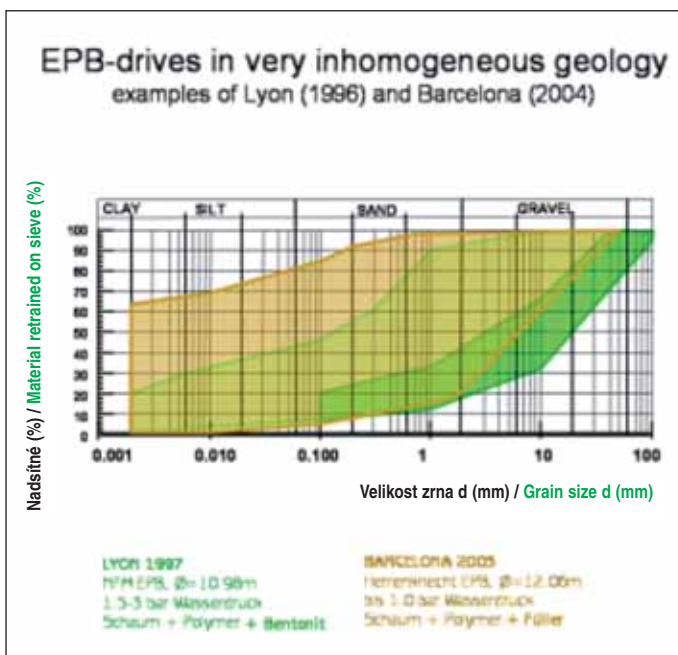
Správné a efektivní použití přísad pro úpravu vlastností zemin není vždy zřejmé. Úspěch zeminových štítů, zvláště v podmínkách nehomogenních, vysoce pórovitých nebo lepivých zemin, závisí na dobré konstrukci stroje v kombinaci s vysoce účinnými přísadami pro úpravu vlastností zeminy. Příklady těchto úspěšných kombinací je MetroSur v Madridu [1], metro v Tolouse a železnice v Římě.

Dalším důležitým hlediskem pro výběr přísad pro úpravu vlastností zemin je jejich možný vliv na okolní prostředí. Je nezbytné provádět hodnocení rizik týkajících se znečištění podzemní vody v průběhu jejich používání, koncentrací na pracovišti a emisí skládek felonií upravené zeminy.

### 2. NÁVRH ZEMINOVÉHO ŠTÍTU DLE GEOLOGICKÝCH PODMÍNEK

Zeminové štíty se používají pro ražbu v homogenních i heterogenních geologických podmínkách. Známé příklady ražeb zeminovým štítem ve velmi heterogenních geologických formacích jsou stavby vnitřního silničního okruhu BPNL v Lyonu se štítem firmy NFM o průměru 10,98 m [2] a trasa L9 barcelonského metra se štítem Herrenknecht o průměru 12,06 m [3]. Křivka zrnitosti na těchto dvou stavbách je uvedena na obr. 1.

V důsledku heterogenity zemin se nemohou zeminové štíty optimalizovat pro specifické geologické podmínky, ale jsou navrhovány na vše zahrnující optimum [4]. Z toho plyne kompromis s ohledem na technologii stroje v tom, že musí být optimalizována pomocí různých přísad pro úpravu vlastností zeminy.



Obr. 1 Křivky zrnitosti v Lyonu a Barceloně (Langmaack 2004)  
Fig. 1 Soil distribution of Lyon and Barcelona (Langmaack 2004)

### 1. GENERAL

Earth Pressure Balancing (EPB) tunnel boring machines using soil conditioning additives are becoming more and more common in the world of tunnelling. Their ability to create and maintain the earth pressure equilibrium and their ecological and toxicological properties are a few amongst the most important aspects of a successful TBM drive.

The correct and effective use of soil conditioning additives is not always obvious. The success of EPB machines – especially in non-homogeneous, highly porous or adhesive ground conditions depends on good mechanical engineering combined with highly effective soil conditioning additives. Examples of these successful combinations are Madrid MetroSur, Toulouse Metro and Rome Railway.

An additional important point for the choice of soil conditioning additives is their possible impact on the surrounding environment. A risk assessment concerning emissions into ground water during application, workplace concentrations and emissions from the land filling of the treated soil is necessary.

### 2. TBM DESIGN VS GEOLOGY

EPB tunnelling is used in homogeneous as well as heterogeneous ground conditions. Famous examples for EPB drives in very heterogeneous geological formation are BPNL Lyon with a 10.98m diameter NFM machine (Bentz et al. 1997) and Barcelona Metro L9 with a 12.06m diameter Herrenknecht machine (Gabarró et al. 2003). The soil distribution of these two projects is indicated in fig. 1.

As a consequence of the soil heterogeneity, the TBMs itself cannot be optimised for a specific geology, however are designed for the overall optimum (Rehm 2004). This implicates a compromise with respect to the machine technology in that it has to be optimized by using different soil conditioning agents.

The 3 most important factors for soft ground tunnelling - apart from the hard rock geology - are the

- Soil permeability
- Ground water pressure
- Risk of clogging and adhesion

#### 2.1 Soil Permeability

The soil permeability for EPB drives can reach values of up to  $k=10^{-3}$  for the most porous soils (BPNL Lyon, Turin) and decreases to practically impermeable clay (Heathrow T5).

The TBM drives in clay soil – either full face or mixed face – often face clogging and adhesion problems as described in 2.3.

In porous soils, the problems faced are very instable tunnel face, uncontrolled soil and water income as well as loss of face pressure through the soil. These problems have been recently described for the Milan Metro project (Grandori et al., 2003). The mechanical adaptation of the TBM itself, including shield opening factor, number and choice of tools and finally the right soil conditioning (foams and polymers) combined with a complete filled working chamber, is important for a successful TBM drive. The use of pure foams will not be successful – details see in chapter 3.2.

#### 2.2 Ground water

An important factor in EPB drives in soft ground is the ground water level respectively the ground water pressure. The higher the water pressure, the more difficult it is to avoid uncontrolled water income and surface settlement. In relation to the machine design, only few modifications can be made such as the addition of long screw conveyors to decrease the pressure gradient or installation of piston pumps behind the screw conveyor. The most important factor for the successful control of water is to fill the TBM working chamber completely with a homogeneous and impermeable soil

Tři nejdůležitější faktory pro ražbu tunelu v zeminách (mimo skalní horniny) jsou:

- Propustnost zeminy
- Tlak podzemní vody
- Riziko ucpávání a lepení

## 2.1 Propustnost zeminy

Propustnost zeminy pro ražbu zeminovým štítem může dosahovat hodnot do  $k=10^{-3}$  pro většinu pórovitých zemin (BPNL Lyon, Turín) a snižuje se až k prakticky nepropustnému jílu (Heathrow T5).

Ražby plnoprofilovým tunelovacím strojem v jílovité zemině, která je v celém profilu nebo v části profilu, často čelí problémům s ucpáváním a lepisostí, jak je popsáno v kapitole 2.3.

V pórovitých zeminách spočívají problémy, kterým štíty čelí, ve velmi nestabilní čelbě výrubu, nekontrolovaném přísunu zeminy a vody a ztrátě tlaku na čelbě únikem do zeminy. Tyto problémy byly nedávno popsány pro stavbu metra v Miláně [5]. Strojní úprava tunelovacího stroje samotného, včetně součinitele otevření štítu, počtu a volby nástrojů a konečně i správné úpravy vlastností zeminy (pěny a polymery) v kombinaci s úplným naplněním pracovní komory je důležitá pro úspěch TBM ražby. Použití čistých pěn nebude úspěšné – podrobnosti jsou kapitole 3.2.

## 2.2 Podzemní voda

Důležitým faktorem při TBM ražbě v zeminách je úroveň hladiny podzemní vody, respektive tlak podzemní vody. Čím vyšší je hydrostatický tlak, tím obtížnější je zabránit nekontrolovaným přítokům vody a sedání povrchu. Co se týká návrhu stroje, je jen málo úprav, které se dají provést, jako například přidání dlouhých šnekových dopravníků pro snížení tlakového spádu nebo instalace pístových čerpadel za šnekový dopravník. Nejdůležitější faktor pro úspěšnou kontrolu vody je úplné vyplnění pracovní komory tunelovacího stroje homogenní a nepropustnou pastou ze zeminy pomocí pěn a polymerů. Příklady staveb jsou tunel Botlek a kanalizační tunel v Alives [6].

## 2.3 Ucpávání a lepení

Ražby zeminovým štítem v jílových formacích, které jsou v celém profilu či v jeho části, se často dostávají do problémů ucpávání a lepení.

Obr. 2 ukazuje, jak snadno se otvory v řezné hlavě mohou ucpat a řezné nástroje na razičí hlavě se mohou stát neúčinnými přilepeným jílem. Problém ucpávání jílem a lepení vždy povede k potížím při řízení tunelovacího stroje, ke zpomalení postupu a potřebě rozsáhlého čištění. Z hlediska strojní technologie je pouze několik věcí, které lze udělat. Je to například řešení otevřené řezné hlavy – zvláště v jejím středu – a vhodné umístění mísícího zařízení v pracovní komoře. I v tomto případě je jedním z nejdůležitějších faktorů pro úspěšné zmenšení ucpávání a lepení použití pěn nebo speciálních polymerů do jílu (podrobně viz kapitola 3.3). Příklady ze staveb jsou madridský okruh MetroSur (MBT Online) a železniční tunel Roma 4 Venti v Římě (MBT Online), které jsou popsány v kapitole 6.2, nebo metro v Toulouse popsané v kapitole 6.3.

## 3. POTŘEBA UPRAVOVÁNÍ VLASTNOSTÍ ZEMIN

Úplné naplnění pracovní komory TBM je možné pouze při použití přísad pro upravování vlastností zemin. To je nutné pro snížení krouticího momentu stroje a tření. Žádné jiné režimy postupu vpřed nejsou pro nestabilní horniny a citlivé oblasti na povrchu vhodné [7], jak je vidět na obr. 3.

Rotnováha zemního tlaku se dá dosáhnout, pouze když je pracovní komora stroje úplně vyplněná zeminou [8, 9]. Zemina se proto musí v průběhu ražby ošetřovat přísadami pro upravování vlastností zemin:

- Pěny
- Polymery pro pórovité zeminy
- Polymery pro jílovité zeminy buď samostatně, nebo ve vzájemné kombinaci

### 3.1 Pěna

Hlavní požadavek na pěny, které mají působit jako upravující přísady, je zajištění vhodných reologických vlastností zemin, aby se vytvořil a udržoval potřebný tlak v pracovní komoře, zajišťující čelbu výrubu, a aby se zabránilo velkému kolísání tlaku. Pěna vstříkovaná do zeminové pasty má stejný účinek jako velká vzduchová bublina u bentonitových štítů. Snížení krouticího momentu a abrazivity jsou



Obr. 2 Ucpání řezné hlavy tunelovacího stroje jílem  
Fig. 2 Clay clogging on the TBM cutterhead

paste with the aid of foams and polymers. Site examples therefore are Botlek Tunnel and Alives Sewage Tunnel as described in the Fernandez et al. 2002 paper and in chapter 6.1.

## 2.3 Clogging and adhesion

EPB drives in clay formations – either full face or mixed face – often run into clogging and adhesion problems.

Fig. 2 shows how easily the cutterhead openings can be closed and cutterhead tools can be turned ineffective by clogging clay. The problem of clay clogging and adhesion will always lead to difficult TBM guiding, slow advance rates and extensive cleaning. From the machine technique point of view only few things can be done like the design of an open cutterhead – especially in the center – and well placed mixing devices in the working chamber. Again one of the most important factors to reduce successfully the clay clogging and adhesion is the use of Foams or / and special anti-clay Polymers (details in chapter 3.3). Site examples are Madrid MetroSur (MBT Online) and Roma 4 Venti (MBT Online) as described in chapter 6.2 or Toulouse Metro in chapter 6.3.

## 3. NECESSITY OF SOIL CONDITIONING

Only the use of soil conditioning additives enables the complete filling of the TBM working chamber. This is necessary to reduce the TBM torque and abrasion. No other modes of advance are suitable for instable ground and sensitive surface areas (Babendererde 2003) as shown in figure 3.

The earth pressure equilibrium can only be achieved if the TBM working chamber is completely filled with soil (Herrenknecht et al. 2003, Steiner et al. 1994). Therefore the soil must be treated during excavation with soil conditioning agents:

- Foams
  - Polymers for porous soil
  - Polymers for clay soil
- either alone or in combination with one another

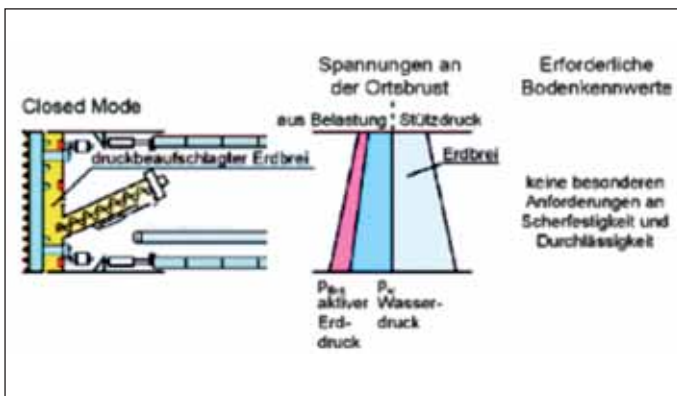
### 3.1 Foam

The main demand on foams as conditioning additives is to obtain the suitable rheology of the soil in order to build up and to maintain the necessary support pressure in the working chamber and to prevent high pressure variations. Foam incorporated in the soil paste has got the same effect as the big air bubble in slurry machines. The reduction of torque and abrasion are also very important benefits. Foam is produced by turbulent mixing of a surfactant solution with air (Langmaack 2000).

The main surfactant properties are:

- fluidising effect on soils because of the decrease of surface tension. Soil particles are no longer bound to each other by linked water,
- electrostatic repulsion effect which can separate two particles attracting each other by electrostatic forces.

Laboratory tests as well as site experience show, that often each soil type, from stiff clay to sandy gravel, requires more or less an own type of foam to reach its maximum effectiveness. Figure 4 demonstrates the effects of a foaming solution on silty soil, foam & polymers on gravelly soil and foam



Obr. 3 Režim EPB (Babendererde 2003)  
Fig. 3 EPB mode (Babendererde 2003)

také výrazné výhody. Pěna se vytváří vířivým mícháním roztoku detergentu se vzduchem [10].

Hlavní vlastnosti detergentu jsou:

- ztekucující účinek na zeminy v důsledku snížení povrchového napětí. Částice zeminy přestanou být vzájemně vázány vodou v pórech;
- účinek elektrostatického odpuzování může oddělit dvě částice, které jsou k sobě přitahovány elektrostatickými silami.

Laboratorní zkoušky a zkušenosti ze staveb ukazují, že k dosažení maximální účinnosti každý typ zeminy, od tuhé jíly až k písčitému štěrku, často vyžaduje víceméně vlastní typ pěny. Na obr. 4 jsou ukázány účinky pěnnotvorného roztoku na prachovitou zeminu, pěny s polymery na štěrkovitou zeminu a pěny s přísadami do jílu na jílovitou zeminu.

Typ přísady na upravování vlastností zeminy, který se použije pro konkrétní stavbu, se musí stanovit předběžnými laboratorními zkouškami původního typu zeminy na stavbě.

### 3.2 Protijílové přísady („anti-clay“)

Přísady pro upravování vlastností zemin snižují vlastnosti jílovité zeminy, co se týká ucpávání a přilnavosti. Protijílové polymery proto musí být absorbovány do povrchu jílových částic. Aby se oddělily částice zeminy, musí nést velkou hustotu náboje, a měly by být dále schopné vytvořit prostorovou bariéru tak, aby se zabránilo účinkům opětovného shlukování.

Tyto požadavky mohou splnit jak detergenty, tak protijílové přísady, avšak ty druhé jsou mnohem účinnější a silnější. Protijílové přísady se užívají hlavně k podpoře vlastností pěny rozbíjející strukturu zeminy, ale dají se použít i bez pěny. Obr. 5 ukazuje účinek těchto polymerů v jílovité zemině.

Použije-li se pouze voda s pěnou, částice jílu se okamžitě shlukují a vykazují silnou přilnavost ke kovovým povrchům (obr. 5 – levá část). Při použití TBM v tomto režimu se řezná hlava a pracovní komora ucpe. Použití protijílového polymeru povede k oddělování kusů jílu a k drastickému snížení přilnavosti (obr. 5 – pravá část). Pouze za těchto podmínek je možný správný režim zeminového štítu s přiměřenou rychlostí stroje a přiměřenou údržbou.

### 3.3 Polymer pro pórovitě zeminy

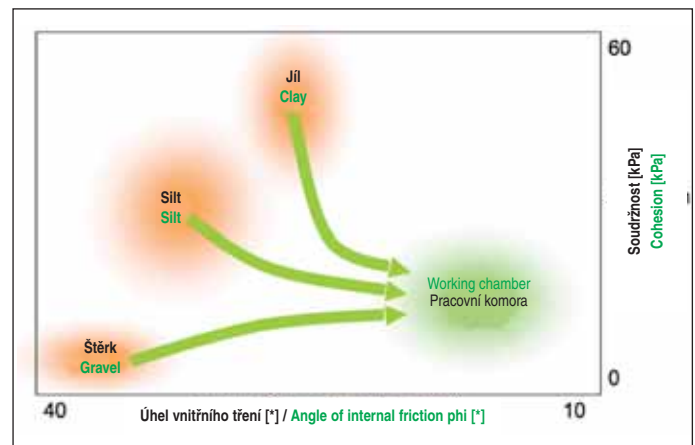
Na rozdíl od protijílových přísad, polymery pro pórovité zeminy vytvářejí soudržnost pro to, aby zemina získala reologické vlastnosti pasty.

V pórovitých zeminách se dá použít několik polymerů:

- Vodu vázající polymery – k vysušení (tekutých) zemin



Obr. 5 Chování jílu bez protijílové přísady a s přísadou  
Fig. 5 Clay behavior without and with anti-clay agent



Obr. 4 Účinky tunelové pěny, přísady do jílu a polymeru na soudržnost zeminy a tření

Fig. 4 Tunnel foam, anti-clay and polymer effects on soil cohesion & friction

and anti-clay-additives on clayey soil.

The type of soil conditioning agent that shall be used for a specific site has to be determined by preliminary laboratory tests of the original insitu type of soil.

### 3.2 Anti-clay agents for clay soils

Soil-conditioning additives shall decrease the clogging and adhesion characteristics of clay soil. Therefore anti-clay polymers have to adsorb at the clay particle surface. They have to carry a high charge density to separate the soil particles and they should furthermore be able to create a steric barrier in order to avoid re-agglomeration effects.

These demands can be fulfilled by both surfactants and anti-clay agents, however anti-clay agents are much more efficient and powerful. Anti-clay agents are mainly used to support the destructuring properties of the foam, but they may also be introduced without foam. Figure 5 illustrates the effect of these polymers in clay soil.

Using foam and water alone, the clay particles agglomerate immediately and show extensive adhesion to metal surfaces (figure 5 left part). Using a TBM in this mode, the cutterhead as well as the working chamber will clog up. The use of anti-clay polymer will result in separated clay lumps and a drastically decreased adhesion (Figure 5 right part). A proper EPB mode with a reasonable TBM speed and reasonable maintenance work is only possible under these conditions.

### 3.3 Polymer for porous soils

In contrast to the anti-clay agents, the polymers for porous soil create cohesion in order to obtain a pasty soil rheology.

A couple of polymers can be used in porous soils:

Water binding polymers - to dry out (liquid) soils,

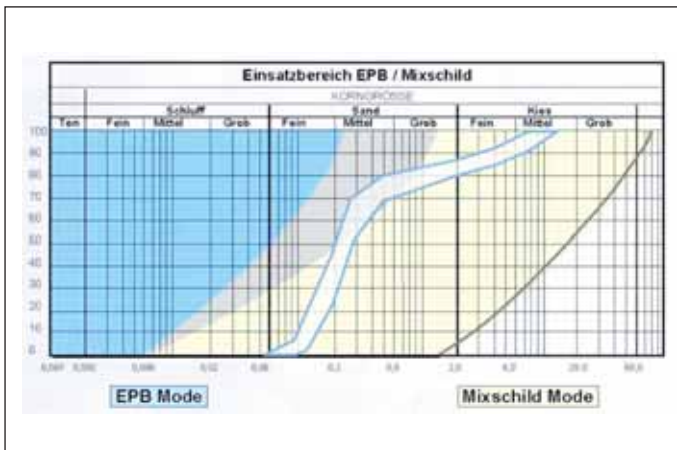
Soil structuring polymers - which are useful in loose, coarse soils to change the soil rheology and which prevent sedimentation,

Foam stabilizing polymers.



Obr. 6 Porovnání původní zcela suché pórovité zeminy a homogenní pasty ze zeminy po jejím smíchání s pěnou a polymerem

Fig. 6 Comparison of original pure dry porous soil and as homogeneous paste after mixing with foam and polymer



Obr. 7 Křivka zrnitosti písku v Aviles

Fig. 7 Grain size distribution curve of Aviles Sand

- Polymery měnící strukturu zeminy – používají se pro změnu reologických vlastností sypkých, hrubozrnných zemín a k bránění usazování
- Pěnu stabilizující polymery

Některé polymerové preparáty jsou založeny na uhlovodíkových řetězcích a vyrábějí se bakteriální fermentací. Tyto polymery jsou vodou ředitelné, biologicky rozložitelné a kompatibilní s detergenty. Jak polymery, tak i detergenty jsou při použití v generátoru pěny bezpečné a mohou se tedy mísit s pěnотvorným vodním roztokem a projít generátorem pěny. Polymery také vyvolávají stálejší tlak v komoře, zajišťující čelo výrubu během ražby a při zastavení stroje.

Všechny polymery by měly být přednostně v kapalné formě, aby se předešlo problémům s dávkováním a potřebě instalovat další zařízení na přeměnu prášku na roztok nebo suspenzi.

#### 4. VHODNÉ VÝROBKY PRO ÚPRAVU VLASTNOSTÍ ZEMIN

Výrobky vhodné pro úpravu vlastností zemín by měly být pouze ty, které mají požadované funkční vlastnosti a současně jsou co nejbezpečnější pro pracovníky a životní prostředí. To znamená, že je potřeba identifikovat pomocí hodnocení rizik akutní závadnost pro vodní organismy, možnost bioakumulace, biologické degradace a chronické závadnosti pro vodní organismy a jejich potenciální poškození. Tato hodnocení rizik by měla být vydávána pouze nezávislými a specializovanými společnostmi.

#### 5. PŘÍKLADY STAVEB

Následující kapitoly představují tři stavby, na kterých se ražba zeminným štítem prováděla v obtížných geologických podmínkách a provádění úprav vlastností zemín a ekotoxikologických vlastností vedlo k úspěchu.

##### 5.1 Kanalizační stoka v Aviles (Španělsko)

Na stavbě v Aviles pracuje zeminový štít Lovat o průměru 3,40 m. Po průchodu pevnými jílovitými náplaveninami se zemina změnila v asi 1000 m dlouhém úseku na čistý šterkovitý plážový písek s mořskou vodou s tlakem až 3 bary. Křivka zrnitosti je vidět na obr. 7.

U tohoto typu geologie vedlo použití pěny pouze k nesprávnému tlaku v pracovní komoře, nekontrolovanému přítoku vody a velmi malým rychlostem postupu TBM.

Stroj neumožňoval přidávání další výplňové suspenze do pracovní komory. Zvláštní instalace by byla příliš nákladná a časově náročná. Alternativním řešením bylo použití dodatečných polymerů, aby se zemina co nejvíce plastifikovala, aby bylo možné vyvinout protitlak proti mořské vodě a snížit obsah vody v zemině. Výsledek, který je vidět na obr. 9, ukazuje ohromnou změnu.

Při výše uvedených úpravách vlastností zeminy, kombinací pěny a polymeru upravujícího strukturu, dosáhl denní postup 27 metrů s maximálním denním postupem 50,50 metru. Pracovní komora byla plně zaplněná s tlakem 3 bary bez problémů s přítoky vody [6, 11].

##### 5.2 Roma 4 Venti (Itálie)

Zeminový štít EPB TBM S-184 o průměru 7,90 m firmy Herrenknecht, použitý sdružením Astaldi/Impregilo JV, pracoval na stavbě železničního tunelu v Římě v Itálii. Po prvním úseku ražby procházející formací pískových usazenin (tufy) se hornina změnila na vysoce lepkavý a přilnavý



Obr. 8 Ražba v písku pouze s použitím pěny

Fig. 8 Sand excavation only with foam

Some polymer formulations are based on hydrocarbon chains and are produced by bacterial fermentation. These polymers are water soluble, biodegradable and compatible with foam surfactants. Both polymer and surfactants are safe when used in the foaming generator, and can therefore be mixed with the foaming solution and pass the foam generator. Polymers also induce a more stable support pressure in the working chamber during boring and when stopping the machine.

All Polymers should be preferably in liquid form to avoid dosing problems and to avoid additional installation to get a solution or suspension out of the powder.

#### 4. SUITABLE SOIL CONDITIONING PRODUCTS

Suitable soil conditioning products should only be those that show the desired functional properties and at the same time are as safe as possible to workers and the environment. This implicates the identification of the acute aquatic toxicity, potential for bioaccumulation, biodegradation and chronic aquatic toxicity and their potential harm through risk assessments. These risk-assessments should be issued by independent and specialised companies only.

#### 5. SITE EXAMPLES

The following chapters introduce 3 TBM sites with difficult geologies, where the soil conditioning performance and ecotoxicological properties lead to success.

##### 5.1 Aviles Sewer (Spain)

The Aviles Site works with a Lovat EBP machine, diameter 3.40 m. After facing stiff clayey silt, the soil changed over a length of approximately 1000m to pure gravelly beach sand with a seawater pressure of up to 3.0 bar. The grain size distribution is shown in figure 7:

In this type of geology, the use of foam only resulted in incorrect pressure in the working chamber, uncontrolled water inflow and very slow TBM advance rates.

There was no possibility on the machine to introduce additional filler suspension into the working chamber. An extra installation had been too costly and too time intensive. The alternative solution was to use additional polymers – in order to make the soil as plastic as possible to be able to install a counter pressure against the seawater and to reduce the water content of the outgoing soil. The result is shown in figure 9 and visualises the tremendous change.

With the above mentioned soil conditioning, a combination of foam and structuring polymer, the average daily progress achieved 27 meters with a maximum daily performance of 50.50 meters with fully filled and pressurized working chamber up to 3 bars and without any trouble with water income.

Details concerning this jobsite are given by Fernandez 2002 and Langmaack 2001.

##### 5.2 Roma 4 Venti (Italy)

The Herrenknecht 7.90m diameter EPB TBM S-184 operated by Astaldi / Impregilo JV was working on the Rail Link Tunnel project in Rome, Italy. After heading first through silty sand (tuff) formation, the ground later changed into very sticky and adhesive Vatican Clay. In order to overcome clay clogging at the cutterhead and stirring problems as well as very low advance rates, it was necessary to use foam in combination with anti-clay additives.





Obr. 9 Ražba v písku s pomocí pěny a polymerů  
Fig. 9 Sand excavation with Foam & Polymer

vatikánský jíl. Aby se překonalo ucpávání řezné hlavy jílem a odstranily se problémy s řízením stroje a zrychlil se postup ražby, bylo nutné použít pěnu v kombinaci s protijílovými přísadami.

Na obr. 10 je prorážka tunelovacího stroje do přijímací šachty – při použití pěny a protijílových přísad byla řezná hlava čistá. Problémy s ucpáváním se daly drasticky zmenšit a rychlost stroje se zvýšila [12, 13].

### 5.3 Metro v Toulouse (Francie)

Zeminový štít EPB TBM S-208 o průměru 7,72 m firmy Herrenknecht, použitý sdružením Vinci/Eiffage JV, pracoval na stavbě stavebního oddílu 2 prodloužení metra v Toulouse ve Francii. Geologická formace je suchý jílovitý prachovec s čookami písku s tlakovou vodou. V homogenním jílu bylo možné razit se strojem v režimu do suchých podmínek, ale sotva se narazilo na čooky písku, zajištění čela výrubu povolilo a byly pozorovány přítoky vody. To vedlo k celkovému zpomalení postupu, rozsáhlému čištění stroje, problémům s pásovým dopravníkem a v neposlední řadě k pochybám o stabilitě čelby výrubu a o sedání povrchu.

Vytvoření nelepivé a neucpávající se zeminy ve formě pasty, která by zcela zaplnila pracovní komoru, a zahájení práce v režimu zeminového štítu bylo možné pouze při použití pěny, protijílového polymeru a vody. Obr. 11 ukazuje kvalitu vytěžené zeminy.

Plnoprofilový tunelovací stroj dosahoval slušné výkony 40–50 mm/min i v režimu zeminového štítu, k přítokům vody již nedocházelo a bylo možné zajistit podepření čela výrubu. Na obr. 12 je vidět čistou řeznou hlavu po prorážce TBM.

## 6. ZÁVĚR

Jak bylo ukázáno na příkladech ze staveb, plnoprofilový tunelovací stroj může procházet úspěšně a rychle i obtížnými geologickými podmínkami. Kromě správné volby TBM je rozhodující použití správných přísad pro úpravu vlastností zeminy – pro velmi propustnou zeminu pod hladinou spodní vody i pro jílovitou zeminu potenciálně schopnou ucpávání nebo lepidlosti.



Obr. 11 Plastická ale nelepivá zemina po vytěžení  
Fig. 11 Plastic but not adhesive soil after excavation



Obr. 10 Čistá řezná hlava po prorážce  
Fig. 10 Clean cutterhead after breakthrough

Figure 10 shows the TBM breakthrough in the reception shaft with a clean cutterhead, using foam and anti-clay additives. The clogging problems could be drastically reduced and the TBM speed increased. Further project details are given by Marchionni et al. 2002 and MBT Online Roma 4 Venti.

### 5.3 Toulouse Metro (France)

The Herrenknecht 7.72 m diameter EPB TBM S-208 operated by Vinci / Eiffage JV was working on the Toulouse metro extension project Lot 2 in France. The geologic formation is dry clayey silt with incorporated sand lenses under water pressure. In homogenous clay formation it was possible to excavate in dry mode under air pressure, but as soon as the sand lenses were hidden, the face support collapsed and water ingress was observed. This resulted in overall slow advance rates, extensive TBM cleaning, conveyor belt difficulties and last but not least in doubts on face stability and surface settlements.

Only by using foam and anti-clay polymer together with water it was possible to create a non adhesive, non-clogging soil paste to fill the working chamber completely and work in EPB mode. Figure 11 illustrates the quality of the excavated soil.

The TBM showed reasonable advance rates of 40–50mm/min also in the EPB mode, no water ingress occurred any more and the face support could be secured. Figure 12 shows the clean cutterhead after the TBM breakthrough.

## 6. CONCLUSION

As demonstrated by the site examples, it is possible to drive a TBM successful and rapidly also through difficult geologies. In addition to the choice of a well adopted TBM machine, the use of the right soil conditioning additives is vital - for very permeable soil under the water table as well as for clay soil with high clogging and adhesion potential.



Obr. 12 Čistá řezná hlava po prorážce  
Fig. 12 Clean cutterhead after breakthrough

Všechny přísady použité na uvedených stavbách prošly přísným posouzením vlivu na pracovníky a životní prostředí. Ani v tunelech, ani na skládkách nebyl negativní vliv přísad pro úpravy vlastností zeminy pozorován.

**DIPL.-ING. LARS LANGMAACK**, [lars.langmaack@basf.com](mailto:lars.langmaack@basf.com),  
**BASF CONSTRUCTION  
 CHEMICALS (EUROPE) LTD, Zürich,**  
**ING. MICHAL ZÁMEČNÍK**, [michal.zamecnik@basf.com](mailto:michal.zamecnik@basf.com),  
**BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.**

Recenoval: *Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.*

All additives used in the site examples passed a strict risk assessment study to ensure minimum impact on workers and the environment. Neither during construction nor at the disposal sites negative influence of the soil conditioning additives could be observed.

**DIPL.-ING. LARS LANGMAACK**, [lars.langmaack@basf.com](mailto:lars.langmaack@basf.com),  
**BASF CONSTRUCTION  
 CHEMICALS (EUROPE) LTD, Zürich,**  
**ING. MICHAL ZÁMEČNÍK**, [michal.zamecnik@basf.com](mailto:michal.zamecnik@basf.com),  
**BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.**

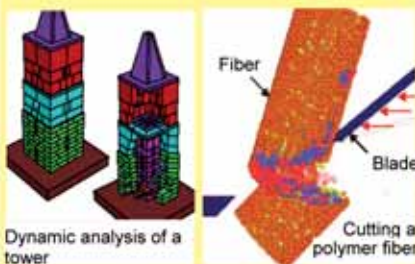
## LITERATURA / REFERENCES

- [1] MEYCO Online Madrid MetroSur [www.ugc.basf.com](http://www.ugc.basf.com)
- [2] Bentz a kol. 1997: *Optimierung des schaumgestützten EPB-Vortriebs, Boulevard Périphérique Nord de Lyon*. STUVA Tagung Berlin 1997, [3] Alba Verlag Berlin, 1998, svazek 37, str. 88, ISBN 3 87094 6369
- [3] Gabarró a kol. 2003: *Metro Barcelona Trasa 9 – největší stavba metra pomocí velkopříměrových tunelovacích strojů*. ITA 2003 Amsterdam, str. 637 ff, Balkema ISBN2: 90 5809 542 8
- [4] Rehm 2004: *Maschinellem Tunnelvortrieb unter sehr schwierigen geologischen Verhältnissen*. Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Győr, str. 99 ff
- [5] Grandori a kol. 2003: *Systémy metra v Turínu – Návrh a provoz zeminových štítů za hranic možností této technologie*. Felsbau 21 (2003), č. 6, str. 34 ff
- [6] Fernandez 2002: *Kanalizační stoka v Aviles, tunel pod úrovní hladiny mořské vody*. AFTES 2002 Toulouse, str. 131 ff, Specificque ISBN 951 04 16 2 4
- [7] Babendererde 2003: *TBM mit Slurry- oder Erddruckstützung – Einsatzbereiche und Zuverlässigkeitsanalyse*. Felsbau 21 (2003), č. 5, str. 155 ff
- [8] Herrenknecht a kol. 2003: *Geotechnische und mechanische Interaktion beim Einsatz von Erddruckschilden im Fels*. STUVA Tagung 2003, Dortmund, str. 175 ff, Bauverlag ISBN 3 7625 3602 3
- [9] Steiner a kol. 1994: *Zajištění čela výrubu u velkého smíšeného štítu v heterogenních horninových podmínkách*. Proc. of Tunnelling '94. London: Chapman & Hall
- [10] Langmaack 2000: *Zdokonalená technologie úpravy vlastností zemin*. North American Tunnelling Congress, Boston 2000, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2000, str. 525, ISBN 90 5809 162 7
- [11] Langmaack 2001: *Použití nových přísad při ražbě tunelovacími stroji*. BAUMA 2001, 6. mezinár. sympozium k tunelovým stavbám. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2001, str. 27, ISBN 3 7739 5964 8
- [12] Marchionni a kol. 2002: *Galleria Quattro Venti v Římě*. Tunnel č. 8, 2002, str. 8 ff
- [13] MEYCO Online Roma 4 Venti [www.ugc.basf.com](http://www.ugc.basf.com)
- [14] Jancsecz a kol. 1999: *Výhody úpravy vlastností zemin při štítování. Zkušenosti ze stavby lehkého metra v Izmiru*. ITA 1999 Oslo, str. 865 ff., Balkema ISBN 90 5809 063 9
- [15] Langmaack 2004: *EPB-Vortrieb in inhomogenen Böden: Möglichkeiten neuer Konditionierungsmittel*. Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Győr, str. 121 ff

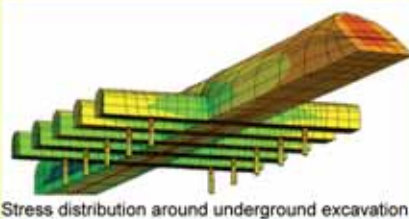


ITASCA:

## COLLABORATION IN GEOTECHNICAL MODELING WITH DOLEXPART - GEOTECHNIKA



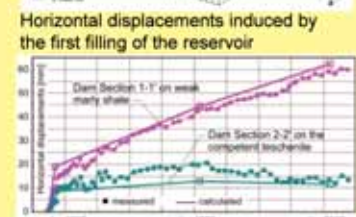
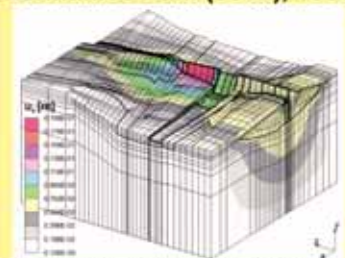
"Recognizing the common interests and expertise in solving geotechnical problems of civil engineering, mining and underground construction using numerical methods. Itasca International Inc. and Dolexpert - Geotechnika hereby agree to offer a combined consulting engineering service, aimed primarily to the Region of Central and Eastern Europe."



"Dolexpert - Geotechnika has long-term experience with interactive use of numerical models and field measurements for problem solving in geotechnical engineering. Itasca offers internationally recognized consulting services to the Mining, Civil, Petroleum, Waste Isolation, and Environmental industries."

("Letter of Intent" from April 10, 2009)

### Zermanice Dam (36 m), 1958



Comparison of measured and computed horizontal displacements (1960 - 2000)

Benefit from interplay between consulting and cutting-edge software

Effective solution of coupled 3D hydro-thermo-mechanical problems

ITASCA INTERNATIONAL INC.  
 European Headquarters: 64 chemin des Mouilles F69130 Ecully France  
[itasca@itasca.fr](mailto:itasca@itasca.fr), [www.itascacg.com](http://www.itascacg.com)  
 contact in Czech Republic: [catalina.alvarez@itasca.cz](mailto:catalina.alvarez@itasca.cz)

DOLEXPART - GEOTECHNIKA, Dr. Marta Dolezalova  
 Nad Belvederem 3, 148 00 Prague 4, Czech Republic  
[dolexpert@volny.cz](mailto:dolexpert@volny.cz)  
[www.dolexpert.cz](http://www.dolexpert.cz)

More accurate modeling, more efficient design solution

# MODERNÍ INJEKTÁŽE V PŘEDPOLÍ PODZEMNÍCH STAVEB PRO SNÍŽENÍ PŘÍTOKŮ VODY A ZPEVNĚNÍ HORNIN

## MODERN PRE-INJECTIONS IN UNDERGROUND CONSTRUCTION FOR WATER INGRESS REDUCTION AND GROUND IMPROVEMENT

KARL GUNNAR HOLTER, MICHAL ZÁMEČNÍK

### 1. ÚVOD

Závaly na čelbě nebo neočekávané velké průvaly vod nejsou neobvyklé při ražení v geologicky obtížných horninových poměrech, jakými jsou poruchové zóny v alpském terénu nebo tunely s nízkým nadložím, které jsou ovlivňovány zvětváváním nebo anizotropním horninovým napětím.

Při ražbách tunelů v městských územích se často vyskytují případy nízkého nadloží tunelů, práce v blízkosti stávajících podzemních konstrukcí i vytváření spojení mezi podzemními konstrukcemi. Důsledky snížení hladiny spodní vody nebo deformací v hornině následkem nestability jsou zvláště nepřijatelné kvůli možnému vlivu na budovy s citlivými základy.

Tento článek se zabývá problémem, jak silně může předstihová injecktáž v předpolí tunelu s nízkým nadložím snížit riziko nehod.

Zvláštní důraz se klade na nejmodernější technologie v oblasti rychle tvrdnoucích mikrojemných cementů a koloidálního křemičitanu. Tato technologie může značně zlepšit efektivnost nákladů a technickou proveditelnost ražeb v citlivém prostředí v obtížných geologických podmínkách.

Článek informuje o třech případových studiích, z nichž všechny se týkají míst s mělkým uložením (dvě z nich se zabývají citlivým městským prostředím), které ukazují, jak bylo nákladově hospodárnou předstihovou injecktáží zabráněno vážným problémům.

### 2. ZÁKLADNÍ FAKTORY

#### 2.1 Koncepce předstihové injecktáže

Základní myšlenkou předstihové injecktáže je úprava horniny před čelbou pomocí injecktáže. Injecktáží se v této souvislosti rozumí vthánění injecktážní směsi do hornin vrty nebo rourami pod tlakem pomocí čerpadel.

Předstihová injecktáž se v zásadě skládá z hlavních následujících kroků:

1. Vrtání děr nebo i osazování trub do vrtů pro injecktování (vthánění injecktážní směsi pod tlakem).
2. Injecktáž probíhá tak dlouho, dokud se nedosáhne splnění kritérií pro ukončení.
3. Vyhodnocení nebo kontrola výsledku injecktáže: rozhodnutí zda se má injecktáž opakovat, nebo se má zahájit ražba v upravené hornině.

Kromě těchto tří hlavních kroků probíhá ve skutečném cyklu injecktáže předem proces stanovení hlavního rozsahu a místa injecktážních prací. Tento proces se skládá z následujících důležitých bodů:

- Průzkumné vrtání k zjištění počátečního stavu horniny, která bude upravována.
- Určení přesného místa pro provedení injecktážních vrtů.
- Určení injecktážní metody, hlavních prvků.
- Určení typů injecktážní směsi a návrh směsi.

Je důležité, aby plán předstihových injecktážních vrtů pro ražby tunelů byl chápán jako sled rozhodnutí, která jsou prováděna aktivně v několika etapách injecktážního cyklu. Průběžné řízení injecktážních prací je proto hlavní podmínkou pro efektivnost nákladů na injecktáže v předpolí.

### 1. INTRODUCTION

Collapses at the tunnel face or unexpected high water intrusions is not a uncommon experience when tunnelling in geologically difficult ground like fault zones in alpine terrain or tunnels with shallow location influenced by weathering or low rock stresses.

Tunnelling in urban areas often involve shallow location of tunnels, proximity to existing underground structures, as well as establishing connections between underground structures. The consequences of a groundwater drawdown or deformations in the ground caused by instabilities are particularly unacceptable due to the possible impact on buildings with sensitive foundations.

This paper addresses the issue of how pre-injections in a shallow located tunnel strongly can reduce the risk of mishaps.

The state-of-the art technology within rapid hardening micro-cements and liquid colloidal silica is particularly emphasized. This technology can improve the cost-effectiveness and technical feasibility of tunnelling in sensitive environment in difficult ground significantly.

Three different case studies are reported, all with relevance to shallow location (two of which in sensitive urban environment), showing how serious difficulties were prevented through the cost-effective use of pre-injections.

### 2. BASIC CONSIDERATION

#### 2.1 The pre-injection concept

The basic idea of pre-injection is to treat the ground prior to the excavation by injecting a grout into the ground. Injection in this context means the introduction of a grout into the ground through drillholes or pipes by the pumping with pressure.

Pre-injection basically consists of the following main steps:

1. Drilling of holes or pipes for the injection (placement of the grout by pressure);
2. Injection until the termination criteria are reached;
3. Evaluation or control of the injection result: decision regarding repeated injections or to commence excavation through the treated ground.

In addition to these three main steps in the actual injection cycle, there is an up front process of determining the main scope and location of the injection works. This includes the following important issues:

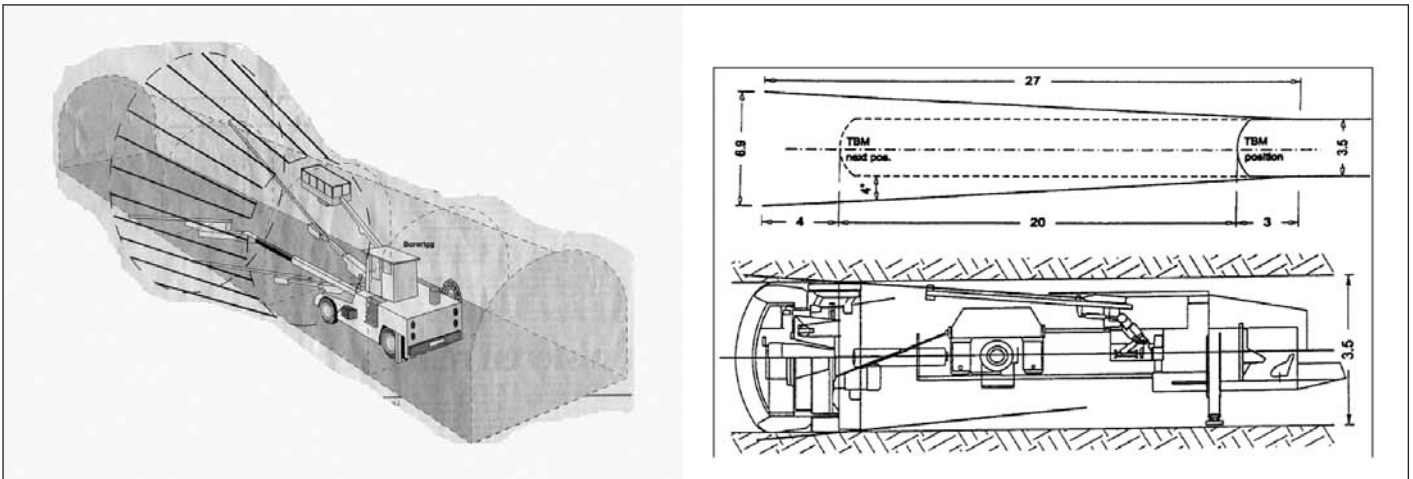
- exploratory drillings to determine the initial state of the ground to be treated,
- exact location to establish the drillings for the injection,
- injection method, main features,
- grout types, mix designs.

It is important to understand a pre-injection scheme in tunnelling as a sequence of decisions which actively are made at several stages in the injection cycle. Management of the injection works is therefore a crucial factor in order to achieve cost-effectiveness.

#### 2.2 What can be achieved by pre-injections?

Pre-injections can have two main goals

- reduce the permeability of the ground and hence, reduce the flow of water into the tunnel after excavation,
- improve the mechanical properties of the ground and hence,



Obr. 1. Vrtání pro předstihovou injektáž před čelbou. Vlevo: vrtání pro injektáž při konvenční ražbě s použitím trhacích prací. Vpravo: vrtací zařízení pro injektáž instalované na otevřeném tunelovacím stroji TBM pro tvrdé horniny (Garshol, 2002)

Fig. 1 Drilling for pre-injections ahead of the tunnel face. To the left: injection drilling in conventional drill-and-blast excavation. To the right: drilling equipment for injection installed on a hard rock open TBM (Garshol, 2002)

## 2.2 Čeho se dá předstihovou injektáží dosáhnout?

Předstihová injektáž může mít dva hlavní cíle:

- snížit propustnost horniny, a tedy snížit přítoky vody do tunelu po jeho vyražení,
- zlepšit mechanické vlastnosti horniny, a tedy zajistit zlepšenou stabilitu horniny v průběhu ražby a instalace výztuže.

V obou těchto případech bude vybraná injektážní metoda řešit problém dosažení nejlepšího možného vpravení injektážní směsi do horniny. Tento proces má za cíl optimalizovat vrtné schéma spolu s případným použitím injektážních prvků a stanovit vhodné charakteristiky injektážní směsi.

V případě snižování propustnosti bude hlavním cílem vyplnit vodou naplněné diskontinuity stabilní injektážní směsí, která je utěsní.

V případě mechanického zlepšování vlastností horniny bude potřeba, aby injektážní směs nakonec nabyla určité konečné mechanické pevnosti.

V mnoha případech je potřeba, aby došlo ke kombinaci uvedených účinků.

## 2.3 Otázky metody

Před návrhem technických detailů projektu předstihové injektáže v předpolí čelby by se mělo provést celkové posouzení metody. Návrh metody zahrnuje rozhodnutí o injektážních pracích na strategické úrovni včetně základního přístupu k tomu, jak dosáhnout žádaného výsledku. V tomto procesu se vytvoří základní rámec pro jednotlivé operace v cyklu injektáže.

Tento plánovací proces vyžaduje potřebné vstupy pro specifikování zařízení, jako např. vrtání na požadovanou hloubku a případné vrtací zařízení na strojích TBM (obr. 1).

Hlavní otázky, které se v tomto procesu mají zvažovat, jsou tyto:

- vlastnosti horniny a schopnost zařízení danou horninu vrtat,
- metoda vrtání děr případně instalování trubek,
- systém obturátoru, který bude vyhovoval zvolenému průměru vrtu nebo trubek,
- návrh injektážní směsi vyhovující požadavkům na pronikání, počáteční pevnost a na dlouhodobé vlastnosti materiálu,
- otázky týkající se injektážních tlaků,
- kritéria pro ukončení procesu injektáže.

Je důležité, aby se operace provádění injektáže chápala jako úplná metoda, u které jsou vždy v průběhu plánovacího procesu zvaženy výše uvedené otázky.

Často špatně pochopeným článkem je injektážní tlak. Maximální dovolené injektážní tlaky jsou velmi často stanoveny až příliš nízko. Jako hlavní důvod se především uvádí, že vyšší injektážní tlak by mohl přispět ke globálnímu zvýšení tlaku v zemině, a tím vést k riziku porušení horniny injektáží nebo nežádoucím proniknutím injektážní směsi příliš daleko od místa injektáže. V situacích, kdy je u městského tunelu nízké nadloží, ale může existovat dobrý důvod i pro stanovení spodního prahu tlaku.

provide improved stability of the ground during the excavation and support of the tunnel.

In both these cases the chosen injection method will address the issue of achieving the best possible introduction of the grout into the ground. This is a process which aims to optimize the drilling pattern in combination with the eventual use of pipes for injection and specifying the proper characteristics of the grout.

In the case of permeability reduction the main goal will be to fill the water bearing discontinuities with a stable grout that seals off the water flow.

In the case of mechanical improvement of the ground properties, the grout eventually will need to have a certain final mechanical strength.

A combination of these two effects is also desirable in many cases.

## 2.3 Method considerations

Before the technical details of a pre-injection scheme are designed, one should make overall considerations regarding the method. The layout of the method comprises decisions at a strategic level for the pre-injection works including the fundamental approach as to how to achieve the desired result. The basic framework of the detailed operations in the injection cycle is laid out in this process.

This planning process needs to give the necessary input for the specification of equipment like drilling to desired length and eventual drilling equipment installed on TBMs (Figure 1 below).

The main issues to consider in this process are the following:

- ground properties and their capacity to be drilled,
- method for the drilling of holes or pipe installation,
- packer system to suit the chosen hole diameter or pipe,
- grout mix designs to suit the required penetration, early strength and long term material properties,
- considerations regarding injection pressures,
- termination criteria for the injection process.

It is important to understand an injection operation as a complete method in which all the above mentioned issues are always considered during the planning process.

A frequently misunderstood feature is the grouting pressure. Very often maximum permitted grouting pressures are specified at far too low a level. The main reason for this is frequently said to be that a higher grouting pressure might feed a global pressure build-up in the ground, and hence lead to a risk of hydrofracturing or undesired penetration of grout far away from the location of the injection. There however may be good reason for low pressure thresholds in low cover urban tunnel situations

Barton et al. (2004) demonstrates that injection pressures measured at the injection lance (at the collar of the drillhole) do not correspond to the pressure of the grout in the actual ground.

There is a significant drop of pressure in the immediate vicinity of the drillhole into the ground, as long as there is a flow of grout.

Barton a kol. (2004) ukazuje, že injektážní tlaky měřené na injektážní trubce (na objímce vrtu) neodpovídají skutečnému tlaku injektážní směsi v hornině.

Pokud dochází k proudění injektážní směsi, nastává v bezprostředním okolí vrtu velký pokles tlaku směrem do horniny.

Další důležitou věcí je vždy mít na paměti, že operace injektáže je cyklus, ve kterém se rozhodnutí činí s ohledem na specifická kritéria (předem definovaná nebo podléhající úpravám). Tato rozhodnutí se činí při každém kroku injektážního cyklu. Předstihová injektáž je proto typ práce, který vyžaduje, aby byla řízena trvale v provádění prací osobou s praktickými zkušenostmi.

### 3. NEJNOVĚJŠÍ INJEKTÁŽNÍ HMOTY SCHOPNÉ PRONIKÁNÍ DO ZEMIN A JEMNÝCH TRHLIN V HORNINĚ

Injektáž obtížné horniny vyžaduje, aby kompletní metoda umožnila požadované proniknutí injektážního média do horniny. Zcela zásadní je v tomto směru volba a návrh vhodných charakteristik injektážní směsi se zvláštním důrazem na její schopnost pronikat do horniny.

Schopnost injektážní směsi pronikat do horniny (dále jen penetrační schopnost) je parametr, který se dá těžko přímo měřit nebo ověřovat. Penetrační schopnost popisuje schopnost injektážní směsi pronikat do zrnité zeminy anebo do jemné trhliny v hornině za určitého injektážního tlaku.

Penetrační schopnost směsi pro injektáže v oboru podzemního stavitelství je hlavně ovlivněna následujícími třemi měřitelnými vlastnostmi materiálu:

- zrnitostní složení (je-li injektážní směs koloidní zrnité médium),
- viskozita injektážní směsi,
- stabilita injektážní směsi (odolnost proti oddělování komponent s časem nebo při vystavení tlaku).

Velikost zrn je pro schopnost pronikat do jemných trhlin a mezi zrna v zemině rozhodující. Na obr. 2 dole je graficky znázorněna důležitost velikosti zrn pro schopnost pronikat do trhlin v hornině.

Viskozita je důležitá proto, že bude přímo ovlivňovat smyková napětí v injektážní směsi při jejím průtoku trhlinami nebo mezi zrny zeminy.

Čím je viskozita nižší, tím jsou smyková napětí v injektážní směsi menší, a tedy injektážní tlak potřebný pro udržení toku směsi do horniny je menší.

Stabilita injektážní směsi je důležitá, protože bude přímo ovlivňovat schopnost cementu ve směsi pronikat do jemných diskontinuit. U stabilní injektážní směsi nedochází k procesu odlučování vody, v kterém se zrna cementu oddělují z injektážní směsi a ucpávají vstupy do jemných trhlin.

Another important issue is to always have in mind that an injection operation is a cycle in which decisions are made with regards to specific criteria (pre-defined or subject to adjustment). These decisions are made at each step of the injection cycle. Therefore pre-injection is a type of work which requires experienced hands-on management on a continuous basis during the works.

### 3. STATE-OF-THE ART GROUTS FOR PENETRATION IN SOILS AND FINE JOINTS IN ROCK

Injection in difficult ground requires the complete method to be especially adapted in order to achieve penetration in the ground as desired. A very essential detail in this context is the choice and design of the proper grout characteristics with special emphasis on penetrability.

The penetrability of a grout is a difficult parameter to measure or verify directly. Penetrability describes the ability of a grout to penetrate into a medium like a granular soil or fine joints in a rock mass under a certain injection pressure.

The penetrability of a grout for injection purposes in underground construction is mainly influenced by the following three measurable material properties:

- grain size distribution (if the grout is a granular medium),
- viscosity of the grout,
- stability of the grout (resistance to separation over time or when exposed to pressure).

The grain size is decisive for the penetrability into fine joints as well as permeating between the grains in a soil. Figure 2 below illustrates graphically the importance of grain size for the penetrability in joints in rock.

The viscosity is important since it will directly influence the shear stresses in a grout when it is flowing through joints or between the grains in a soil.

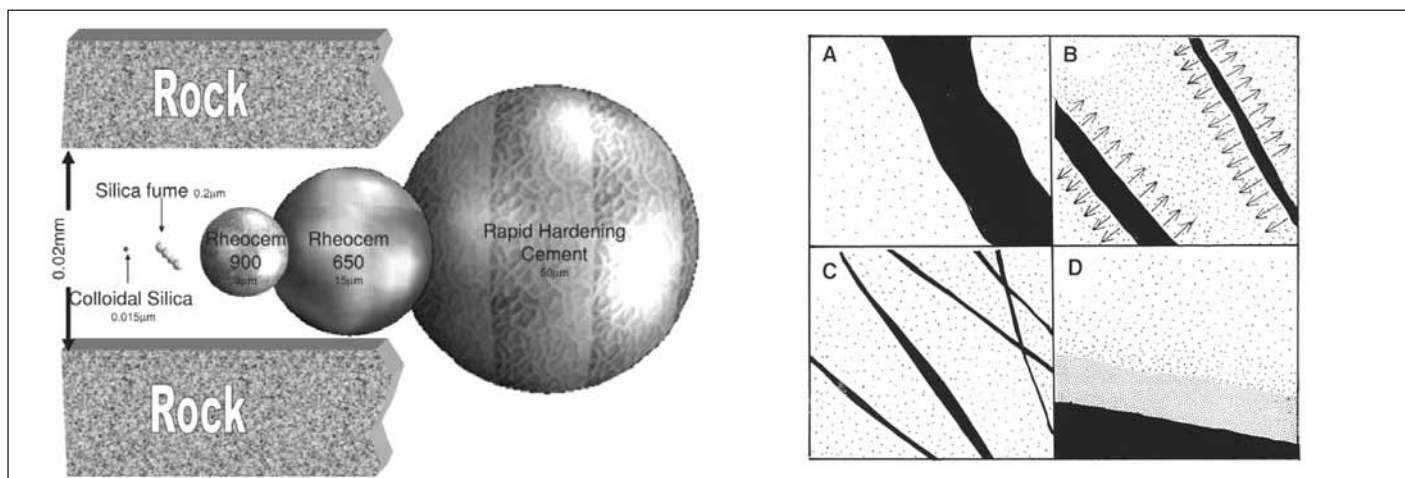
The lower the viscosity, the lower the shear stresses in the grout and hence, the lower the injection pressure which is required to sustain the flow of the grout into the ground.

The stability of the grout is important since it will directly influence the capability of the cement in the grout to penetrate into the fine discontinuities. The process of bleeding, in which the cement grains separate from the grout mix and clog the entrances to the fine joints, does not occur with a stable grout mix.

#### 3.1 Rapid hardening microcements

These microcements offer particular advantages in a tunnelling situation. The main advantages are:

- small grain size



Obr. 2 Vlevo: Grafické znázornění škály velikostí zrn cementových injektážních směsí s ohledem na související otevření trhlin, do kterých má směs proniknout (0,02 mm). Největší zrno odpovídá normálnímu cementu s velmi jemnou zrnitostí, následují dva různé mikrocementy a na samém levém konci je mikrosilikát a koloidní silikát. Vpravo: Zjednodušené grafické znázornění čtyř hlavních typů pronikání injektážní směsi do zemin. Čistá směs je znázorněna černě. A: výměna, B: hutnění, C: hydrofracturing (trhání tlakem směsí), D: prolínání (Holter a kol., 1996)

Fig. 2 Left: Graphical representation to scale of grain sizes of cement grouts with respect to a relevant joint aperture for penetration (0.02 mm). The largest grain corresponds to the normal cement with a very fine grading, followed by two different microcements, and to the far left silica fume and colloidal silica. Right: Simplified graphical representation of the four main types of penetration of a grout in soils. Pure grout is shown as black. A: replacement, B: compaction, C: hydrofracturing, D: permeation (Holter et al., 1996)

### 3.1 Rychletvrdnoucí mikrocementy

Tyto mikrocementy poskytují zvláštní výhody při v situaci ražení tunelů. Hlavní výhody jsou následující:

- malá velikost zrn,
- vynikající stabilita a nízká viskozita i při relativně malých vodních součinitelích (jako je např. 1),
- vynikající schopnost pronikat do hornin v důsledku dvou výše uvedených vlastností,
- tuhnutí do 1,5 až 2 hodin, a tím snížení vyloučení času čekání se zahájením před dalším krokem injektážního cyklu.

### 3.2 Koloidní silikát

Tento typ injektážní směsi se skládá z křemičitých zrn ( $\text{SiO}_2$ ) velikosti měřené v nanometrickém měřítku, v koloidním vodním roztoku. Typická velikost zrn je  $0,016 \mu\text{m}$ . Viskozita směsi je 5–6 mPas, slabě vyšší než u vody. To poskytuje zvláště dobré penetrační vlastnosti, které mohou jinak poskytnout pouze chemické látky, jako jsou silikáty (vodní sklo) nebo akryláty.

Na rozdíl od silikátů a akrylátů je koloidní silikát zcela netoxický produkt, což je významné z hlediska šetrnosti k životnímu prostředí a bezpečnosti a ochrany zdraví.

Schopnost koloidního silikátu pronikat do rozpukaných hornin a zemín je graficky znázorněna výše na obr. 2.

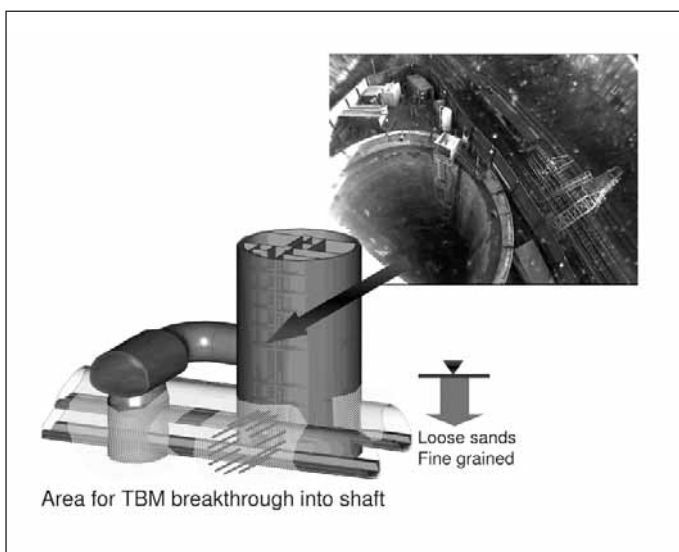
Všimněte si velikosti zrn koloidního silikátu na samém levém konci. V situaci injektování zeminy může koloidní silikát při použití vhodné metody injektáže dát schopnost pronikat (D) až do frakce zeminy odpovídající jemnému prachu ( $0,01 \text{ mm}$ ).

## 4. PŘÍKLAD A: PRORÁŽKA TUNELOVACÍHO STROJE TBM DO VĚTRACÍ ŠACHTY V ULICI CORSICA, ODDÍL 220 STAVBY TUNELU POD KANÁLEM LA MANCHE, SPOJENÉ KRÁLOVSTVÍ, V ROCE 2002

### 4.1 Projekt

V oddílu 220 stavby tunelu pod kanálem La Manche (CTRL) ve Velké Británii existovalo několik obtížných situací spojených se složitou geometrií tunelů, tunelovými spojkami a větracími šachtami, které se musely razit v písčitéch zeminách. Tyto situace byly většinou řešeny snižováním hladiny spodní vody v píscích pomocí vakuové drenáže.

U větrací šachty v ulici Corsica měl stroj TBM se štítem prorazit do dříve vybudované šachty. Horninové poměry byly tvořeny volnými písčiny a naplaveninami pod hladinou spodní vody.



Obr. 3 Oddíl 220 stavby CTRL, obrázek ukazuje geometrické uspořádání v místě prorážky stroje TBM do větrací šachty. V místech obou prorážek se prováděla injektáž tekutou koloidní směsí, čímž se zajistila zlepšená stabilita zeminy

Fig. 3 CTRL Contract 220, sketch showing the geometrical configuration of the situation at the location of the breakthrough of the TBM into the ventilation shaft. Liquid colloidal silica was injected at both breakthrough points, hence providing improved stability of the soil

- excellent stability and low viscosity even at relatively low water/cement ratios (like e.g.1.0)
- excellent penetrability due to the two above mentioned issues
- setting within 1.5 to 2 hours, hence eliminating waiting time for the next step in the injection cycle

### 3.2 Liquid colloidal silica

This grout type consists of silica grains ( $\text{SiO}_2$ ) in the nanometric scale in a colloidal solution in water. The typical grain size is  $0.016 \mu\text{m}$ . Its viscosity is 5–6 mPas, which is slightly higher than water. This offers particularly good penetration properties, which otherwise only chemical agents like silicates (waterglass) or acrylates can offer.

Colloidal silica, contrary to silicates and acrylates, is a completely non-toxic product, which makes it unique in terms of environmental friendliness and health and safety. Colloidal silica is a mineral grout and designed for permanent long-term purposes, whereas silicates only can have a temporary function.

The penetrability of colloidal silica in jointed rock and soils is illustrated graphically in figure 2. above.

Note the size of a grain of colloidal silica to the far left. In a soil injection situation, colloidal silica can offer permeation (D) in soils down to the coarse silt fraction ( $0.01 \text{ mm}$ ) with the proper injection method.

## 4. CASE EXAMPLE A: TBM BREAKTHROUGH INTO A VENTILATION SHAFT, CTRL CONTRACT 220 CORSICA STREET, UK, 2002

### 4.1 The project

The construction of the Channel Tunnel Rail Link (CTRL) in the UK, contract 220, involved several difficult situations with complex geometries of tunnels, cross-passages and ventilation shafts which had to be excavated in sandy silts. Mostly these situations were dealt with by dewatering the sand through vacuum drainage.

At the ventilation shaft at Corsica St a shielded TBM was to break through into the already constructed shaft. The ground conditions were loose sands and silts below ground water table. Grain size tests of the sands showed that the 80 % of the grains were in the range of 0.1 to 1 mm, with approximately 10 % uniformly distributed on each side of this range.

### 4.2 The challenge

In this particular case it was evident prior to the construction, that the dewatering of the sands was not sufficient for achieving the required stability of the sands for a safe and controlled breakthrough of the advancing TBM into the shaft. An injection campaign for stabilisation of the loose sands was therefore necessary.

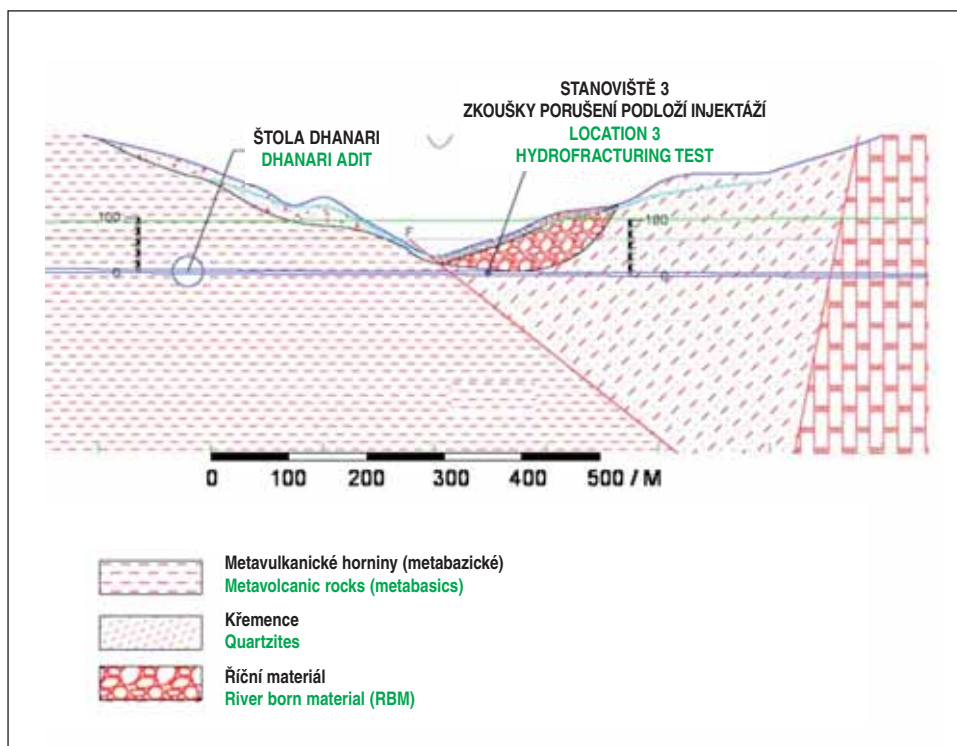
### 4.3 The technical solution

The main contractor undertook a full scale in-situ trial with injections of liquid colloidal silica into the sands in order to determine the possible achievable effect of such an injection campaign.

The trial injections were done in the main shaft floor during construction using sleeve port pipes (tube a manchette). The trial showed thorough permeation of colloidal silica to radial distances of 0.5 to 0.7 m around the sleeved pipes. A significant improvement of the mechanical strength was observed, however no measurements of the UCS were done at this stage. The results were convincing and an injection campaign with colloidal silica was decided.

During construction, a fan of sleeved pipes was drilled from the shaft into the sands at the location of the breakthrough of the TBM. The fan of pipes was laid out in order to cover the ground around the whole perimeter of the TBM, as well as completely covering the intersection between the shaft wall and the TBM excavated tunnel. The configuration of this situation is shown in figure 3 above.

Holes with tubes-a-manchette pipes with lengths 4-6 m and 1.2–1.5 m spacing were drilled covering the entire perimeter of the advancing TBM. A total of approximately 60 tonnes colloidal silica was injected.



Obr. 4 Přírodní tunel stavby hydroelektrárny Maneri Bhalí. Podélný řez obtížnou oblastí (Bahadur a kol., 2007)  
Fig. 4 Headrace tunnel of the Maneri Bhalí hydroelectric project. Longitudinal section of the difficult zone (Bahadur et al., 2007)

Zkoušky zrnitosti písků ukázaly, že 80 % zrn bylo v rozmezí 0,1 až 1 mm s tím, že zbývajících asi 20 % bylo rovnoměrně rozděleno po obou stranách tohoto rozmezí.

#### 4.2 Výzva

V daném případě bylo jasné již před zahájením prací, že odvodňování písku nebylo pro dosažení stability písků potřebné, pro bezpečnou a řízenou prorážku postupujícího stroje TBM do šachty dostatečné. Pro stabilizaci volných písků tedy byla nutná injektáž.

#### 4.3 Technické řešení

Hlavní dodavatel se ujal úkolu provést polní pokus injektování koloidního silikátu siliky do těchto písků, aby se zjistil možný dosažitelný účinek takové injektáže.

Zkušební injektáže se prováděly na dně hlavní šachty během stavby pomocí trubek s manžetami. Pokus prokázal dokonalé proniknutí koloidního silikátu do radiální vzdálenosti 0,5 až 0,7 m kolem trubek s manžetami. Bylo pozorováno značné zlepšení mechanické pevnosti. V této etapě se ale neprovádělo měření pevnosti v prostém tlaku. Výsledky byly přesvědčivé a bylo rozhodnuto injektáž koloidním silikátem provést.

V místě prorážky stroje TBM byl v průběhu stavby ze šachty do písků proveden vějíř vrtů, do kterých byly instalovány trubky s manžetami. Vějíř trubek byl uspořádán tak, aby pokryl zeminu kolem celého obvodu stroje TBM a přitom zcela pokryl styk mezi stěnou šachty a tunelem, který byl ražen strojem TBM. Uspořádání této situace je znázorněno výše na obr. 3.

Vrty s trubkami s manžetami délky 4–6 m byly prováděny ve vzájemné vzdálenosti 1,2 až 1,5 m a pokrývaly celý obvod postupujícího stroje TBM. Bylo spotřebováno celkem 60 tun koloidního silikátu.

### 5. PŘÍKLAD B: STAVBA HYDROELEKTRÁRNY MANERI BHALI, PŘÍRODNÍ TUNEL, INDIE 2005–2006

#### 5.1 Stavba

Přírodní tunel pro 2. etapu stavby hydroelektrárny Maneri Bhalí (stát Uttaranchal) podchází pod údolím s nízkým skalním nadloží. Tunel serazil pomocí thracích prací a byl vystrojen ocelovými rámy a pažinami překrytými betonem. V poslední etapě stavby

### 5. CASE EXAMPLE B: MANERI BHALI HYDROPOWER PROJECT, HEADRACE TUNNEL, INDIA 2005–2006

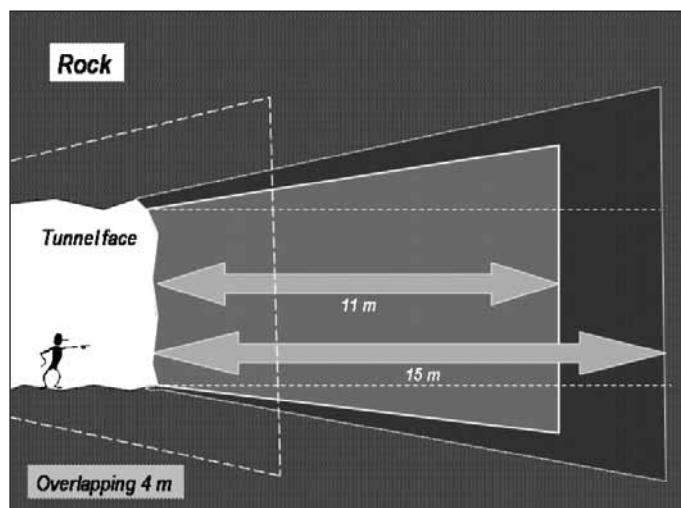
#### 5.1 The project

The headrace tunnel for the Maneri Bhalí hydroelectric power project phase 2 (Uttaranchal Province) underpasses a valley with low rock cover. The tunnel was excavated by drill-and-blast and supported by steel sets and lagging with concrete backfill. During the last phase of the construction wet-mix steel fibre reinforced sprayed concrete was also used for rock support in the most adverse rock conditions. The situation with valley underpass and main geological formations is shown in figure 4.

The valley corresponds to a weakness zone which intersected approximately 300 m length of the tunnel. The weakness zone exhibited densely jointed and partially crushed mica-quartzite schist. In-situ fine grained crushed material in the silt fraction occurred as joint fillings. The entire weakness zone was highly permeable; hence high water inflows were encountered.

The valley had been underpassed with serious difficulty several years earlier.

No pre-injections were carried out at this stage. Hence, large water inflows in combination with a very irregular tunnel contour resulting from cave-ins were the result. In this phase, the earlier excavated tunnel portion through the weakness zone was bypassed, in order to create feasible conditions for the support and waterproofing of the headrace tunnel.



Obr. 5 Schéma injektážní metody (podélný svislý řez) znázorňující zjednodušeně cílové oblasti dvou stupňů předstihové injektáže. Venkovní tmavá plocha před čelem výrubu představuje objem, který byl ošetřen v 1. etapě injektáž rychletuhnoucími mikrocementy. Světlejší plocha před čelem výrubu představuje objem, který byl ošetřen následovně ve 2. etapě injektáž s použitím koloidálního silikátu. Po tomto ošetření se vyrazilo asi 8 m tunelu a injektážní cyklus se opakoval (Bahadur a kol., 2007)

Fig. 5 Layout of the injection method (longitudinal vertical section), principally showing the target areas for the two stages of the pre-injections. The outer dark area in front of the tunnel face represents the volume which was treated in injection stage 1 with rapid setting microcements. The lighter area in front of the tunnel face represents the volume which was treated subsequently in injection stage 2, employing liquid colloidal silica. After this treatment the tunnel was excavated a length of approximately 8 m before the injection cycle was repeated (Bahadur et al., 2007)

byl pro podepření horniny v nejneprůzračnějších horninových poměrech použit i mokry stříkaný drátkobeton. Na obr. 4 dole je situace podchodu údolí s geologií.

Údolí odpovídá zóně porušení, která křížila tunel v délce přibližně 300 m. V zóně porušení byly hustě rozpukané a částečně podrcené slídnaté křemité břidlice. Jako výplň puklin se vyskytoval jemnozrnný drcený materiál v prachovité frakci. Celá zóna oslabení byla vysoce propustná, takže se vyskytovaly vysoké přítoky vody.

Údolí se již řadu let předtím podcházelo s velkými problémy. V této etapě se neprováděly žádné předstihové injektáže. Výsledkem proto byly velké přítoky vody, které byly kombinovány s velmi nepravidelným obrysem výrubu v důsledku závalů. V této fázi se úsek tunelu vyražený dřívě v oslabené zóně obešel obchvatem, aby se vytvořily podmínky, ve kterých bylo možno provádět zajištění výrubu a vodotěsnou izolaci přírodního tunelu.

## 5.2 Výzva

Silně rozpukaná a podrcená hornina v kombinaci s nízkým nadložím pouhých 20–25 m v nejmělkčím místě (z toho pouze asi 5 m skalního podloží) představovala kritický bod stavby přírodního tunelu. Maximální tlak vody v tunelu za provozu elektrárny měl být 10 barů. To by vytvářelo potenciální riziko porušení horniny tlakem vody a úniku vody z přírodního tunelu. Dále by existovalo riziko nasycení okolní horniny vodou, vedoucího k nebezpečí sesuvů.

Bylo nutno navrhnout technické řešení s následujícími hlavními cíli:

- stabilizace a snížení propustnosti horniny v zóně oslabení, aby se usnadnilo vytvoření dostatečného zajištění výrubu a provedení instalace ostění a vodotěsné izolace tunelu,
- zajištění bezpečných podmínek pro ražbu a zajišťování výrubu tunelu.

## 5.3 Technické řešení

Již dřívě byly činěny pokusy o předstihové injektáže pomocí místně vyráběného obyčejného portlandského cementu, avšak pronikání do horniny bylo velmi omezené. Pro řešení obtížných horninových poměrů bylo přistoupeno k dvoustupňové předstihové injektáži dvěma různými typy injektážní směsi.

Hlavní částí injektážní metody byla injektáž skrz zainjektované ocelové trubky o délce 2,5 m. Vrtání bylo velmi silně omezeno vysokým stupněm rozpukání a podrcení horniny. Každá z ocelových trubek byla proto použita pro opakované vrtání a injektáž. První krok vrtání a injektáže skrz ocelové trubky dosahoval 6 m před čelo výrubu. Druhý krok dosahoval 8–11 m, třetí a poslední krok dosahoval 13 m před čelo výrubu.

V první etapě se prováděla injektáž rychletvrdnoucím mikrojemným cementem. Rychlé tvrdnutí tohoto cementu umožnilo nepřerušovaný provoz s vrtáním, injektážemi a následným převrtáváním do větší hloubky skrz tytéž ocelové trubky, bez poškození výsledku předcházející injektáže.

Druhá hlavní etapa spočívala v injektáži koloidním silikátem. Díky jeho extrémně nízké viskozitě a velikosti zrn měřené v nanometrech byly zainjektovány i ty nejjemnější trhliny a trhliny s výplní. Dosáhlo se velmi uspokojivého výsledku, co se týká snížení přítoků vody a zlepšení vlastností horniny.

Druhá etapa byla geometricky rozvržena tak, aby byla obalena horninou, která byla proinjektována předtím v první etapě. Injektáž nízkoviskózní směsí tedy byla prováděna tam, kde se již předtím provedla injektáž mikrojemným cementem.

## 5.4 Zkušenosti z průběhu injektáže

V průběhu injektáže bylo nutné omezovat maximální injektážní tlak přibližně na 60 barů. Důvodem bylo vtékání injektážní malty zpět do tunelu a vyklouzávání obturatorů z ocelových trubek.

První etapa injektáží rychletvrdnoucím mikrocementem ukázala relativně omezený příjem injektážní směsi ve výši pouhých 100–150 kg na metr vrtu, když byl dosažen konečný tlak 60 barů. Vezmeme-li v úvahu průsaky, ke kterým docházelo ve vrtech, dal by se očekávat vyšší příjem směsi horninou.

Důvodem relativně nízkého příjmu injektážní směsi byla výplň trhlín bahnými a jílovými částicemi, které následně omezily průnik injektážní směsi.

## 5.2 The challenge

The highly jointed and crushed rock combined with the low overburden of only 20–25 m (of which only ca 5 m rock) at the shallowest imposed a critical point in the headrace tunnel. The maximum water pressure in the tunnel during the operation of the power plant would be 10 bars. This would create a potential risk of hydrofracturing and leakages out of the headrace tunnel. There would also be a risk of charging of water in the surrounding ground resulting in a danger of landslides.

A technical solution with the following main goals had to be laid out:

- stabilization and permeability reduction of the ground in the weak zone to facilitate the establishment of a sufficient rock support as well as the structural and waterproofing lining of the tunnel,
- facilitate safe conditions for excavation and immediate support of the tunnel.

## 5.3 The technical solution

Previously pre-injections with locally manufactured ordinary portland cement had been attempted, but with very limited penetration into the ground. In order to address the difficult ground conditions, a two-stage pre-injection scheme with two different grout types was undertaken.

The main feature of the injection method was to inject through grouted steel pipes with a length of 2.5 m. The high degree of jointing and crushing of the rock mass severely limited the drilling operation. Each of the steel pipes was therefore used for repeated drilling and injection. The first drilling and injection step through the steel pipes reached 6 m in front of the tunnel face. The second step reached 8–11 m, and the third and final step reached 13 m in front of the tunnel face.

The first stage consisted of injection of rapid hardening micro-fine cement. The rapid hardening of this cement allowed for a continuous operation with drilling, injections and the subsequent re-drilling to larger depth through the same steel pipes without damaging the result of the previously injected volume.

The second main stage was the injection of liquid colloidal silica. Featuring extremely low viscosity and grain size in the nanometric scale, the finest joints as well as joints with fillings were grouted. A very satisfactory result in terms of water ingress reduction and ground improvement was achieved.

The second stage was geometrically laid out in a way that it would be enveloped by the grouted rock mass from the first stage. In this way the injection of the low viscous grout would entirely take place where the microfine cement already had been injected, thus only utilizing the colloidal silica for the fine joints.

## 5.4 Experiences during injection

During injection it was necessary to limit the maximum injection pressure to approximately 60 bars. The reasons for this were occurrence of backflow of grout into the tunnel and sliding of the packers in the steel pipes.

The first stage injections with rapid hardening microcement showed a relatively limited grout take of only 100–150 kg per m drillhole when the termination pressure of 60 bars was reached. Bearing in mind the seepage which was encountered in the drill-holes one would expect a higher grout take.

The reason for the relatively low grout take was joint fillings which consisted of the silt and clay particles, which in turn limited the penetration of the grout created by filtration.

The first stage injection fan with microcement was always completed in the full circumference of the tunnel before the secondary fan was attempted. The reason for this was that the first stage injection provided penetration of grout into the joints with the largest apertures.

The second injection stage with an extremely low viscous grout could therefore be targeted for the finer joints and the joints which were partially filled with clay and silt. The secondary fan was drilled and injected with liquid colloidal silica with a termination pressure of 25 bars, or approximately 100 kg per m drillhole length.



Před zahájením druhotného vějíře byla vždy dokončena první etapa vějíře injektáže mikrocementem kolem celého obvodu tunelu. Důvodem bylo to, že první etapa injektáže zajistila proniknutí injektážní směsi do trhlin s největším otevřením.

Druhá etapa injektáží injektážní směsí s extrémně nízkou viskozitou proto mohla být zaměřena na jemnější trhliny a trhliny částečně vyplněné jílem a bahnem. Druhý vějíř byl vrtán a injektován koloidním silikátem s konečným tlakem 25 barů při přibližné spotřebě 100 kg na metr délky vrtu.

Při injektování koloidním silikátem tlakem nad 25 barů se obvykle ukázaly známky porušení horniny touto injektáží. Kontrola dosaženého výsledku se prováděla dvěma způsoby. Za prvé, ve vrtech se kontrolovala situace v průsacích vody po obou etapách injektáží. Za druhé, po vyrazení prvního kola počínaje od místa injektáže se pozoroval výsledek na obrysu výrubu. Tímto způsobem se doladovala a průběžně upravovala detailní kritéria pro ukončení injektáže.

Výsledkem byl doslova suchý a stabilní obrys tunelu. V průběhu ražby v oslabené zóně nedocházelo k žádným nepřiměřeným nadvylomům nebo závalům.

## 6. ZÁVĚRY

Proaktivní přístup ukázal v obou uvedených případech, že předstihová injektáž problémové horniny před čelem výrubu vedla k vytvoření bezpečných, nákladově hospodárných a předvídatelných podmínek při vlastní ražbě. V případě stavby Maneri Bhali se účinky daly přímo srovnávat se špatnými podmínkami a silnými přítoky vody, které byly pozorovány v sousedním tunelu, ve kterém nebyly předstihové injektáže používány. Přímé srovnání účinnosti mikrojemných cementů a koloidního silikátu s obyčejným portlandským cementem bylo také jasně zřejmé.

Zkušenosti ze stavby Maneri Bhali také ukazují, že proaktivní přístup k vrtání a injektování podle jasně definovaného technologického postupu a užívání materiálů s vhodnými charakteristikami schopnosti penetrace, nízké viskozity a rychlého tvrdnutí mohou značně zkrátit dobu stavebních prací v silně porušených a nestabilních zónách (6 měsíců v případě obchvatového tunelu proti 18 měsícům v případě původního tunelu). Nízké náklady na předstihovou injektáž ve srovnání s technologiemi následné injektáže jsou také jasně viditelné. Náklady na materiály na této stavbě dosáhly přibližně 1200 eur/m ve srovnání s podobnými podmínkami na jiných tunelech v Indii, kde se užívaly následné injektáže polyuretany s náklady přibližně 12 000 eur/m a jsou v současné době v téměř dvouletém zpoždění.

**KARL GUNNAR HOLTER, M.Sc. Engineering Geology,**  
karl-gunnar.holter@basf.com,  
**BASF CONSTRUCTION CHEMICALS EUROPE AG,**  
Zürich,  
**ING. MICHAL ZÁMEČNÍK, michal.zamecnik@basf.com,**  
**BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.**

Recenzoval: Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc.



**Obr. 6** Vpravo: Fotografie pořízená na čelbě ukazující injektáž skrz ocelové trubky – v první etapě rychletvrdnoucím mikrojemným cementem. Vlevo: Čelba tunelu ve směru ke konci obtížné zóny. Předstihovými injektážemi se dosáhlo stabilního a doslova suchého obrysu a čela výrubu umožňujícího bezproblémovou instalaci provizorního zajištění výrubu (Bahadur a kol. 2007)

**Fig. 6** To the right: Photo taken at the tunnel face showing injection through steel pipes, first stage, with rapid hardening microfine cement. To the left: The tunnel face towards the end of the difficult zone. A stable and literally dry contour and tunnel face was achieved by the pre-injections, allowing for the installation of the temporary rock support without difficulty (Bahadur et al., 2007)

Injection beyond a pressure of 25 bars with liquid colloidal silica usually showed signs of hydrofracturing. The control of the achieved result was done in two ways. Firstly, the water seepage situation after the injection of the two stages was controlled in drillholes. Secondly, the result was observed in the tunnel contour after the excavation of the first round starting from the injection location. In this way the detailed criteria for termination of the injection were fine tuned and continuously adjusted.

The result was a literally dry and stable tunnel contour. No excessive breakouts of rock or cave-ins occurred during excavation through the weakness zone.

## 6. CONCLUSIONS

The proactive approach demonstrated in both these mentioned cases, by pre-injecting the difficult ground ahead of the excavation face resulted in safe, cost-effective and predictable conditions during the actual excavation. In the Maneri Bhali case, the effects could be directly compared to the poor conditions and heavy water flows observed in the adjacent tunnel where pre-injections were not used. A direct comparison of the effectiveness of microfine cements and liquid colloidal silica grout versus ordinary Portland cement was also clearly evident.

The experiences from Maneri Bhali also show that a proactive approach to drilling and grouting with a clearly defined method statement and utilizing materials with the proper penetration, viscosity and rapid hardening characteristics can significantly reduce the construction time through such highly faulted and unstable zones (6 months in by-pass tunnel versus 18 months in original tunnel). The low cost of pre-injection in comparison with post-injection techniques can also be clearly seen. The cost for materials on this project came to a material cost of approximately Euro 1,200/m versus a similar condition in another tunnel in India where polyurethane post-injections were utilized at a cost of approximately Euro 12,000/m and currently almost 2 years behind schedule.

**KARL GUNNAR HOLTER, M.Sc. Engineering Geology,**  
karl-gunnar.holter@basf.com,  
**BASF CONSTRUCTION CHEMICALS EUROPE AG,**  
Zürich,  
**ING. MICHAL ZÁMEČNÍK, michal.zamecnik@basf.com,**  
**BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.**

## LITERATURA / REFERENCES

- Bahadur, A. K., Holter, K. G. a Pengelly, A. 2007: Nákladově hospodárná předstihová injektáž rychletvrdnoucím mikrojemným cementem a koloidní silikou pro snížení přítoků vody a stabilizaci nepříznivých poměrů v přírodním tunelu. Světový tunelářský kongres, Praha.
- Garshol, K., 2002: Předstihová injektáž při stavbě tunelů – užitečné opatření. Christian Veder Kolloquium, Injektionen in Boden und Fels, Technická univerzita Graz, (Německo).
- Holter, K. G., Johansen, E. D., Hægrenæs, A. 1996: Ražba tunelů v zóně pískovců. Zkušenosti se zlepšováním horniny ze stavby podmořského silničního tunelu. North American Tunnelling, Světová tunelářská konference, Washington D.C.

# VODOTĚSNÉ OSTĚNÍ TUNELŮ Z KOMPOZITNÍHO STŘÍKANÉHO BETONU S POUŽITÍM NÁSTŘIKOVÉ VODOTĚSNÉ MEMBRÁNY

## COMPOSITE SPRAYED CONCRETE WATERPROOF TUNNEL LININGS USING SPRAY APPLIED WATERPROOFING MEMBRANE

KARL GUNNAR HOLTER, MICHAL ZÁMEČNÍK

### ÚVOD

Metoda izolace podzemních konstrukcí proti vodě nástřikem hydroizolační polymerové membrány v kombinaci se stříkaným betonem se vyvíjela během posledních 10 let.

Hlavní myšlenka této metody je integrování hydroizolace do trvalého ostění ze stříkaného betonu. Tímto způsobem se vytvoří relativně tenká vodotěsná vrstva, která je kompatibilní s trvalým ostěním složeným ze stříkaného betonu a horninových svorníků.

V řadě situací, kdy tradiční systémy hydroizolací čelí specifickým problémům nebo omezením, může být tato metoda cenově výhodnou alternativou k tradičním metodám izolování staveb proti vodě.

Během několika uplynulých let se tímto systémem dokončila řada úspěšných projektů ve velmi odlišných podmínkách a za různých návrhových požadavků, čímž se demonstrovala cenová výhodnost a technická mnohostrannost tohoto systému.

Tato specifická metoda a technické detaily, o kterých se píše v tomto článku, se týkají hydroizolační stříkané membrány Masterseal®345, která byla vyvinuta firmou BASF Construction Chemicals.

### POPIS SYSTÉMU A TECHNICKÉ VLASTNOSTI

Toto technické řešení hydroizolace se skládá z nepropustné stříkané membrány, která je aplikována mezi vrstvami stříkaného betonu. Tato membrána se váže na obou svých stranách na stříkaný beton s velkou tahovou pevností spojení. Je důležité, aby se toto technické řešení chápalo jako kompozitní systém, ve kterém základní funkční součástí tvoří stříkaný beton a membrána.

Membrána sama potřebuje minimální tloušťku 2 mm k tomu, aby byla vodotěsná. Kromě toho je důležitá tahová pevnost spojení. Normálně se dosahuje tahové pevnosti spojení >1 MPa. Na hladkém povrchu monolitické betonové konstrukce se při správné aplikaci dosahuje pevnost >2 MPa.

Tato vlastnost vazby činí stykovou plochu mezi membránou a betonem vodotěsnou. Nemůže tudíž dojít k pohybu vody po stykové ploše membrány a betonu. Tato vlastnost je velmi důležitá z hlediska systému.

Tato vlastnost zásadně odlišuje vázanou nástřikovou membránu od jiných prostředků hydroizolací, jako jsou systémy fóliové izolace s drenážní geotextilií, systémy s drenážním štítem z pěnového PE nebo prefabrikované prvky z lehčeného betonu.

Tyto vlastnosti systému vedou k následujícím důležitým technickým vlastnostem kompozitního ostění složeného ze stříkaného betonu a hydroizolační stříkané membrány:

- Případný otvor nebo vada v membráně nemusí vést nutně ke vzniku průsaku, jelikož taková vada se musí krýt s místem průsaku v betonu.
- Případné místo průsaku membránou se dá řešit přesně v místě výskytu průsaku, jelikož tento bod odpovídá průsakovému kanálku v betonu za membránou.
- Kompozitní ostění složené z membrány a betonu je mechanicky souvislá konstrukce, která se chová jako monolit. Tudíž se dá celá tloušťka konstrukce považovat za část definitivního ostění.

### OTÁZKY TRVANLIVOSTI

Dlouhodobá trvanlivost kompozitního ostění je něco více než chemická trvanlivost materiálu membrány. Patří sem i pochopení toho, který z mechanismů poruch se může potenciálně vyskytnout u systému složeného ze stříkané membrány a stříkaného betonu.

### BACKGROUND

Waterproofing of underground structures with a spray-applied, polymer based membrane in combination with sprayed concrete has been developed and established as a method over the last ca 10 years.

The main idea behind this method is to integrate the waterproofing in a permanent sprayed concrete lining. In this way a relatively thin and waterproof structure is established which is compatible with a permanent lining based sprayed concrete and rock bolts.

This method can be a cost-effective alternative to the traditional waterproofing methods in a number of situations, in which the traditional systems face particular difficulties or limitations.

A number of successful projects under quite different conditions and design requirements have been completed over the last few years with this system, demonstrating the cost-effectiveness and technical versatility.

The specific method and technical details which are reported in this paper refers to the waterproofing system Masterseal®345 which has been developed by BASF Construction Chemicals.

### SYSTEM LAYOUT AND TECHNICAL PROPERTIES

This technical solution for waterproofing consists of an impermeable spray-applied membrane which is embedded between within a sprayed concrete structure. The membrane bonds to the sprayed concrete on both sides with a significant tensile bonding strength. It is essential to understand this technical solution as a composite system, in which both sprayed concrete and the membrane constitute vital functional parts.

The membrane itself needs a minimum thickness of 2 mm in order to be watertight. Additionally the tensile bonding strength on either side of the membrane is significant. Normally >1 MPa tensile bonding strength is achieved. On a smooth cast-in-place concrete surface >2MPa is achieved with correct application.

This bonding property makes the interface between membrane and concrete impermeable. Hence, no migration of water along the membrane concrete interfaces can occur. This is very important system property.

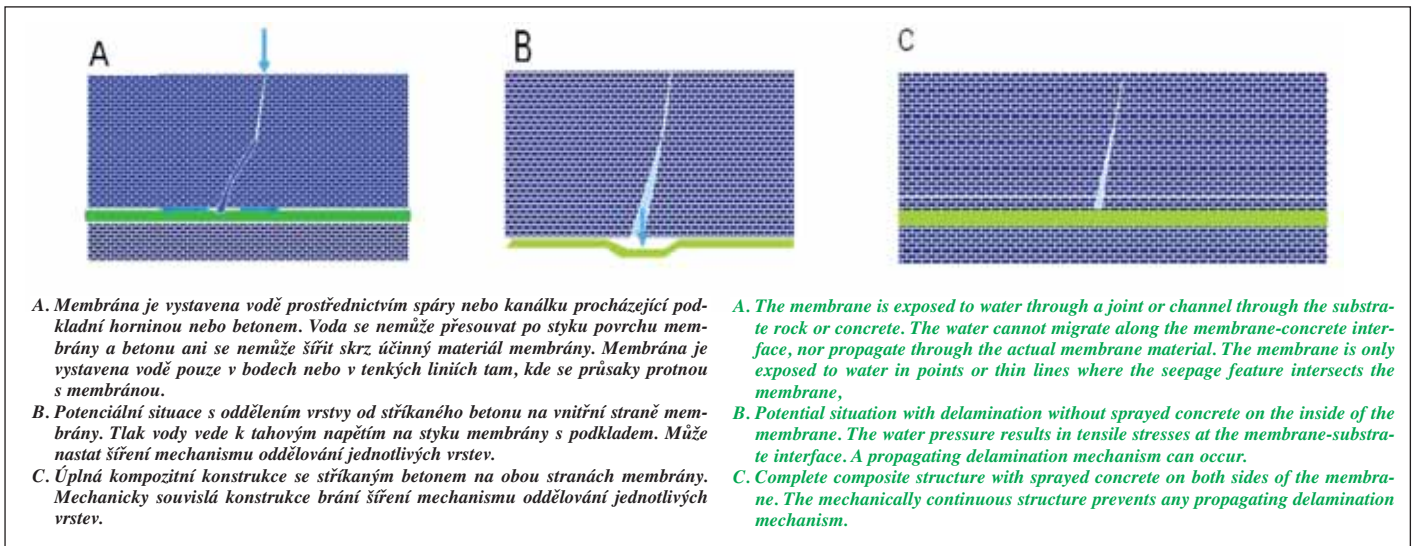
This property makes a bonded spray-applied membrane fundamentally different from other waterproofing systems like sheet membrane systems with drainage geotextile or drainage shield systems with PE foam sheets or light concrete pre-cast elements.

These system features lead to the following important technical properties of the sprayed concrete – membrane composite liner:

- An eventual hole or imperfection in the membrane does not necessarily lead to a seepage point, since this imperfection must coincide with a seepage point in the concrete.
- An eventual seepage point through the membrane can be resolved locally exactly where the seepage occurs, since this point corresponds to the seepage channel in the concrete behind the membrane.
- The membrane-concrete composite liner is a mechanically continuous structure and shows a monolithic behaviour. Hence, the entire thickness of this structure can be considered part of the final lining.

### DURABILITY CONSIDERATIONS

Long term durability of a composite liner is more than the chemical durability of the membrane material. Based on a spray-applied membrane and sprayed concrete involves an understanding of which failure mechanisms which can potentially occur. An intact and complete sandwich structure is essential to avoid mechanisms which can lead to failure over time.



Obr. 1 Vlastnosti systému pro kompozitní ostění ze stříkaného betonu s hydroizolační stříkanou membránou. Tahová pevnost spojení a mechanické chování monolitického betonu jsou hlavní vlastnosti důležité pro toto technické řešení

Fig. 1 System properties for composite sprayed concrete liner with spray applied waterproofing membrane. Tensile bonding strength and monolithic mechanical behavior are key properties of this technical solution

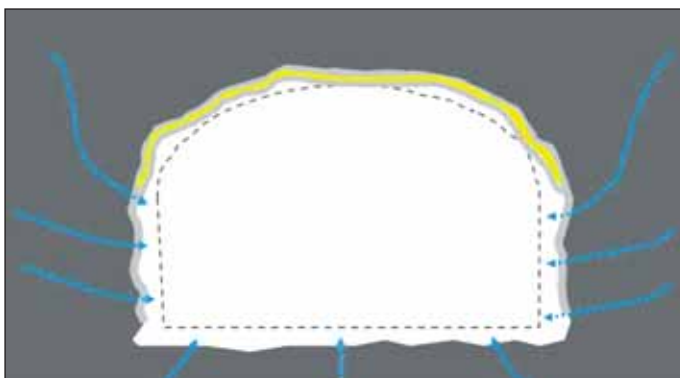
Neporušená a úplná sendvičová konstrukce je to nejdůležitější pro to, aby nedošlo k mechanismu, který může vést po čase k poruše.

Takovým mechanismem by mohlo být oddělení membrány od podkladu nebo externí mechanické poškození. Na obr. 2 je vidět, jak kompozitní konstrukce zachovává dlouhodobou trvanlivost.

## OTÁZKY NÁVRHU – ZÁKLADNÍ PRINCIPY

Kompozitní ostění ze stříkaného betonu s hydroizolační stříkanou membránou se může v podstatě navrhovat pro dvě hlavní kategorie konstrukcí:

- Komplexně odvodněná konstrukce tunelu, u které je izolována proti vodě pouze část tunelového profilu (jako jsou stěny a strop). Voda může prosakovat do tunelu (např. dnem, spodní částí stěn nebo systematicky osazenými drenážními pásy), je tudíž zabráněno celkovému nárůstu statického tlaku spodní vody.
- Komplexně neodvodněná konstrukce tunelu, u které systém hydroizolace pokrývá celý obvod tunelu včetně jeho dna. Do tunelu nemůže prosakovat žádná voda. Časem bude konstrukce vystavena plnému statickému tlaku podzemní vody.



Obr. 2 Základní schéma ukazující příklad situace komplexně odvodněného tunelu (svislý řez). Podzemní vodě je umožněno prosakovat do tunelu stěnami a dnem (v přiměřeně malých množstvích). Horninový masiv v okolí tunelu tudíž bude odvodněný, a tím se zabrání růstu hydrostatického tlaku. Příklad návrhu podmořského silničního tunelu realizovaného firmou Nordöytunnilin na Faerských ostrovech (Lamhaug a kol., 2007)

Fig. 2 Principal sketch showing an example of a globally drained waterproofing situation (vertical section). The groundwater is allowed to seep into the tunnel (in reasonably small amounts) through the walls and the invert. Hence, the rock mass will be drained around the tunnel, and a build-up of water pressure is avoided. Design example realized at Nordöytunnilin, Faroe Islands (Lamhaug et al., 2007)

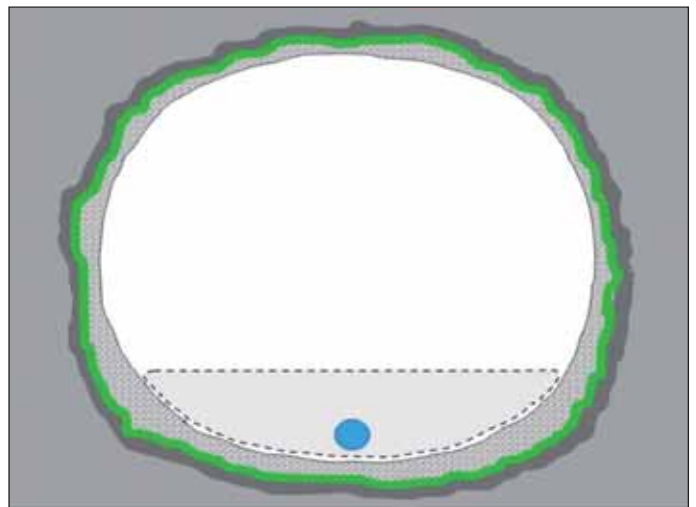
Such mechanisms could be delamination of the membrane from the substrate or external mechanical damage. Figure 2 shows how the composite structure maintains long term durability.

## DESIGN ISSUES – BASIC PRINCIPLES

Composite liner with spray-applied waterproofing membrane and sprayed concrete can basically be designed in two main categories of structures:

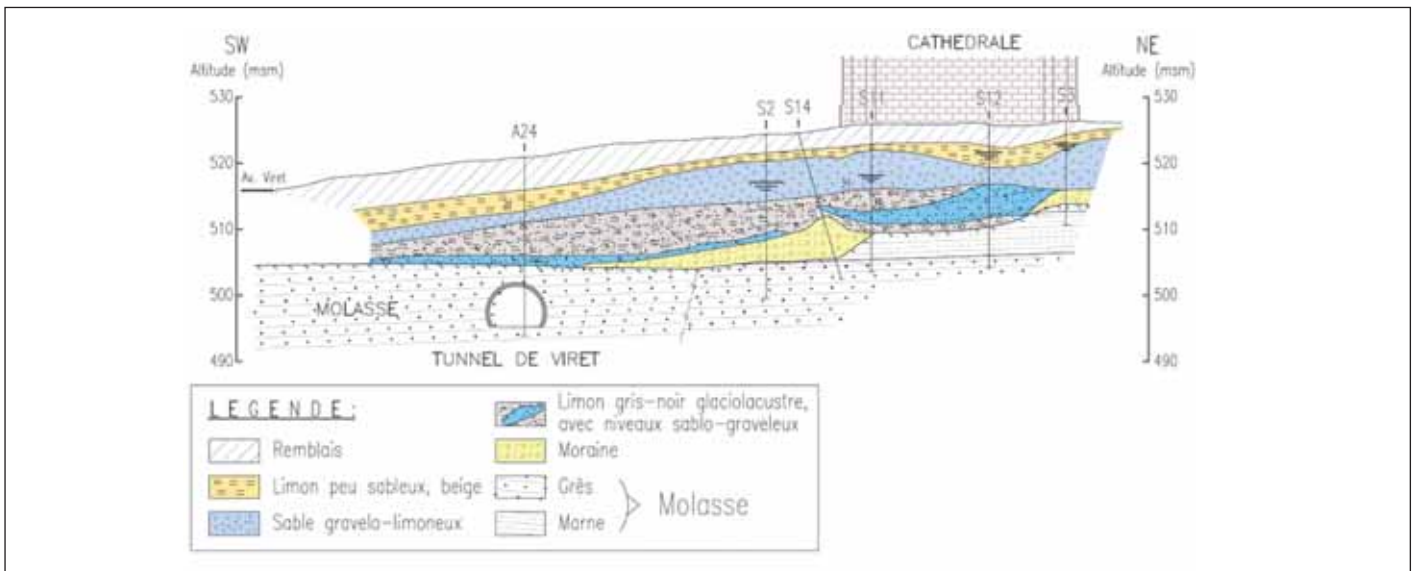
- Globally drained tunnel structure, in which only a part of the tunnel profile is waterproofed (like the walls and crown) Water can seep into the tunnel (e.g. through the invert, lower part of walls, or through systematically installed drainage stripes) hence, avoid a global static groundwater pressure build-up.
- Globally undrained tunnel structure, in which the waterproofing system covers the entire tunnel perimeter, including the invert. No water can seep into the tunnel. Over time the structure will be exposed to full static groundwater pressure.

These two main categories of design layout are shown in figures 2 and 3 below. When designing a globally drained tunnel structure it is necessary to make a consideration of the drainage effect of the jointing



Obr. 3 Základní schéma (svislý řez) ukazující izolaci proti vodě u komplexně neodvodněné konstrukce tunelu. Hydroizolace obaluje celý obvod tunelu. Vnitřní betonové ostění musí být navrženo na plný statický tlak spodní vody

Fig. 3 Principal sketch (vertical section) showing the waterproofing of a tunnel as a globally undrained structure. The waterproofing encompasses the entire tunnel perimeter. The inner concrete lining needs to be designed for the full static groundwater pressure



Obr. 4 Tunel Viret na trase M2 metra v Lausanne – kritický příčný řez (Holter, Tappy, 2008)  
Fig. 4 Tunnel Viret, Lausanne Metro M2. Critical cross section (Holter, Tappy, 2008)

Tyto dvě hlavní kategorie možností návrhu jsou znázorněny na obr. 2 a 3. Když se navrhuje konstrukce komplexně odvodněného tunelu, je nutné vzít v úvahu drenážní účinek rozpukání horninového masivu. K dosažení potřebného drenážního efektu mohou být nezbytné zvláštní drenážní pásy uloženy na podkladu.

#### ZKUŠENOSTI ZE STAVBY TUNELU VIRET NA TRASE METRA M2 V LAUSANNE VE ŠVÝCARSKU

Tunel Viret je součástí nové trasy 2 metra. Prochází pod historickým centrem města. Území nad tunelem je obzvláště citlivé kvůli katedrále a zeminám nasyceným spodní vodou. Nejkritičtější část tohoto tunelu (dlouhá 275 m) je umístěna mělce pod povrchem. Tunel se nachází v molase se skalním nadložím od 2,5 metru do 10 metrů. Nadložní kvartérní sedimenty se skládají z nasycených písků, štěrku a morény (obr. 4).

V případě vtékání vody do tunelu by pod katedrálou došlo k sedání většímu než tři centimetry. To by bylo jistě nepřijatelné. Proto bylo pro tunel Viret navrženo vodotěsné ostění pokrývající celý obvod tunelu.

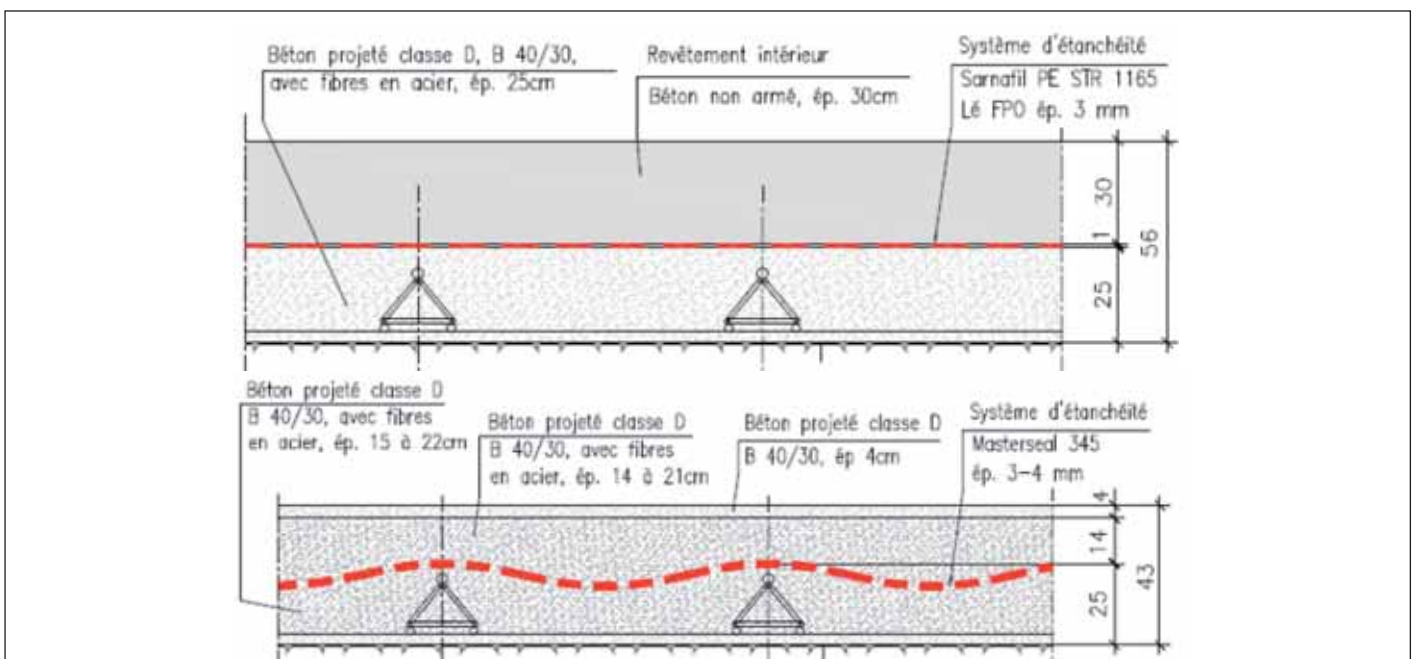
of the rock mass. Extra drainage stripes installed on the substrate can be necessary to achieve the necessary drainage effect.

#### EXPERIENCES FROM THE CONSTRUCTION OF THE VIRET TUNNEL, LAUSANNE MÉTRO M2, SWITZERLAND

The Viret tunnel is part of the new Metro Line 2 and passes under the historic centre of the city. The area over the tunnel is particularly sensitive with the cathedral and groundwater saturated soils. The most critical part of this tunnel (275 m length) has a very shallow location. The tunnel is located in molasse, with rock cover ranging from a 2.5 meters to 10 metres. The overlying quaternary sediments consist of water saturated sands, gravels and moraine. (Figure 4 above).

In case of flow of water in the tunnel, settlements of more than three centimetres would have appeared under the cathedral. This would obviously have been unacceptable. Thus the design of the tunnel Viret includes a waterproof lining which covers the entire tunnel perimeter.

The initial design included a double sheet of polyolefin of 3 mm thickness and an inner lining with cast-in-place concrete (figure 5 upper part). Difficulties had been encountered on other projects with



Obr. 5 Příčné řezy betonovými ostěni – původní návrh a revidovaný inovační návrh. Horní část: původní návrh s polyolefinovou fólií a vnitřním monolitickým betonovým ostěním. Dolní část: realizovaný návrh s kompozitním ostěním ze stříkaného betonu s hydroizolační stříkanou membránou Masterseal 345 (Holter, Tappy, 2008)  
Fig. 5 Cross sections of concrete linings, original design and revised innovative design. Upper part: Original design with polyolefin sheet membrane and inner lining with cast-in-place concrete lining. Lower part: Realized design with composite sprayed concrete liner with spray applied waterproofing membrane Masterseal 345 (Holter, Tappy, 2008)



Obr. 6 Tunel Viret, trasa M2 metra v Lausanne. Vpravo: Situace v průběhu stavby s hydroizolační stříkanou membránou provedenou po celém obvodu tunelu včetně dna, těsně před zahájením prací na konstrukci ve dně. Vlevo: Dokončený tunel s definitivním kompozitním vodotěsným ostěním ze stříkaného betonu na stěnách a v klenbě a s monolitickým železobetonovým dnem (Holter, Tappy, 2008)

Fig. 6 Tunnel Viret, Lausanne Metro M2. Right: Situation during construction with Masterseal®345 sprayable waterproofing membrane applied in the entire tunnel perimeter, including the invert, just before the commencement of the works with the structure in the invert. Left: Finished tunnel with final sprayed concrete composite waterproof liner in the walls and crown, and reinforced cast-in-place concrete in the invert (Holter, Tappy, 2008)

Počáteční návrh se skládal z 3 mm silné dvojité polyolefinové fólie a vnitřního monolitického betonového ostění (horní část na obr. 5). Na jiných stavbách se u tohoto systému objevily problémy, takže ani investor ani projektant neměli v tento tradiční systém izolace proti vodě plnou důvěru.

Z toho důvodu byl v tomto případě vyvinut alternativní návrh (dolní část na obr. 5) s kompozitním ostěním ze stříkaného betonu s hydroizolační stříkanou membránou Masterseal 345. Tento systém byl předtím úspěšně použit v situaci neodvodněného únikového tunelu ve Švýcarsku [Meier a kol. 2005].

Velká výhoda tohoto systému spočívá v tom, že mezi membránou a jejím podkladem není možný žádný průsak, protože mezi membránou a betonem existuje dokonalá vazba.

Stavba tunelu byla dokončena před termínem a s velkými úsporami nákladů. Hlavní data o výstavbě jsou uvedena v přehledu na konci tohoto článku.

## ZKUŠENOSTI ZE SANACÍ SILNIČNÍHO TUNELU CHEKKA V LIBANONU

Tunel Chekka je dvoutrubní silniční tunel v severním Libanonu, který byl vybudovaný v roce 1977. Tunelové trouby jsou 360 m a 390 m dlouhé a mají definitivní ostění ze železobetonu bez izolační fólie. Celková tloušťka starého ostění byla cca 90 cm. V obou troubách jsou tři dopravní pruhy.

Jsou vidět stopy průsaků vody v dilatačních spárách a konstrukční trhliny v betonu. Obě tunelové trouby musely být sanovány z několika důvodů. Hlavní problém spočíval v přítocích vody dilatačními spárami a konstrukčními trhlinami v betonovém ostění a také v potřebě opravy konstrukce, jelikož se v portálových oblastech vyskytly deformace vedoucí k vzniku trhlin.

### Technické řešení

Původní návrh vyžadoval kompletně novou betonovou konstrukci, která by byla zřízena uvnitř té současné, bez vybourávání stávající konstrukce. Toto nové tunelové ostění by se skládalo z monolitického železobetonu s izolací proti vodě složenou z fólie a drenážní geotextilie. Celková tloušťka této konstrukce by byla 25 cm. Vzhledem k tomu, že by bylo nutné vybudovat i nosný základ pro betonové ostění ve dně tunelu, vedlo by toto řešení k značnému zmenšení šířky tunelu. Dodavatel věděl o několika předchozích úspěšných aplikacích nástřikové dvojité vázané hydroizolační membrány, která v kombinaci se stříkaným betonem vytváří kompozitní vodotěsné ostění ze stříkaného betonu. Při sanacích tímto alternativním systémem je možné získat trvanlivá, vysoce účinná ostění s podstatně menšími tloušťkami než u tradičních řešení.

Při přípravě technického řešení pomocí hydroizolační stříkané membrány v kombinaci se stříkaným betonem se nabízely dvě v zásadě odlišné možnosti:

this system, so neither owner nor designer was completely confident with this traditional waterproofing system.

For this reason the alternative design (figure 5 lower part) with a composite sprayed concrete liner with spray applied waterproofing membrane Masterseal 345 was developed in this case. This system had previously been successfully used in an undrained situation in an emergency escape tunnel in Switzerland [Meier et al. 2005].

The great advantage of this system relates to the fact that no seepage is possible between the membrane and its support, since there is a complete bonding between the sprayed membrane and the concrete.

The construction of the tunnel was finished prior to schedule and with a significant cost savings. Main experienced data are given in the summary at the end of the paper.

## EXPERIENCES FROM THE REHABILITATION OF THE CHEKKA ROAD TUNNEL, LEBANON

The Chekka tunnel is a twin tube road tunnel in northern Lebanon constructed in 1977. The two tubes are 360 and 390 m long and consist of a final lining with cast in-situ concrete without waterproofing membrane. The total thickness of the old lining was approximately 90 cm. Both tubes have three lanes.

Traces of water ingress along the construction joints and structural cracks in the concrete can be observed. The two tunnel tubes had to be refurbished for several reasons. The main issue was the water ingress along construction joints and structural cracks in the concrete lining, well as structural repair since deformations leading to cracks had occurred in the portal areas.

### Technical solution

The original design called for a completely new concrete structure to be constructed inside the existing one, without removing the existing structure. This new tunnel lining would consist of steel-reinforced cast in-situ concrete with a waterproofing sheet membrane and drainage geotextile. The total thickness of this structure would have been 25 cm. This would impose a significant reduction of the width of the tunnel, since a structural base for the concrete lining at the invert also had to be included.

The contractor was aware of several recent successful application of the spray applied double bonded waterproofing membrane, which in combination with sprayed concrete constitutes a composite waterproof sprayed concrete lining. In refurbishment situations it is possible to achieve durable high-performance linings with significantly lower thicknesses than the traditional solution by using this alternative system.

Two basically different options were available when planning a technical solution with sprayable membrane in combination with sprayed concrete: globally drained or globally undrained. Both these two design options had been realized on several recent projects and could offer cost-effective technical solutions for the Chekka Tunnel as well.

The decisive design parameters for the rehabilitation of the tunnels were the following:

- Groundwater level lower than the tunnel level, with percolating water through the ground in periods with high precipitation.



Obr. 7 Tunel Chekka před provedením sanací (Makhlouf, Holter, 2008)  
Fig. 7 The Chekka tunnel before refurbishment (Makhlouf, Holter, 2008)

s komplexním odvodněním a bez komplexního odvodnění. Obě tyto možnosti řešení již byly předtím použity na několika minulých stavbách a byly schopné poskytnout cenově výhodná technická řešení i pro tunel Chekka.

Rozhodující parametry pro návrh sanace tunelových trub byly tyto:

- Hladina podzemní vody pod úrovní tunelu, průsaky vody horninou v obdobích velkých srážek.
- Konstrukce tunelu by měla být komplexně odvodněna.
- Stávající betonová konstrukce byla převážně v dobrém stavu. Vady se nacházely v dilatačních spárách, v některých oblastech existovaly konstrukční trhliny a povrch betonu byl místně degradovaný.
- Možnost použití starého betonového ostění po opravě vad jako nosného ostění.
- Přání zachovat co největší volnou šířku vnitřku tunelu.

Dodavatel navrhl alternativní technické řešení s následujícími hlavními prvky:

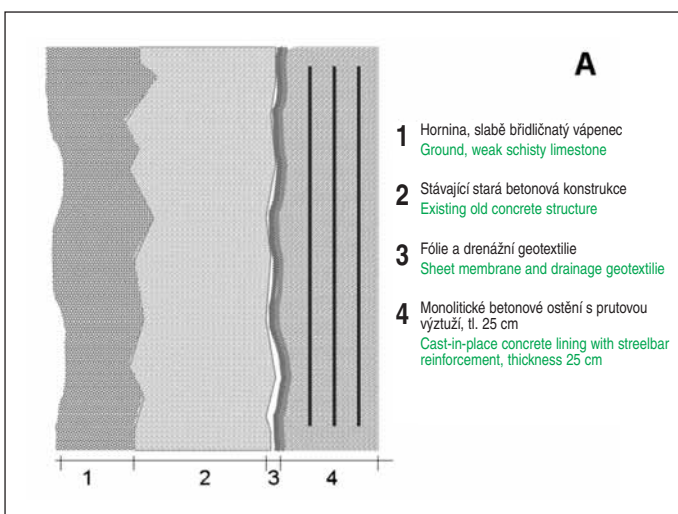
- Oprava konstrukčních trhlin ve stávající betonové konstrukci injektováním pryskyřice o vysoké mechanické pevnosti.
- Oprava dilatačních spár pomocí na míru navrženého řešení dilatace využívajícího těsnění spár, hydroizolační stříkané membrány a stříkaného betonu.
- Extrémně vysokotlaké čištění povrchu stávající betonové konstrukce, odstranění všeho ztvrdlého prachu, volných částic, sazí a degradovaného betonu.
- Provedení dvojně vázané hydroizolační stříkané membrány o minimální tloušťce 2 mm.
- Provedení vnitřního ostění ze stříkaného vláknobetonu o minimální tloušťce 4 cm.
- Provedení vhodné estetické úpravy vnitřního povrchu tunelu.

Při použití alternativního řešení bylo možno dosáhnout velkých časových úspor, tunel se mohl ponechat větší než v případě původního návrhu, a všechny tři dopravní pruhy by byly zachovány bez zvýšení rozpočtu. Očekávalo se malé snížení stavebních nákladů.

Detaily původního návrhu (A) a alternativního návrhu (B) jsou vidět na obr. 8 a 9.

Isolační membrána přilne k podkladu i k vnitřnímu ostění ze stříkaného betonu s tahovou pevností vazby cca 1,2 MPa. Voda nemůže proudit ani po jedné ze styčných ploch mezi membránou a betonem. Toto řešení hydroizolace tedy představuje typ pro těsnění neodvodněného povrchu. Komplexní odvodnění konstrukce, které je potřebné v období zvýšených srážek, by se provedlo pouze za dilatačními spárami a ve dně.

Uspořádání dilatačních spár představovalo důležitý detail. Jelikož alternativní technické řešení poskytlo dvojně vázané hlavní části systému, výsledkem byla mechanicky souvislá konstrukce.



Obr. 8 Původní návrh A – detail příčného řezu. Hydroizolace tvořená fólií a drenážní geotextilií, definitivní ostění 25 cm silné, z monolitického železobetonu (Makhlouf, Holter, 2008)

Fig. 8 Original design A, cross section detail. Waterproofing with sheet membrane and drainage geotextile and final lining with reinforced cast in-situ concrete with 25 cm thickness (Makhlouf, Holter, 2008)

- The tunnel structure should be globally drained.
- The concrete existing concrete structure was mainly in good condition. Defects were located to construction joints, structural cracking in some areas, and local surface deterioration of the concrete.
- Possibility to utilize the old concrete lining as a structurally bearing lining by repairing the defects.
- The desire to retain as large as possible free width of the interior of the tunnel.

The contractor proposed an alternative technical solution with the following main elements:

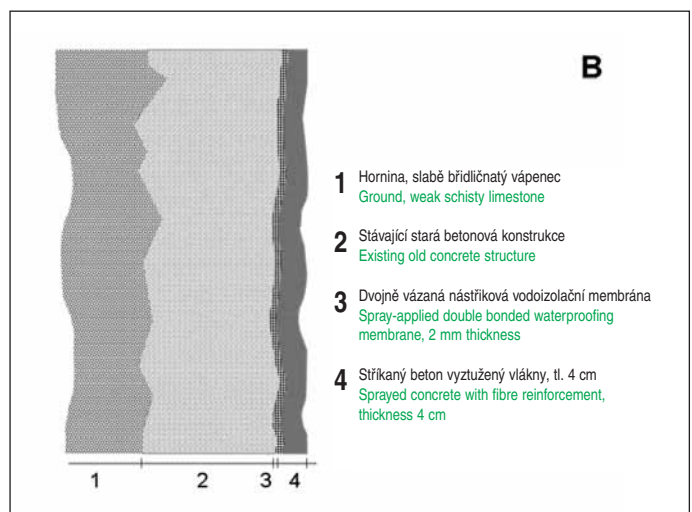
- Repair of the structural cracks in the existing concrete structure with injections with a resin with high mechanical strength.
- Repair of the construction joints with a tailored dilatation solution including a joint seal, sprayed waterproofing membrane and sprayed concrete.
- Ultra high pressure surface cleaning of the existing concrete structure, removing all hardened dust, loose particles, soot as well as deteriorated concrete.
- Application of a double bonded spray applied waterproofing membrane with minimum thickness 2mm.
- Application of the inner lining with fibre-reinforced sprayed concrete with minimum thickness 4 cm.
- Application of a suitable esthetic finish on the interior surface of the tunnel.

With the alternative technical solution a significant time savings could be realized, the tunnel could be left larger than originally designed retaining all three traffic lanes, without increasing the budget. A slight reduction of the construction costs was expected.

Details of the original (A) and the alternative (B) design are shown in figures 8 and 9.

The waterproofing membrane adheres to the substrate as well as the inner sprayed concrete lining with a tensile bonding strength of ca 1.2 MPa. Water cannot migrate along either of the interfaces between the membrane and concrete. Hence, this waterproofing represents an undrained surface sealing. The global drainage of the structure, when required during periods of precipitation, would take place behind the construction joints as well as the invert.

The layout of the construction joints represented an important detail. Since the alternative technical solution featured double bonded vital parts of the system, a mechanically continuous structure was the result. The construction joints were exposed to a longitudinal thermal deformation (opening and closing) of approximately 5 mm over the year. The construction joints occurred every 10 linear tunnel meter. Hence, a dilatation detail needed to be included in the design to secure a long term waterproof situation at the construction joints.



Obr. 9 Alternativní návrh B – detail příčného řezu. Hydroizolace složená z dvojně vázané hydroizolační stříkané membrány a definitivního ostění ze stříkaného vláknobetonu. Původní betonové ostění je opraveno injektážemi konstrukčních trhlin (Makhlouf, Holter, 2008)

Fig. 9 Alternative design B, cross section detail. Waterproofing with double bonded spray-applied membrane and final lining with fibre reinforced sprayed concrete. Original concrete lining is repaired with structural crack injection (Makhlouf, Holter, 2008)



Obr. 10 Počítačem řízené robotizované nanášení hydroizolační stříkané membrány o tloušťce 2–3 mm (vlevo) a stříkaného vláknobetonu o přesné tloušťce 4 cm (vpravo). Hlavní číselné údaje z provádění sanačních prací jsou shrnuty níže v tabulce 1 (Makhlouf, Holter, 2008)

Fig. 10 Computerized robotic application of sprayable waterproofing membrane with thickness 2–3 mm (left), and fibre reinforced sprayed concrete with precise thickness 4 cm (right). The main figures of the execution of the rehabilitation works are summarized at table 1 below (Makhlouf, Holter, 2008)

V dilatačních spárách docházelo v průběhu roku k podélným tepelným deformacím (otevírání a zavírání) přibližně 5 mm. Dilatační spáry byly zřizovány po vzdálenostech 10 běžných metrů tunelu. Aby se zajistila dlouhodobá vodotěsnost dilatačních spár, musel být detail dilatace zahrnut do návrhu.

### Použití systému

Pro vytvoření hydroizolační membrány byl na této stavbě použit systém Masterseal®345 dodaný firmou BASF. Jedná se o cementový produkt na bázi polymerů, který byl dodán v práškové podobě. Aplikuje se metodou stříkání suché směsi pomocí stříkací soupravy na suchý beton. Na stroji se provedly drobné úpravy, aby se dosáhlo konstantního nízkého výkonu (výstupu) a přesného dávkování vody, což zaručilo provedení membrány s trvalou tloušťkou 2–3 mm.

Pravidelnost povrchu betonového ostění v tomto případě umožnila počítačem řízené strojní stříkání membrány i betonu. Zkušenosti s touto metodou nanášení byly získány rok předtím na stavbě podmořského tunelu Nordröy, kde se izolací proti vodě opatrovalo přibližně 18 000 m<sup>2</sup> povrchu tunelu (Lamhauge a kol. 2007). Stříkací zařízení vybrané pro tuto stavbu bylo MEYCO® POTENZA LOGICA dodané firmou Meyco Equipment ve Švýcarsku.

Pro aplikaci nástřikové vodotěsné membrány bylo použito nejmodernější robotické zařízení. Toto zařízení bylo původně navrženo jako robot na stříkání betonů s velmi přesnou tloušťkou vrstvy. Vlastnosti tohoto zařízení, obzvláště snímání (skenování) podkladu a možnost dosáhnout konstantní rychlosti pohybu konce stříkací trysky, z něj dělají zařízení vhodné i pro robotické nanášení hydroizolační stříkané membrány.

Při snímání podkladu se digitálně zaznamenává detailní tvar povrchu laserovým skenerem. Skener je umístěn na samém předním konci stříkací trysky. Obsluha nejprve určí úhly definující plochu na obvodu tunelu, která se má skenovat. Skener pak zaznamená povrch plochy v síti bodů s předem určenou hustotou. V daném případě se použila hustota čtvercové sítě 20 cm. Soubor obsahující skenovanou plochu pak byl použit pro robotický nástřik dané plochy.

Po naskenování musel stroj zůstat v nezměněné poloze, dokud nebylo zautomatizované stříkání na dané ploše dokončeno. Stříkání membrány robotem se provádělo v oblasti, která byla v předstihu bezprostředně skenována. Při daných rozměrech tunelu bylo možné

Tab. 1 Hlavní získané časové údaje ze sanace tunelu Chekka (Makhlouf, Holter, 2008)

Záležitost	Výsledek, zkušenost
Délka tunelů	360 a 390 m
Celková plocha povrchu k sanování	18 000 m <sup>2</sup>
Rychlost nanášení izolační membrány (průměrná, maximální)	150 m <sup>2</sup> /h, 180 m <sup>2</sup> /h
Rychlost nanášení stříkaného betonu (tl. 4 cm; průměrná, maximální)	80 m <sup>2</sup> /h, 110 m <sup>2</sup> /h
Trvání nanášení izolační membrány	12 pracovních dnů
Trvání nanášení stříkaného betonu	22 pracovních dnů
1 pracovní den	10hodinová směna

### Application of the system

The waterproofing membrane employed on this project was the Masterseal®345 system supplied by BASF. This is a polymer-based cementitious product which is delivered as a powder. The application takes place with the dry-mix spraying method, using a dry concrete spraying machine. Minor modifications were made to this machine in order to give a constant low output and a precise dosage of water, so that a consistent membrane thickness of 2–3 mm could be achieved.

The regularity of the surface of the concrete lining in this case allowed for a mechanized and computerized spray-application of the membrane as well as the concrete. Experiences with this application method had been gained one year earlier at the Nordöy sub-sea tunnel project, in which approximately 18 000 m<sup>2</sup> of tunnel surface had been waterproofed (Lamhauge et al. 2007). The spraying system which was selected for this project was the MEYCO® POTENZA LOGICA, supplied by Meyco Equipment in Switzerland.

The spray-application of the waterproofing membrane utilized a state-of-the-art robotic machine. This machine was originally designed for the robotic application of sprayed concrete with a very precise layer thickness. The features of this machine, in particular the scanning of the substrate and the possibility to achieve a constant speed of the spraying lance, made it suited for the robotic application of the waterproofing membrane.

Scanning of the surface takes place with a digital recording with a laser scanner of the detailed surface geometry. The scanner is located at the very front of the spraying lance. The operator defines the angles of a square area on the tunnel contour to be scanned. The scanner then records the surface with a pre-defined grid density. In this case one used a 20 cm square grid density. The file with the scanned area was then in turn used for the robotic spraying of the area.

The machine had to remain in the exact same location after the scanning had taken place until the robotic application of the membrane was completed in this area. The robotic spraying of the membrane took place in the area which was scanned immediately in advance. In the given tunnel dimensions, it was possible to spray sections of 4.2 m tunnel length in the entire tunnel contour.

The robotic part of the spraying was the movement of the lance and nozzle. Feeding of air, water and the speed of the pump had to be adjusted manually. The constant speed of movement and the constant nozzle movement and distance made it possible for any given point in the scanned area to receive the exact same amount of membrane. These machine parameters had to be defined in advance. This was done in an initial exercise in order to optimize the mechanized part of the application.

With this application method very satisfactory production data were achieved. The main construction time data is shown in table 1 below.

When starting spraying on each shift, one only had to fine-tune the air, amount of water (in order to achieve to correct mixture ratio) and the speed of the dry spraying pump. When the crew had gained good experience with the equipment, very satisfactory application capacities of 1500–1800 m<sup>2</sup> per shift were realized.

Table 1 Main experienced construction time data for the rehabilitation of the Chekka tunnel (Makhlouf, Holter, 2008)

Issue	Result, experience
Length of tunnels	360 and 390 m
Total surface area to be refurbished	18 000 m <sup>2</sup>
Application capacity waterproofing membrane (average, maximum)	150 m <sup>2</sup> /h, 180 m <sup>2</sup> /h
Application capacity sprayed concrete (4cm thickness; average, maximum)	80 m <sup>2</sup> /h, 110 m <sup>2</sup> /h
Duration of application of waterproofing membrane	12 working days
Duration of application of sprayed concrete	22 working days
1 working day	10 hours' shift

provést nástřík na 4,2 m dlouhém úseku tunelu po celém obrysu tunelu.

Robotizovaná část stříkání zahrnovala pohyb ramene a trysky. Dodávání vzduchu, vody a rychlost čerpadla se musely upravovat ručně. Konstantní rychlost pohybu a konstantní rychlost pohybu trysky umožňovaly, aby v kterémkoli bodě uvnitř skenované oblasti bylo nanášelo stejné množství materiálu membrány. Tyto parametry stroje se musely určit předem. To se provedlo při prvním použití, aby se optimalizovala strojní část aplikace.

Touto aplikační metodou se dosahovaly velmi uspokojivé výsledky. Hlavní časové údaje o provádění konstrukce jsou uvedeny v tabulce 1.

Při zahajování stříkání v každé směně bylo pouze nutné nastavit přesné množství vzduchu, vody (aby se dosáhlo správného poměru míšení) a rychlost čerpadla na suchou směs. Když již posádka získala dostatečnou zkušenost s tímto zařízením, dařilo se dosahovat velmi uspokojivých výkonů nanášení, 1500–1800 m<sup>2</sup> za směnu.

Výsledný povrch tunelu po aplikaci stříkaného betonu byl šedý s nerovnostmi v řádu 4–6 mm. Zvažovalo se několik možností konečné povrchové úpravy včetně nástříku jemnozrné krycí vrstvy.

## HLAVNÍ ZKUŠENOSTI

V obou uvedených případech přineslo použití moderního stříkaného betonu v kombinaci s hydroizolační stříkanou membránou projektovým řešením řadu výhod. Hlavní zkušenosti z použití hydroizolační stříkané membrány v kombinaci se stříkaným betonem z pohledu technického výkonu, potřeby času a stavebních nákladů jsou shrnuty v tabulce 2.

Tab. 2 Přehled zkušeností z uvedených staveb s hydroizolační stříkanou membránou Masterseal 345

Stavba	Doba provádění	Stavební náklady	Technické a jiné
Metro v Lausanne, Tunel de Viret (Švýcarsko)	O 3 měsíce kratší v porovnání s původním návrhem s fólií	O 1500 eur méně na běžný metr tunelu	Kratší doba provádění, menší technické riziko nehody při práci, žádné snižování hladiny spodní vody
Sanace silničního tunelu Chekka (Libanon)	O 6 týdnů kratší doba provádění (z plánovaných 4 měsíců při původním návrhu s fólií)	Nepodstatně levnější	Kratší doba rušení provozu na dálnici. Žádné zmenšení vnitřní šířky tunelu, všechny tři jízdní pruhy jsou po sanaci zachovány

KARL GUNNAR HOLTER, M.Sc., Engineering Geology,  
karl-gunnar.holter@basf.com,

BASF CONSTRUCTION CHEMICALS EUROPE AG, Zürich,  
ING. MICHAL ZÁMEČNÍK, michal.zamecnik@basf.com,  
BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.

Recenzoval: Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.



Obr. 11 Vlevo: Povrch tunelu po aplikaci vnitřního ostění ze stříkaného vláknobetonu. Vpravo: Povrch tunelu s konečnou povrchovou úpravou hlazenou omítkou v klenbě a obklady na stěnách (Makhlouf, Holter, 2008)

Fig. 11 Left: Tunnel surface after the application of the inner lining of fibre reinforced sprayed concrete. Right: Tunnel surface after the application of the floated mortar in the crown and tiles in the walls to obtain final finish (Makhlouf, Holter, 2008)

The resulting surface of the tunnel after the application of the sprayed concrete was a grey surface with roughness irregularities in the order of 4–6mm. Several final finish options were considered, including the spray application of a fine grained screen.

## MAIN EXPERIENCES

In both these cases the use of modern sprayed concrete in combination with spray applied waterproofing membrane facilitated design solutions with a number of advantages.

The main experiences with the use of sprayed waterproofing membrane in combination with sprayed concrete with regards to technical performance, construction time and construction cost are summarized in table 2 below.

Table 2 Summary of the experiences from the mentioned project with spray applied waterproofing membrane Masterseal 345

Project	Construction time	Construction cost	Technical / other
Lausanne Metro, Tunel de Viret (Switzerland)	3 months shorter compared to original design with sheet membrane	EUR 1500 less per linear tunnel meter	Shorter construction time, less technical risk for mishaps during construction, no groundwater drawdown
Chekka road tunnel rehabilitation (Lebanon)	6 weeks shorter construction time (out of a projected 4 month construction time with original design with sheet membrane)	Marginally cheaper	Less time interrupting highway traffic. No reduction of interior width of tunnel, all three lanes kept in use after rehabilitation

KARL GUNNAR HOLTER, M.Sc., Engineering Geology,  
karl-gunnar.holter@basf.com,

BASF CONSTRUCTION CHEMICALS EUROPE AG, Zürich,  
ING. MICHAL ZÁMEČNÍK, michal.zamecnik@basf.com,  
BASF STAVEBNÍ HMOTY ČESKÁ REPUBLIKA, s. r. o.

## LITERATURA / REFERENCES

- Makhlouf, R., Holter, K. G. (2008): Sanace tunelů s betonovým ostěním pomocí kompozitního nástříkového ostění složeného ze stříkaného betonu a nástříkové vodoizolační membrány; silniční tunel Chekka v Libanonu. Světový tunelářský kongres ITA, Agra, Indie, 2008.
- Holter, K. G., Tappy, O. (2008): Moderní ostění tunelů z kompozitního vodotěsného stříkaného betonu; technické vlastnosti, popis systému a návrh. 5. mezinárodní konference o mokřím stříkaném betonu, Lillehammer, Norsko, 2008.
- Lamhauge, S., Holter, K. G., Kristiansen, S. E. (2007): Izolace proti vodě na podmořském tunelu s použitím unikátní nástříkové membrány. Silniční tunel Norddøy, Faerské ostrovy. RETC, Toronto, 2007.
- Meier, W., Holter, K. G., Hausermann, S. (2005): Izolace proti vodě na nouzovém únikovém tunelu pomocí inovační nástříkové membrány: Stavba dálničního tunelu Giswil, Švýcarsko. Světový tunelářský kongres ITA, Istanbul, 2005.



# VÝZNAM VODOROVNÉHO KOTVENÍ ČELBY PRO ZLEPŠENÍ DEFORMAČNÍCH VLASTNOSTÍ RAŽBOU OVLIVNĚNÉHO HORNINOVÉHO MASIVU A SNÍŽENÍ ZATÍŽENÍ OSTĚNÍ

## IMPORTANCE OF HORIZONTAL ANCHORING OF EXCAVATION FACE FOR IMPROVEMENT OF DEFORMATIONAL PROPERTIES OF EXCAVATION AFFECTED ROCK MASS AND TUNNEL LINING LOAD REDUCTION

### 2. ČÁST / PART 2

EVA HRUBEŠOVÁ, JOSEF ALDORF, TOMÁŠ EBERMANN, VÁCLAV VESELÝ

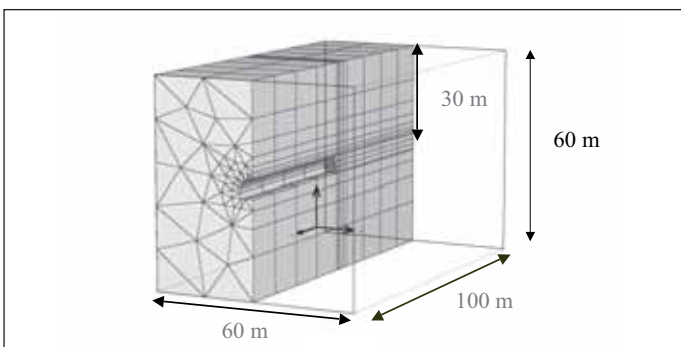
#### 5. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ VÝZNAMU VODOROVNÝCH KOTEV

Na VŠB v Ostravě, FAST, katedře geotechniky a podzemního stavitelství, bylo provedeno numerické modelování souvislosti intenzity vodorovného vyztužení čelby kotvami a jeho vlivu na napěťo-deformační změny horninového masivu jak před čelbou, tak kolem tunelové trouby. První dosažené výsledky jsou následující:

##### Uvedení do numerického modelování

Deformační odezva horninového prostředí na ražbu, zatížení ostění a stabilita tunelu závisí na mnoha objektivních i subjektivních faktorech. Proto se často řeší pouze za předpokladu rovinného napěťo-deformačního stavu. Tento zjednodušující předpoklad je přijatelný pouze v případech, kdy je řešena stabilita tunelu v dostatečné vzdálenosti za jeho čelbou. Na čelbě tunelu a v jejím předpolí se v důsledku odlehčení horninového prostředí po realizaci výrubu mění obecně primární stav rovinné deformace ve složitý prostorový napěťo-deformační stav. Čelba a její předpolí se může deformovat jak ve směru příčné, tak i podélné osy tunelu. Bez přijetí odpovídajících stabilizačních opatření – nad rámec rovinného řešení – na čelbě může tato kvalitativní změna stavu napjatosti a přetváření vést především v málo pevných horninách a zeminách ke ztrátě stability čelby, případně i ke ztrátě stability celého přilehlého úseku tunelu se všemi negativními důsledky jak v podzemí, tak i na povrchu.

Mezi základní faktory, určující stabilitu čelby a zatížení ostění tunelu, patří tvar a rozměr tunelu, hloubka uložení, vlastností horninového prostředí (přetvárné, pevnostní, strukturní a hydrogeologické podmínky), v němž je tunel ražen. Dále je to ale i technologický faktor ražení a vystrojování tunelu, především způsob členění výrubu a délka nezajištěného výrubu. Z tohoto pohledu je nutno posuzovat časový faktor vystrojení tunelu ze dvou hledisek, a to jednak z hlediska vlivu na stabilitu čelby a jednak z hlediska jeho vlivu na zatížení ostění. Narůstající prodleva mezi provedením výrubu



Obr. 12 Výpočetní prostorový model  
Fig. 12 3D calculation model

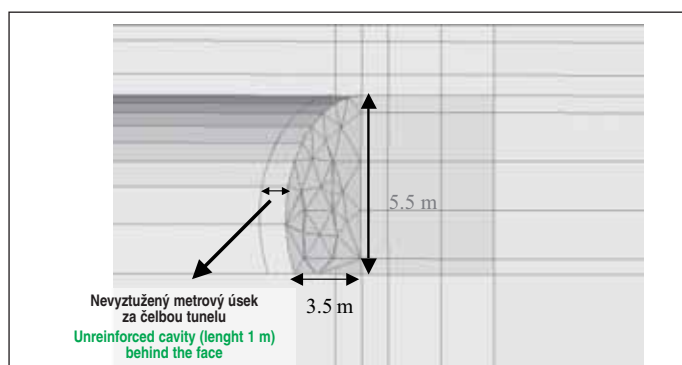
#### 5. NUMERICAL MODELLING OF IMPORTANCE OF HORIZONTAL ANCHORING

Numerical modelling of relationships between the intensity of horizontal reinforcement of an excavation face by anchors and the effect of the reinforcement on changes in the stress-strain condition in rock mass, both ahead of the face and around the tunnel tube, was carried out at the Department of Geotechnics and Underground Engineering, the Faculty of Civil Engineering of the VŠB Technical University in Ostrava. The following initial results have been achieved:

##### Introduction into numerical modelling

The deformational response of rock mass to excavation, the loads acting on the lining and the tunnel stability depend on many objective and/or subjective factors. This is why it is often solved only under the assumption of a planar stress-strain state. This simplifying assumption is acceptable only in the case that the tunnel stability is solved at a sufficient distance behind the tunnel face. At the tunnel face and in the zone ahead of the face, the primary state of planar deformation changes into a complicated spatial stress-strain state as a result of the unloading after the excavation. The excavation heading area and the core-face may deform both transversally and in the direction of the longitudinal tunnel axis. Without adopting adequate stabilisation measures at the heading (exceeding the framework of the planar solution), this qualitative change in the stress-strain state may, first of all in little strong rock mass, lead to a loss of stability of the face or even loss of stability of the entire adjacent tunnel section with all negative consequences both underground and on the surface.

Among basic factors determining the face stability and loads acting on the tunnel lining are the geometry and dimensions of the tunnel, its depth under the surface and rock mass properties (deformational, strength related, structural and hydrogeological conditions) through which the tunnel is driven. Another factor is the excavation



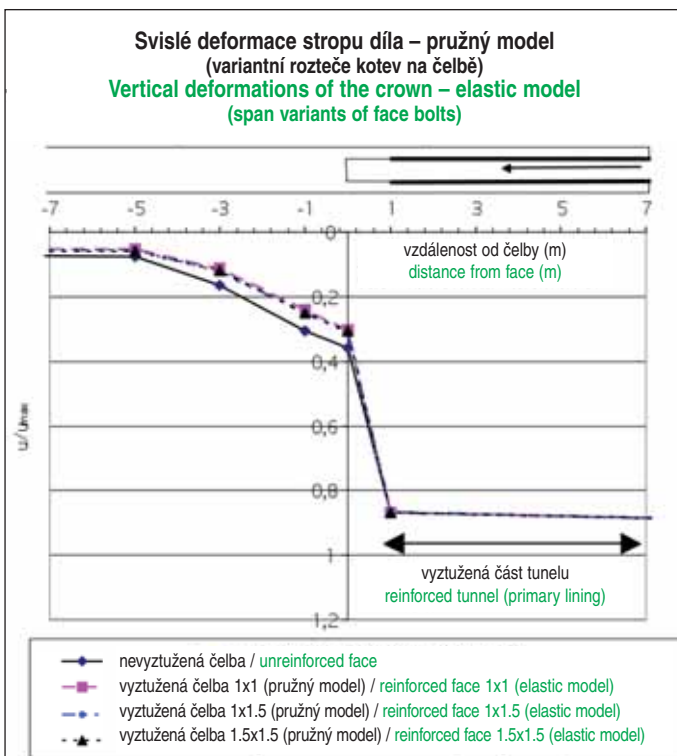
Obr. 13 Detail výpočetního prostorového modelu  
Fig. 13 Detail of 3D calculation model

a aktivací ostění může způsobit nárůst stabilitních problémů jak v příčném, tak i v podélném směru. Avšak naopak z hlediska zatížení ostění optimální časová aktivace ostění může snížit zatížení horninového masivu na ostění. Tyto dva protichůdné požadavky je nutno sladit a najít přijatelný kompromis. Efektivní využití spolupůsobení systému hornina-ostění pro dosažení minimálního zatížení ostění při zachování stability tunelu a přípustné deformace horninového masivu (jak v příčném, tak i v podélném směru) předpokládá mimo jiné objektivní určení deformačních projevů v horninového masivu, a to nejen v části za čelbou, ale i v jejím předpolí, s cílem stanovit tu část celkových deformací, která se již na ostění nepřenáší. Napěťo-deformační projevy horninového prostředí jsou především ovlivněny stabilizačními opatřeními na čelbě a jejím vyztužením. Ke stabilizaci a vyztužení čelby jsou často používány různé typy kotev a svorníků, jejichž funkcí je jednak ukotvení potenciálně nestabilního okolí čelby, jednak zvýšení parametrů přetvárných a pevnostních vlastností horninového prostředí v prokotvené části horninového masivu před čelbou. Tato druhá funkce kotvení čelby, u nás zatím opomíjená, je významná především v málo pevných a měkkých horninách, kde je nutno razit pokud možno rychle a plynule s co nejmenším narušením původního stavu napjatosti horninového masivu v okolí výrubu.

### Modelování vlivu kotvení čelby na vyztužení čelby a zatížení ostění

Problematiky vlivu kotvení čelby na její vyztužení a stanovení zatížení ostění jsou navzájem velice úzce propojeny. K vytvoření objektivnější kvalitativní i kvantitativní představy o procesech probíhajících v okolí čelby jsou využívány různé typy fyzikálních modelů, Broms a Bennermark (1967), Chambon a Corté (1994) i zjednodušené modely založené na vyhodnocení pracovních-deformačních charakteristik horniny a ostění (Lombardi a Amberg 1979). Široké možnosti pro zohlednění všech dříve zmíněných determinujících faktorů a pro spolehlivější a objektivnější řešení vlivu kotvení čelby tunelu a stanovení zatížení ostění poskytují numerické metody prostorového modelování.

S využitím programového systému 3D-Tunnel nizozemské firmy Plaxis, který pracuje na základě metody konečných prvků, byl na pracovišti VŠB Ostrava, FAST, proveden parametrický modelový výpočet. Jeho cílem bylo zkoumat vliv vyztužení čelbového jádra vodorovnými kotvami na napěťo-deformační stav horninového masivu a ostění v okolí tunelové trouby.

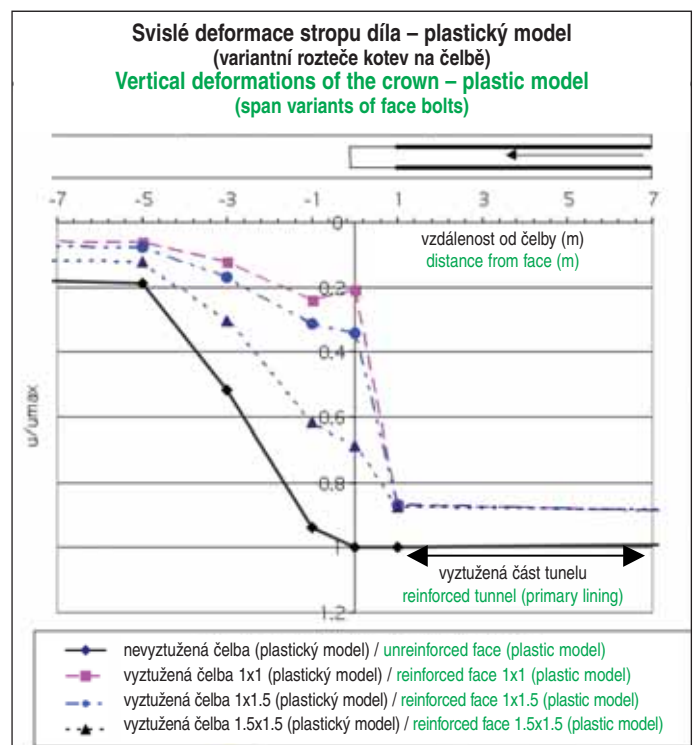


Obr. 14 Svislé deformace stropu díla – pružný model  
Fig. 14 Vertical deformations of the crown – elastic model

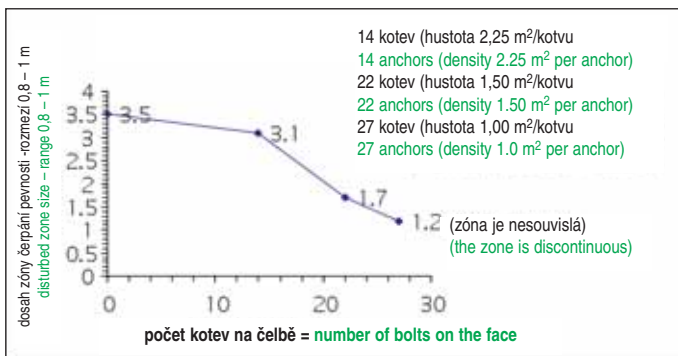
and excavation support technology, above all the excavation sequence and the unsupported excavation length. From this point of view, the time factor of the excavation support must be assessed from two aspects, from the aspect of its influence on the stability of excavation face and from the aspect of its influence on the loads acting on the lining. The growing time gap between the excavation and activation of the lining may cause a growth in stability problems both transversally and longitudinally. On the other hand, regarding the loads acting on the lining, an optimal time gap in the activation of the lining may reduce the load on the lining imposed by the rock mass. These two contradicting requirements must be harmonised and an acceptable compromise must be found. A condition for effective exploitation of the composite action of the rock mass-lining system for achieving minimum loading while maintaining stability of the tunnel and keeping the rock mass deformations within allowable limits (both transversal and longitudinal) is, among others, that deformational manifestations of the rock mass are objectively determined not only behind the tunnel face but also ahead of the face, with the aim of determining the part of the overall deformation which is no more transferred to the lining. Stress-strain manifestations of the rock mass are affected above all by stabilisation measures implemented at the face and its reinforcement. The stabilisation and reinforcement of the face is often achieved using various types of anchors and rock bolts which are designed to anchor the potentially instable surroundings of the face and to improve parameters of deformational and strength-related properties of the rock mass in the part of the rock mass ahead of the face which is strengthened by the anchoring. The latter function of the face anchoring, which has been neglected in the Czech Republic, is important first of all in unstable and soft ground, where the excavation must be carried out as fast and fluently as possible so that the original state of stress in the rock mass and its surroundings is disturbed as little as possible.

### Modelling of the influence of anchoring the face on the face reinforcement and loads acting on the lining

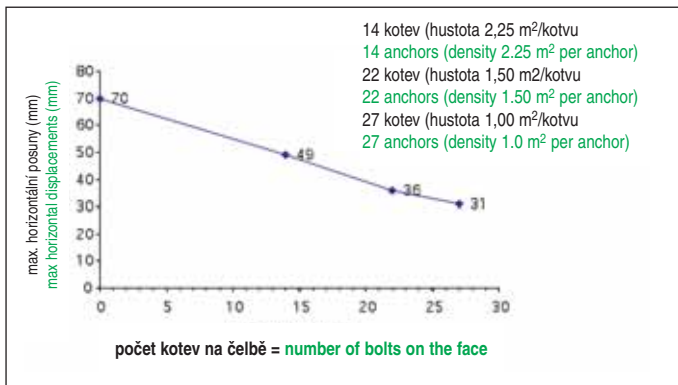
The problems of the influence of the face anchoring on the face reinforcement and determination of loads acting on the lining are very closely interconnected. An objective qualitative and quantitative notation of the processes which take place in the face surroundings is developed using various types of physical models (Broms and Bennermark (1967), Chambon and Corté (1994)) or simplified models based on assessing stress-strain characteristics of the rock mass and of the lining (Lombardi and Amberg (1979)). Wide possibilities for taking



Obr. 15 Svislé deformace stropu díla – plastický model  
Fig. 15 Vertical deformations of the crown – plastic model



Obr. 16 Závislost dosahu zóny porušení na počtu kotev na čelbě  
Fig. 16 Relation of disturbed zone size on number of core bolts

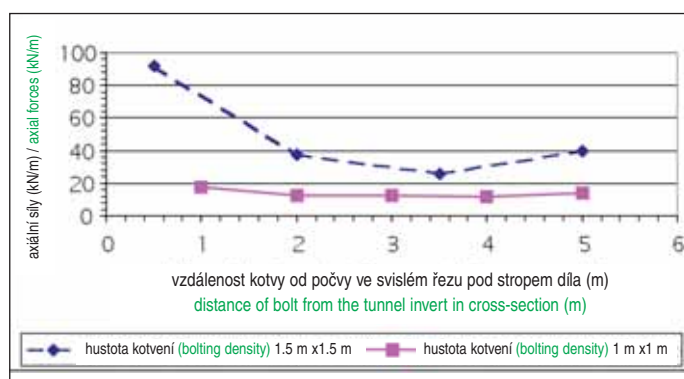


Obr. 17 Závislost maximálních posunů čelby v závislosti na počtu kotev v čelbě  
Fig. 17 Relation of maximum core deformations in longitudinal direction on number of core bolts

Ve výpočtu byl modelován tunel uložený v hloubce 30 m pod povrchem. Rozměry modelu jsou 60x60x100 m, tunel má obloukový příčný průřez, výška tunelu je 5,5 m, šířka v počvě 7 m (obr. 12 a 13). Celý modelový výpočet byl realizován za předpokladu ražby nedělelou čelbou, betonové ostění ( $E=20\,000$  MPa) tloušťky 25 cm je v modelu aktivováno ve vzdálenosti 1 m za čelbou. Prostorový model pracuje s homogenním, izotropním prostředím, chování prostředí bylo popsáno jednak pružným modelem a jednak pružně-plastickým Mohr-Coulombovým materiálovým modelem. Horninové prostředí je charakterizováno parametry:

- objemová tíha  $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup>,
- modul pružnosti  $E_d = 50$  MPa,
- soudržnost  $c = 100$  kPa,
- úhel vnitřního tření  $\varphi = 17^\circ$ .

K vyztužení čelbového jádra byly ve výpočetním modelu použity sklolaninátové kotvy o délce 5 m a průměru kotevní tyče 25 mm, lokalizované ve směru podélné osy tunelu. Variantně byl posuzován vliv následujících hustot kotvení čelby:



Obr. 18 Maximální axiální síly v kotvách v závislosti na lokalizaci kotev v čelbě  
Fig. 18 Relation of maximal axial forces in core bolts on position of core bolts on the face

all of the above-mentioned determining factors into account and solving the effect of the tunnel face anchoring and determining the loads acting on the lining more reliably and objectively are offered by three-dimensional numerical modelling methods.

The Finite Element Method based on a 3D-Tunnel program system developed by Dutch company Plaxis was applied at a workplace of the VŠB Ostrava, FAST to a parametric model calculation. Its aim was to examine the influence of reinforcing the core-face by horizontal anchors on the stress-strain state of the rock mass in the vicinity of a tunnel tube.

A tunnel located at a depth of 30m under the surface was modelled in the calculation. The model dimensions are 60 x 60 x 100m; the tunnel has a vaulted cross section; it is 5.5m high and 7m wide at the bottom (see Figures 12 and 13). The entire model calculation was performed under the assumption that the excavation is carried out with the face undivided into partial headings, and the 25cm thick concrete lining ( $E=20,000$  MPa) is activated at the distance of 1m behind the tunnel face. The 3D model is run in homogeneous, isotropic environment; the behaviour of the environment was described by both an elastic model and the elastic-plastic Mohr-Coulomb material model. The rock mass environment is characterised by the following parameters:

- volume weight  $\gamma = 22$  kN/m<sup>3</sup>,
- modulus of elasticity  $E_d = 50$  MPa,
- cohesion  $c = 100$  kPa,
- angle of internal friction  $\varphi = 17^\circ$ .

In the calculation model the core-face was reinforced by 5m long, 25mm-diameter glassfibre reinforced plastic anchors installed in the direction of the tunnel axis. As a variant, the influence of the following spacing of the face anchors was assessed:

- spacing of 1m x 1m per anchor (corresponding to 27 anchors in the face),
- spacing of 1m x 1.5m per anchor (corresponding to 22 anchors in the face),
- spacing of 1.5m x 1.5m per anchor (corresponding to 14 anchors in the face).

The influence of reinforcing the core-face on changes in stress-strain and strength-related parameters of rock mass ahead of the face was allowed for in the model by modifying the values of the elastic modulus and cohesion. A simplifying assumption was adopted that the increased values of the strain-stress and strength-related parameters, which are, among others, a function of the number of anchors in the face, are constant within the whole anchor-reinforced part of the core-face. The percentage increase in the values of the modulus of elasticity and cohesion is presented in the following table:

Anchoring density	Number of anchors in the face	Increase in the elastic modulus E value (%)	Increase in cohesion c value (%)
1 anchor/1m <sup>2</sup>	27	30	197
1 anchor/1.5 m <sup>2</sup>	22	25	98
1 anchor/2.25m <sup>2</sup>	14	20	32

The percentage increase in the elastic modulus values is based on parametric studies, which were carried out by the FEM; the value of the increased cohesion  $c'$  results from the following relationship:

$$c' = \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \cdot \frac{P}{F}$$

where P is for the resistance of an anchor, F is for the cross-sectional area of the face attributable to one anchor.

### Results of mathematical modelling

The above-mentioned 3D-Tunnel programme was used for parametric calculations for the above-mentioned variant density of the face anchoring, for the determination of the stress-strain and stability state of the rock environment at the face and in its vicinity and for the assessment of internal forces and deformations in the tunnel lining and in the GRP anchors in the face. Some of the 3D modelling results are presented in figures 14-21. The assessment of results of the parametric calculations can be summed up in the following points:

- 1) The final maximum value of vertical displacements of the tunnel crown (15mm) is achieved at the distance of about 50m back from

- hustota 1 m x 1 m/kotvu (odpovídá 27 kotvám na čelbě),
- hustota 1 m x 1,5 m/kotvu (odpovídá 22 kotvám na čelbě),
- hustota 1,5 m x 1,5 m/kotvu (odpovídá 14 kotvám na čelbě).

Vliv vyztužení čelbového jádra na změnu přetvárných a pevnostních parametrů horninového prostředí v předpolí čelby byl v modelu zohledněn modifikací hodnot modulu pružnosti a soudržnosti. Byl přijat zjednodušující předpoklad, že zvýšené hodnoty přetvárných a pevnostních vlastností, které jsou mimo jiné funkcí počtu kotev na čelbě, jsou konstantní v celé prokotvené části v předpolí čelby. Procentuální navýšení hodnot modulu pružnosti a soudržnosti uvádí následující tabulka:

Hustota kotvení	Počet kotev v čelbě	Zvýšení modulu pružnosti E (%)	Zvýšení soudržnosti c (%)
1 kotva/1 m <sup>2</sup>	27	30	197
1 kotva/1,5 m <sup>2</sup>	22	25	98
1 kotva/2,25 m <sup>2</sup>	14	20	32

Procentuální zvýšení modulu pružnosti vychází z provedených parametrických studií, provedených metodou konečných prvků, hodnota zvýšené soudržnosti  $c'$  pak vychází ze vztahu:

$$c' = \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \frac{P}{F}$$

kde P je únosnost kotvy, F je plocha příčného průřezu čelby příslušející jedné kotvě.

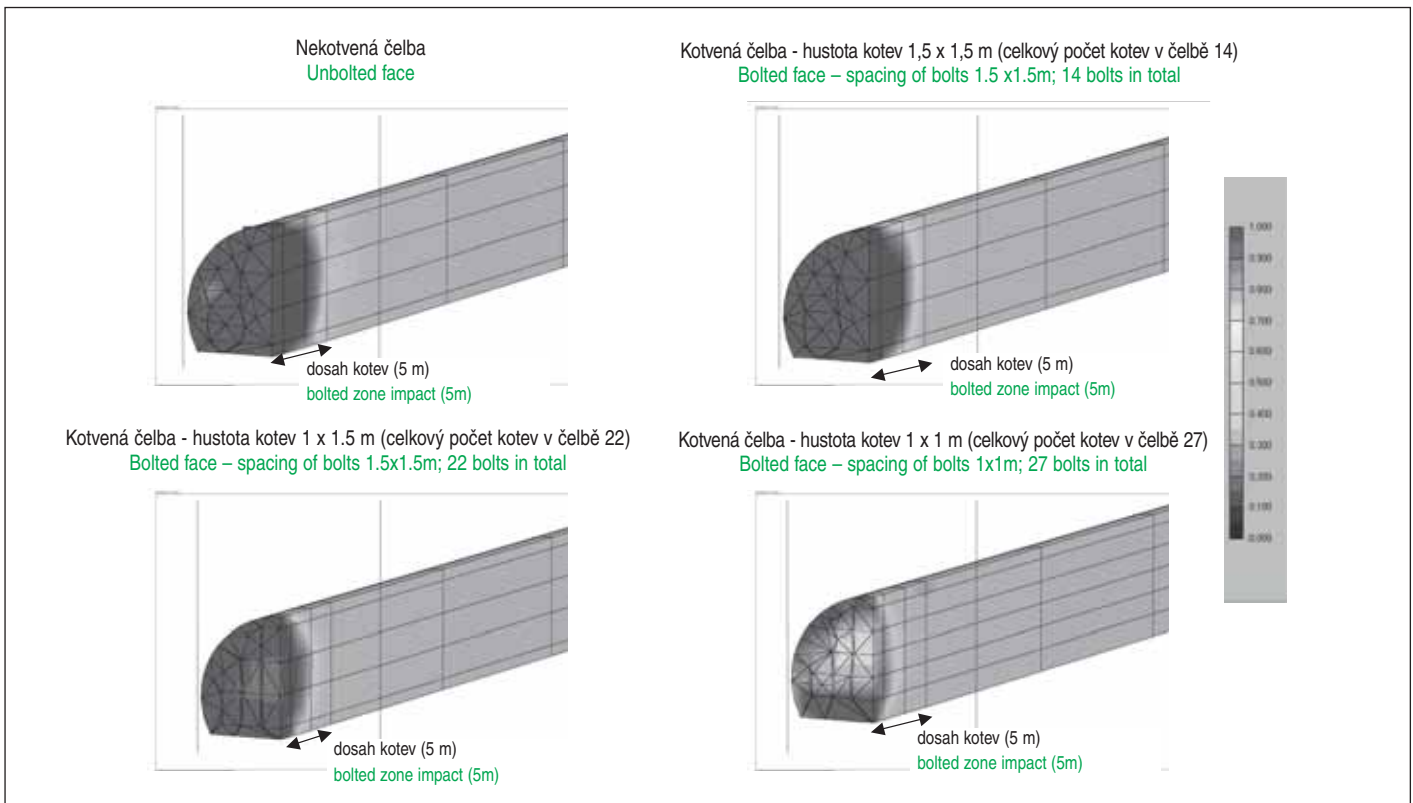
### Výsledky matematického modelování

S využitím uvedeného programu 3D-Tunnel byly provedeny parametrické výpočty pro uvedenou variantní hustotu kotvení čelby, byl stanoven napěťo-deformační a stabilitní stav horninového prostředí na čelbě a v jejím okolí, byly vyhodnoceny vnitřní síly a deformace v ostění tunelu i ve sklolaminátových kotvách na čelbě. Některé z výsledků 3D modelování jsou uvedeny na obrázcích 14–21. Vyhodnocení výsledků parametrických výpočtů lze shrnout do následujících bodů:

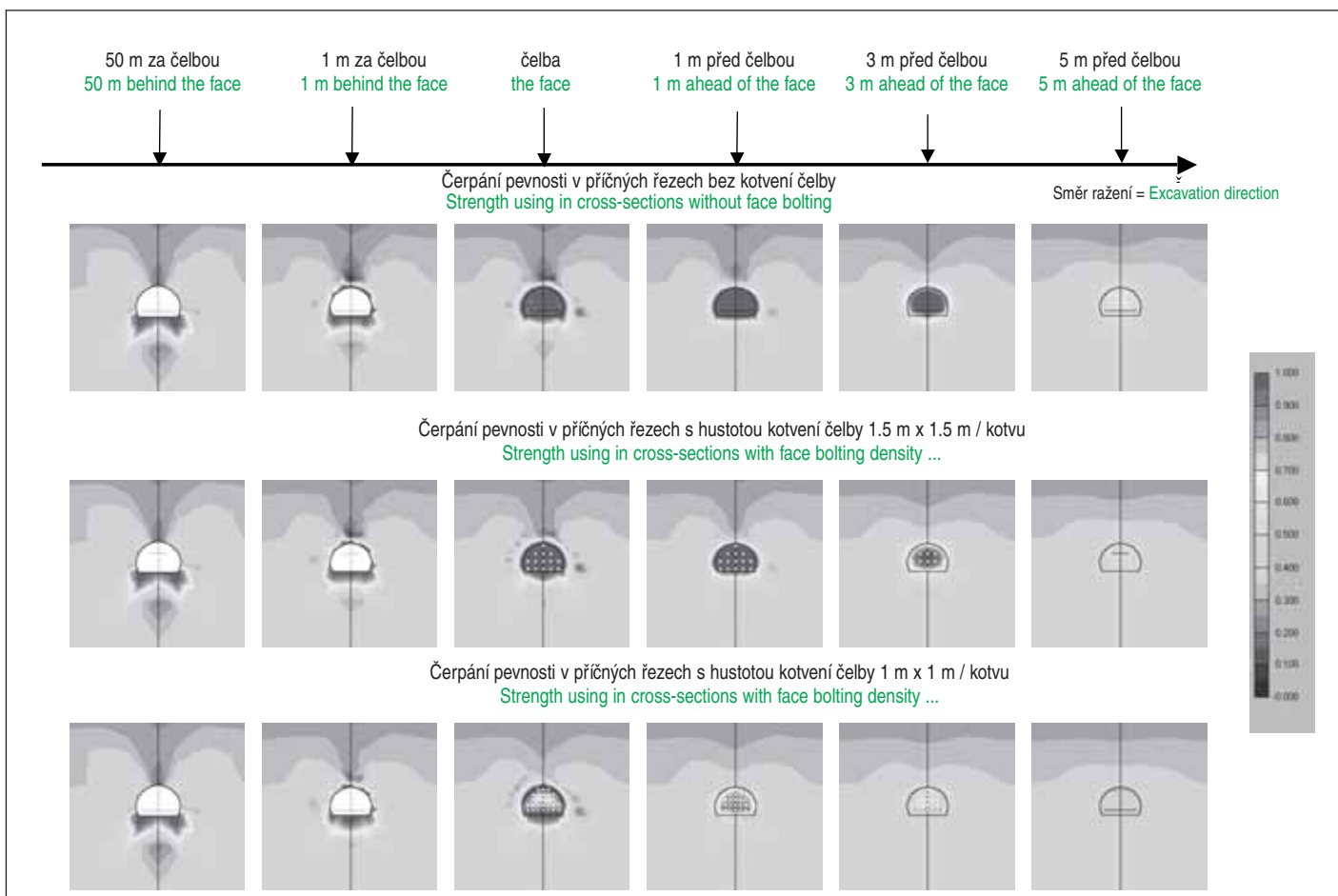
- 1) Konečná maximální hodnota svislých posunů stropu díla (15 mm) je dosažena ve vzdálenosti cca 50 m za čelbou (cca sedminásobek šířky díla v počvě), a to jak v případě pružného

the tunnel face (about seven times the tunnel width at the bottom), in the case of both the elastic model and the elastic-plastic model, independent of the density of anchoring.

- 2) At a distance of 50m ahead of the tunnel face, the influence of the rock mass unloading resulting from the tunnel excavation manifested itself by vertical displacements of the crown ranging from 0.3mm to 0.5mm, depending on the chosen constitutive relationship and the density of the face anchoring.
- 3) At the excavation heading and in its vicinity the character of the time-vertical displacement curve varies depending on the selected type of the rock environment behaviour. Model calculations proved that there was a significant quantitative and qualitative difference between the results of displacement calculations based on the assumption that the rock mass behaves elastically and the assumption that it behaves elastic-plastically (Figures 14 and 15). About 36% of definite vertical deformation of the tunnel crown took place ahead of the tunnel face in the case of the elastic model without the face anchoring, while 30% of definite vertical deformation of the tunnel crown took place in the case of the anchored face (the influence of the change in the density of anchoring nearly did not manifest itself in this model). Under the assumption that the rock environment behaves plastically, nearly 100% of the definite vertical deformation of the tunnel crown took place ahead of the face in the case of the non-anchored face. With the face anchoring density increasing this percentage of the vertical displacements of the tunnel crown which took place ahead of the face in the total vertical displacements diminishes within the range of 69%-21% (1 anchor per 1m<sup>2</sup> of the face). The percentage of total displacements which take place within the length of the unsupported excavation (1m) behind the face grows with the growing degree of the face reinforcement (66% for the maximum assumed density of anchoring of 1 anchor per 1m<sup>2</sup>, 19% for the minimum assumed density of anchoring of 1 anchor per 2.25m<sup>2</sup> of the face – see Fig. 15). For the time being, the results of the model calculations do not entirely correspond to the Lunardi theory, which anticipates more significant influence of the face anchoring on the magnitude of definite deformations of a lining, which are a function of the rigidness of the lining, depend on technological factors etc.



Obr. 19 Čerpání pevnosti  
Fig. 19 Strength using



Obr. 20 Čerpání pevnosti v příčných řezech  
Fig. 20 Strength using in cross-sections

- modelu, tak i modelu pružně-plastického, nezávisle na hustotě kotvení čelby.
- 2) Ve vzdálenosti 50 m před čelbou se vliv odlehčení masivu v důsledku výrubu tunelu projevil svislými posuny stropu v rozmezí 0,3 mm–0,5 mm v závislosti na zvoleném konstitutivním vztahu a na hustotě kotvení čelby.
  - 3) Na čelbě a v jejím okolí se charakter křivky svislých posunů stropu liší v závislosti na zvoleném typu chování horninového prostředí. Modelové výpočty prokázaly podstatný kvantitativní i kvalitativní rozdíl mezi výsledky výpočtu posunů za předpokladu pružného chování horninového prostředí a za předpokladu pružně-plastického chování prostředí (obr. 14 a 15). V případě pružného modelu bez kotvení čelby proběhlo před čelbou cca 36 % konečných svislých deformací stropu díla, v případě kotvené čelby cca 30 % konečných svislých deformací stropu (vliv změny hustoty kotvení se v tomto modelu téměř neprojevil). Za předpokladu plastického chování horninového prostředí v případě nekotvené čelby proběhlo před čelbou téměř 100 % konečné svislé deformace stropu díla. Se zvyšující se hustotou kotvení čelby se tento podíl svislých posunů stropu díla, které proběhly před čelbou, na celkových svislých posunech snižuje v rozmezí 69 %–21 % (1 kotva/1 m<sup>2</sup> čelby). S rostoucím stupněm vyztužení čelby vzrůstá podíl celkových posunů, které proběhnou na délce nezajištěného výrubu (1 m) za čelbou (66 % pro maximální uvažovanou hustotu kotvení 1 kotva/1 m<sup>2</sup>, 19 % pro minimální uvažovanou hustotu kotvení 1 kotva/2,25 m<sup>2</sup> čelby – viz obr. 15). Výsledky modelových výpočtů se zatím zcela neshodují s teorií Lunardiho, která předpokládá výraznější vliv kotvení čelby na velikost konečných deformací ostění, které jsou funkcí tuhosti ostění, závisí na technologických faktorech atd.
  - 4) V případě pružného modelu s nevyztuženým čelbovým jádrem výsledky výpočtu vykazují větší procentuální podíl celkových svislých posunů stropu, které se přenášejí na ostění, ve srovnání s modelem pružně-plastickým. Za předpokladu pružně-plastického přetváření se deformace ostění v důsledku vyztužení čelby snižují o cca 10 % ve vzdálenosti cca šířky výrubu tunelu. Použitý výpočetní model v tomto případě zatím neprokázal takovou míru snížení

- 4) In the case of the elastic model with the unreinforced core-face, the calculation results show higher percentage of total vertical displacements of the tunnel crown which are transferred to the lining compared with the elastic-plastic model. Under an assumption of elastic-plastic strain, deformations of the lining are reduced by approximately 10% at a distance from the face equal roughly to the tunnel excavation width as a result of reinforcing the face. In this case, the used calculation model has not proved such a degree of reduction in the deformations of the lining resulting from the face anchoring as stated by Lunardi. More thorough examination of this problem requires other model calculations, which better simulate technological effects, influences of the density of anchoring on the magnitude of the proportion of the loads acting on the lining which are induced by vertical displacements transferred to the lining etc. Nor in this case have the existing results of modeling been in complete agreement with Lunardi's theory.
- 5) The charts in Figures 16, 19 and 20 illustrate the reach of the zone of exhausting the shear strength of rock mass, which increases with the diminishing face anchoring density (the parameter of the shear strength exhaustion indicates the degree of the Mohr's circle approaching the Mohr's envelope). The extent of the failure region corresponding to the exhausting of strength within the range of 0.8 – 1 varies between 3.5m (for non-anchored face) and 1.2m (for the density of anchoring of 1 anchor / 1 m<sup>2</sup>). The degree of the face reinforcement increases with the growing density of anchoring.
- 6) Horizontal displacements (extrusion) in the direction of the tunnel axis are negatively correlated with the density of the face anchoring. They vary from 70mm in the case of a non-anchored face to 31mm in the case of the anchoring density of 1 anchor / 1 m<sup>2</sup> (see the charts in Figures 17 and 21). This means that the tunnel face extrusion got reduced by a half owing to the anchoring. This result also corresponds to Lunardi's conclusions, both his calculations and measurements. This phenomenon subsequently leads to reduced convergences measured in the tunnel, in this model case by

deformací ostění v důsledku kotvení čelby, jak uvádí Lunardi. Pro důkladnější prověření tohoto problému je proto nutné provést další modelové výpočty, lépe simulující technologické vlivy, vlivy hustoty kotvení na velikost té části zatížení ostění, které plyne z přenosu svislých posunů na ostění apod. I v tomto případě nejsou dosavadní výsledky modelování zatím zcela ve shodě s teorií Lunardiho.

- 5) Grafy na obr. 16, obr. 19 a 20 ilustrují zvyšování dosahu zóny čerpání smykové pevnosti hornin se snižující se hustotou kotvení čelby (parametr čerpání smykové pevnosti indikuje stupeň přiblížení Mohrovy kružnice k Mohrově obálce). Rozsah oblastí porušení, odpovídající čerpání pevnosti v rozmezí 0,8–1, se pohybuje v intervalu 3,5 m (nekotvená čelba) až 1,2 m (hustota kotvení 1 kotva/1 m<sup>2</sup>). Vyztužení čelby se se vzrůstající hustotou kotvení zvyšuje.
- 6) Horizontální posuny (extruze) ve směru podélné osy díla jsou nepřímo úměrně hustotě kotvení čelby. Pohybují se v rozmezí 70 mm v případě nekotvené čelby až po 31 mm v případě hustoty kotvení 1 kotva/1 m<sup>2</sup> (graf na obr. 17 a 21). To znamená, že se kotvením čelby o polovinu snížila její extruze. To také odpovídá Lunardiho závěrům, jak výpočtům tak měřením. Tento fenomén vede následně ke snížení konvergencí měřených v tunelu, v tomto modelovém případě o cca 10 % ve vzdálenosti cca šířky výrubu tunelu.
- 7) Z vyhodnocení axiálních sil v kotvách, jejichž ústí je lokalizováno na svislém řezu procházejícím středem příčného průřezu díla, plyne, že v případě nejnižší uvažované hustoty kotvení (2,25 m<sup>2</sup>/kotvu) jsou největší axiální síly v kotvě umístěné nejbližší počvy (92 kN/m). Ve střední části příčného průřezu čelby jsou axiální síly nejnižší (25 kN/m), k jejich mírnému nárůstu pak dochází opět ve stropní části. Se vzrůstající hustotou kotev na čelbě se axiální síly v kotvách snižují, jejich hodnoty již prakticky nezávisí na vzdálenosti kotvy od počvy (graf na obr. 18).

#### Závěrečná doporučení plynoucí z výsledků modelu

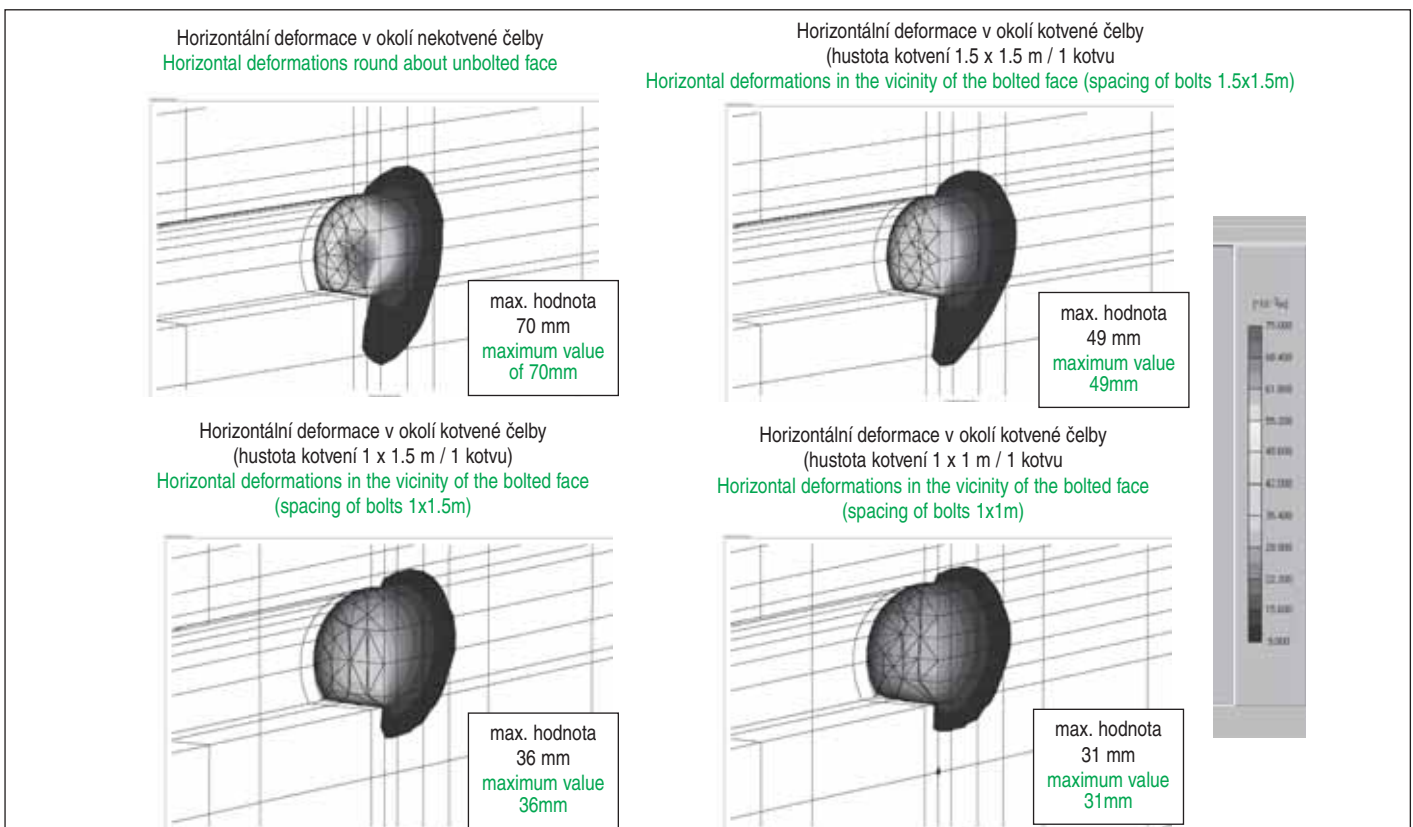
- z hlediska vyhodnocení rozsahu přetváření čelbového jádra by délka kotev měla být minimálně 1/2 průměru D díla, optimálně cca 1 D a více,
- hustoty kotvení s plochou větší než cca 1 kotva/2 m<sup>2</sup> již výrazněji neovlivňují deformační odezvu horninového prostředí na výrub (pokles dosahu zóny čerpání smykové pevnosti hornin je pro tyto hustoty kotvení velmi pozvolný). K výraznějšímu poklesu dosahu

aproximálně 10% at the distance from the face roughly equal to the width of the tunnel excavation.

- 7) It follows from the assessment of axial forces in the anchors which have their mouths located in the vertical section passing through the centre of the tunnel cross section that, in the case of the lowest assumed density of anchoring (2.25m<sup>2</sup> per anchor), the greatest axial forces (92 kN/m) take place in the anchor located closest to the bottom. The smallest axial forces (25kNm) are encountered in the central part of the cross section of the face, while a modest increase again takes in the crown area. The axial forces in anchors diminish with the growing density of anchors in the tunnel face; their values virtually do not depend on the distance of an anchor from the tunnel bottom (see the chart in Fig. 18).

#### Final recommendations following from the results of the model

- from the aspect of the result of the assessment of the extent of deformations of the core-face, the minimum length of anchors should be equal to 1/2 of the excavated diameter, while the optimum should be about 1 diameter or longer.
- the densities of anchoring higher than about 1 anchor per 2m<sup>2</sup> do not significantly affect the deformational response of rock mass to excavation any more (the diminishing of the reach of the zone of exhausting the shear strength of rock mass is for these densities very slow). A more significant decrease in the reach of the zone of exhausting the shear strength takes place only in the case of higher densities of anchoring. From this point of view, the recommended density of tunnel face anchoring is up to about 1 anchor per 1.5m<sup>2</sup>, which agrees with the practice at tunnels carried out using the ADECO-RS,
- with respect to the not too high values determined for axial forces in anchors (maximum 92 kN/m), requirements for the resistance of anchors in the tunnel face are rather small (see the chart in Fig. 18),
- model calculations proved the influence of reinforcing of the core-face on the reduction in deformations of a tunnel lining (the elastic-plastic model with the non-reinforced tunnel face in comparison with the model with the face reinforced by anchors in the density of 1 anchor per 1m<sup>2</sup> exhibits about + 10% differences between the tunnel convergences at a distance from the face approximately equal to the width of the excavated opening.



Obr. 21 Horizontální deformace (extruze)  
Fig. 21 Horizontal deformation (extrusion)

zóny čerpání pevnosti dochází až při vyšších hustotách kotvení, z tohoto hlediska je tedy doporučená hustota kotvení čelby do cca 1 kotva/1,5 m<sup>2</sup>, což je v souladu s praxí prováděnou na tunelech prováděných dle ADECO-RS,

- vzhledem ke stanoveným ne příliš vysokým hodnotám axiálních sil v kotvách (maximálně 92 kN/m) jsou nároky na únosnost samotných kotev na čelbě vcelku malé (viz graf na obr. 18),
- modelové výpočty prokázaly vliv vyztužení čelbového jádra na redukci deformací ostění díla (pružně-plastický model při nevyztužené čelbě v porovnání s modelem při čelbě vyztužené v hustotě kotev 1 kotva/1 m<sup>2</sup> ukazuje rozdíl konvergencí v tunelu cca +10 % ve vzdálenosti cca šířky výrubu tunelu).

Z analýzy výsledků modelu vyplývá, že v této fázi modelování byl zaznamenán jen omezený vliv vyztužení čelbového jádra na redukci deformací ostění díla. Model indikuje velmi dobře vliv kotvení čelby na komplexní snížení deformací, které proběhly před čelbou. V této souvislosti je však třeba uvést, že důležitou roli na skutečné snížení deformací ostění tunelu bude mít mimo jiné způsob modelování skutečného technologického postupu výstavby (délka záběru, čas nezajištěného výrubu – vývoj napěťo-deformačního chování v čase apod.).

## 6. ZÁVĚRY

Účinnost a přínos vyztužení čelbového jádra vodorovnými kotvami nejen pro zvýšení stability čelby ale i pro snížení deformací ostění a jeho zatížení jsou prokázány a ověřeny teoreticky numerickými výpočty i na praktických aplikacích při ražbách řady tunelů metodou ADECO-RS v zahraničí. Zvýšení tuhosti čelbového jádra způsobuje zmenšení rozsahu plastických zón v okolí tunelu, a tedy i proporcionálně zmenšuje zatížení ostění tunelu. Tento příznivý vliv kotvení čelby na vyztužení čelbového jádra je tím větší, čím je horninové prostředí v okolí tunelu a v předpolí čelby měkčí, tzn. náchylnější k větší deformační odezvě na výrub. V měkkých horninách je nutno razit především rychle a plynule. Pokud zhotovitel dokáže najít kompromis mezi tímto požadavkem a časovými nároky na instalaci kotev, které ražbu zpomalují, umožní mu to razit s menší deformační odezvou horninového masivu na ražby, tudíž s menším zatížením ostění, při větší ploše výrubu a v konečném důsledku rychleji.

V našich zemích je pro akceptaci kotvení čelby – ne pouze jako prostředku k zajištění stability čelby, ale jako součásti primárního ostění zmenšující deformace horninového prostředí v okolí výrubu a deformace a zatížení ostění – nutno překonat standardní odpor k novým metodám a přístupům, podobně jako se generace dnešních zaslužilých zastánců NRTM obtížně vyrovnávala s jejím začleněním do tunelovacích metod českého tunelového stavitelství před zhruba 20 lety.

Za určitých okolností, jedná-li se o mělký tunel v městské zástavbě ražený v poloskalních horninách či v zeminách, může pak být vodorovné kotvení čelby velmi vhodným technologickým doplňkem snižujícím deformace výrubu, ostění i velikost poklesové kotelny.

*DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D., eva.hrubesova@vsb.cz,  
 PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., josef.aldorf@vsb.cz,  
 VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA,  
 FAKULTA STAVEBNÍ  
 ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@age-as.cz,  
 AGE, a. s.,  
 ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., vesely@geotechnika.cz,  
 ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s.*

*Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták DrSc.*

It follows from an analysis of the results of the model that only a limited influence of the tunnel core-face reinforcement on the reduction of the tunnel lining deformations was registered in this modelling stage. The model indicates very favourable influence of the tunnel face anchoring on comprehensive reduction of the strain which took place ahead of the face. In this context, however, it is necessary to note that an important role in actual diminishing of tunnel lining deformations will be played, among others, by the method for modelling the actual technological construction procedure (the round length, duration of unsupported excavation – the development of the time-strain curve etc.).

## 6. CONCLUSIONS

The effectiveness and benefits of reinforcing a core-face by horizontal anchors for increasing stability of the tunnel face and diminishing deformations of the lining have been proved and verified both theoretically by numerical analyses and practically during the driving of numerous tunnels abroad using the ADECO-RS method. The increased rigidity of the core-face causes reduction in the extent of plastic zones in the tunnel surroundings, thus it also proportionally reduces the loads acting on the tunnel lining. The softer ground environment in the tunnel surroundings and ahead of the tunnel (i.e. more susceptible to greater deformational response to tunnelling) the more favourable influence of the face anchoring. In soft ground conditions the excavation must proceed above all fast and fluently. If the contractor is able to find a compromise between this requirement and time demands for the installation of anchors, which slow down the excavation, it allows them to carry out the excavation with smaller deformational response of rock mass to tunnelling, thus with smaller loads acting on the lining at a larger excavated cross sectional area, and eventually to drive the tunnel faster.

To achieve the acceptance of the face anchoring in our countries not only as a means of stabilising the tunnel face but also as a part of the primary lining diminishing deformations of the ground environment around the tunnel and reducing deformations of the lining and loads acting on it, it is necessary to overcome standard resistance against new methods and approaches, which is similar to the resistance the generation of today's meritorious promoters of the NATM had to cope with, overcoming great difficulties in the incorporation of the method within the package of tunnelling methods used by the Czech tunnel engineering about 20 years ago.

In certain conditions, in the case of a shallow-seated tunnel running under urban development areas through semi-rock or soils, the horizontal anchoring of the tunnel face may become a very suitable technological supplement reducing deformations of the excavated opening and the lining, as well as the magnitude of the settlement trough.

*DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D., eva.hrubesova@vsb.cz,  
 PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., josef.aldorf@vsb.cz,  
 VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA,  
 FAKULTA STAVEBNÍ  
 ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@age-as.cz,  
 AGE, a. s.,  
 ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., vesely@geotechnika.cz,  
 ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s.*

## LITERATURA / REFERENCES

- Drusa M., Ferrero, A. M., Giani G. P.: A Comparison of Methods for Shear Strength of Rock Joints. European Conference of Young Scientific Workers in Transport and Telecommunication, Žilina 1995.
- Dubois P., Jassionnesse Cha.: The Toulon Underground Tunnel Crossing, First Feedback Analysis carried out using On-site Measurements, 1997.
- Interní podklady firmy Bec Freres SA: Dokumentace z ražeb tunelů Toulon, Březno, 1996–2006.
- Lunardi P., Bindu R.: Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavite et la preconsolidation du noyau au front. Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble – Parisi 7–10 Febbraio 1989.
- Lunardi, P.: Design and Costruction of Tunnels, ADECO-RS, Springer, 2008, ISBN 978-3-540-73874-9.
- Manuál programového systému 3D Tunnel, Balkema 2001, ISBN 90-265-18196.
- Rocksoil S. p A. (www.rocksoil.com): sekce Pubblicazioni, 2008.
- Sborník mez. Konference Podzemní stavby, Praha 2000, ISBN 80-902690-2-8.
- Zaman, M., Gioda, G., Booker, J.: Modelling in Geomechanics, J. Wiley, 2000, ISBN 0-471-49218-3.

# VÝSTAVBA A MONITORING ÚSEKU LT31 TUNELU LAINZER CONSTRUCTION AND MONITORING OF LAINZER TUNNEL LT31

ALFRED STAERK

## CELKOVÝ POHLED NA STAVBU

Dnešní železniční doprava prochází Vídní po povrchu a její hustota je značná. Obzvláště hlučné nákladní vlaky ruší lidi v hustě zastavěné městské oblasti ze spánku. To se změní, až bude většina vlaků projíždět tunelem Lainzer, který bude otevřen na konci roku 2012 rakouskými federálními železnicemi.

Tunel Lainzer je celkem 12,3 km dlouhý. Kvůli jeho délce a proměnlivým geologickým podmínkám byla stavba rozdělena na několik částí. Část LT31 (= Tunel Lainzer, část 31) tvoří spolu se sousední částí LT33 jádro tunelu Lainzer, kterým je 6,5 km dlouhý přípojovací tunel. Výrazná změna geologie rozdělila přípojovací tunel na dva téměř stejně dlouhé úseky: LT31 (zeminy) a LT33 (skalní horniny). Aby se zajistilo splnění termínu pro otevření tunelu Lainzer koordinovaného v souvislosti s novou železniční tratí Vídeň–St. Pölten, byla hranice mezi stavebními oddíly posunuta ve prospěch LT31 asi o 590 m. Původně 3,05 km dlouhý úsek v zeminách LT31 byl prodloužen o 590 m dlouhý úsek ve skalních horninách. V zeminách se razí výhradně pomocí vertikálního členění, což je pravděpodobně nejdelší ražba s bočními stolami na světě. Zbývajících 590 m ve skalních horninách se razí konvenčně s horizontálním členěním, s použitím mikropilotového deštníku a trhacích prací. Tento článek se zaměří na stavbu a monitoring úseku s bočními stolami.

Část LT31 je realizována firmami Hochtief Construction AG, Alpine Bau GmbH, a Beton- und Monierbau Ges.m.b.H. Cena projektu je 168 000 000 € (včetně 550 m ve skalních horninách).

Ražby byly zahájeny v říjnu roku 2006 ze dvou 30 m hlubokých těžních a zásobovacích šachet v ulicích Lainzer Strasse a Klimtgasse v obou směrech, čímž vznikly 4 čelby, na kterých se pracovalo současně. Úsek „S“ spojuje stavební oddíl LT31 s oddílem LT34 na východě, úsek „W“ a jeho prodloužení do skalních hornin „Wnový“ se napojuje na oddíl LT33 na západě, úseky „M“ a „P“ se setkaly uprostřed.

Tab. 1 Přehled úseků

Šachta	Úsek	Délka	Metoda ražby	Geologie	Směr ražby
Lainzer St.	W <sub>nový</sub>	550 m	Horizontální členění	Skalní hornina	LT33
	W	790 m	Vertikální členění	Zeminy	LT33
	P	596 m	Vertikální členění	Zeminy	Klimtgasse
Klimtgasse	M	593 m	Vertikální členění	Zeminy	Lainzer St.
	S	1051 m	Vertikální členění	Zeminy	LT44

Prorážka mezi úseky P a M se konala v září 2008, prorážka do oddílu LT44 byla v prosinci 2008 a ražba úseku W<sub>nový</sub> byla dokončena v květnu 2009. Na obr. 1 je oddíl LT31 z ptačí perspektivy, pohled je směrem na západ.

V tunelu Lainzer jsou navrženy únikové východy přibližně po 500 metrech. Sedm z nich je v části LT31. Na únikové východy jsou přeměněny obě stávající přístupové šachty, zbývajících pět východů bylo vybudováno nově. U každého únikového východu je šachta, která zajišťuje svislý přístup na úroveň traťového tunelu. Šachty jsou spojeny chodbami s traťovým tunelem. Šachty mají průměr 9,4 m a jejich hloubka dosahuje 20 až 55 m. Spojovací chodby mají profil od 25 m<sup>2</sup> do 30 m<sup>2</sup> a jsou 20 až 258 m dlouhé. Tabulka 2 obsahuje jejich přehled.

Na opačné straně, než je uvedených pět nouzových východů, bylo nutné vybudovat 8 m dlouhé výklenky pro transformátory. Dále byla v nejnižším místě tunelu vyhloubena 8 m hluboká jámka na čerpání vody zateklé do traťového tunelu během provozu. Voda se bude čerpat nejbližším nouzovým východem v ulici Jagdschlossgasse.

## PROJECT OVERVIEW

Today's rail traffic runs over ground through Vienna, and rail traffic is quite heavy. Especially the noisy freight trains are likely of disturbing people's night's sleep in this densely built up urban area. This will change when most of the trains will run through the Lainzer Tunnel which will be opened at the end of 2012 by the Federal Austrian Railroad.

The Lainzer Tunnel is altogether 12.3 km long. Due to its length and changing geological conditions, the project has been divided into different logs. Log LT31 (= Lainzer Tunnel, log 31) is forming together with neighbored LT33 the core of the Lainzer Tunnel, the 6.5 km long Connection Tunnel. A significant change from soft ground to hard rock divided the Connection Tunnel into two sections of nearly the same length, which separated also LT31 (soft ground) from LT33 (hard rock). In order to ensure the coordinated date for the opening of the Lainzer Tunnel in connection with the new railway line Vienna – St. Pölten the lot boundary was moved for the benefit of LT31 by approx. 590 m. In addition to the originally 3.05 km soft ground section LT31 was extended by a 590 m long hard rock section. The soft ground is excavated completely by means of side wall drifts, which is possibly the longest side wall drift worldwide. The remaining 590 m in hard rock are excavated conventionally with crown/bench/invert using a roof pipe umbrella and drill and blast, respectively. This report will focus on the construction and monitoring of the side wall drift section.

LT31 is built by Hochtief Construction AG, Alpine Bau GmbH, and Beton- und Monierbau GesmbH. The project value is 168.000.000 € (incl. the 550 m hard rock extension).

Tunnelling started in October 2006 from two 30 m deep mucking and delivery shafts 'Lainzer Straße' and 'Klimtgasse' in two directions each resulting in 4 headings excavated simultaneously. Section 'S' connects LT31 to lot LT44 in the East, section 'W' and its hard rock extension 'Wnew' connects to LT33 in the West, section 'M' and 'P' met in the middle.

Table 1 Overview headings

Shaft	Section	Length	Excavation Method	Geology	Direction of Excavation
Lainzer St.	W <sub>new</sub>	550 m	Crown/Bench/Inv.	Hard rock	LT33
	W	790 m	Side wall drift	Soft ground	LT33
	P	596 m	Side wall drift	Soft ground	Klimtgasse
Klimtgasse	M	593 m	Side wall drift	Soft ground	Lainzer St.
	S	1051 m	Side wall drift	Soft ground	LT44

The breakthrough between sections P and M was in September 2008, the breakthrough to LT44 was in December 2008, and excavation of section W<sub>new</sub> was completed in May 2009. Fig. 1 depicts a bird's eye view of LT31 with direction of sight to the West.

The Lainzer Tunnel is designed for emergency exits approx. every 500 m, seven of which are within LT31. Both of the existing mucking and delivery shafts are converted into emergency exits, the remaining five had to be newly constructed. At each emergency exit a shaft provides a vertical access down to main tunnel level. Galleries connect the shafts with the main tunnel. The shafts have a diameter of 9.4 m and a depth reaching from 20 m to 55 m. The connecting galleries have a cross section of 25 m<sup>2</sup> to 30 m<sup>2</sup> and they are 20 m to 258 m long. Table 2 gives an overview.

On the opposite site of the five new emergency exits 8 m long transformer niches had to be constructed. Furthermore, at the lowest level of the tunnel an 8 m deep sump was excavated to collect water which will be brought into the main tunnel during operation. The water will be pumped out through the nearest emergency exit Jagdschlossgasse.



Tab. 2 Přehled únikových východů

Únikový východ	Úsek	Hloubka šachty	Délka chodby	Geologie
Veittingergasse	W <sub>nový</sub>	55 m	258 m	Skalní horniny
Jagdschlossgasse	W	35 m	67 m	Zeminy
Lainzer Straße	-	30 m	Přeměna šachty	
Himmelbaurgasse	P	30 m	27 m	Zeminy
Schönbachstraße	M	32 m	32 m	Zeminy
Klimtgasse	-	30 m	Přeměna šachty	
Schlöglgasse	S	23 m	50 m	Zeminy
5 výklenků pro transformátor	jako východ	-	8 m	jako východ
Jímka Waldvogelstraße	W	8 m	11 m	Zeminy

## GEOLOGIE

V zeminách (úseky W, P, M, S) převládají vystřídané vrstvy siltu/jílu, písků, štěrku, různé zrnitých sedimentů a směsí všech uvedených zemin. S výjimkou vrstev siltu/jílu je zemina propustná a hladina spodní vody je nad vrcholem tunelu. Aby se zabránilo vzniku problémů se stabilitou čelby, je potřebné snižovat hladinu spodní vody z povrchu, v předstihu před přední čelbou. Vrstvy spodní vody byly často uzavřeny mezi vrstvami siltu/jílu, což vedlo ke vzniku zvodní s napjatou spodní vodou. Mezi vrstvami zemin byly uloženy tuhé slepence a vrstvy tvrdého pískovce až 3 m silné.

Formace skalních hornin flyšového vývoje (úsek W<sub>nový</sub>) měly různou kvalitou, od extrémně špatné po celkem dobrou. Na přechodu ze zemin do skalních hornin se 300 m dlouhý úsek méně kvalitní horniny stabilizoval pomocí mikropilotových dešťníků.

Výška nadloží dosahovala 6 až 26 m v zeminách a 26 až 57 m ve skalních horninách.



Obr. 1 Situace části LT31; (1) šachta v ulici Lainzer Straße, (2) šachta v ulici Klimtgasse

Fig. 1 Project overview of LT31; (1) Shaft 'Lainzer Straße', (2) Shaft 'Klimtgasse'

Table 2 Overview emergency exits

Emergency Exit	Section	Shaft depth	Gallery length	Geology
Veittingergasse	W <sub>new</sub>	55 m	258 m	Hard rock
Jagdschlossgasse	W	35 m	67 m	Soft ground
Lainzer Straße	-	30 m	Conversion of Shaft	
Himmelbaurgasse	P	30 m	27 m	Soft ground
Schönbachstraße	M	32 m	32 m	Soft ground
Klimtgasse	-	30 m	Conversion of Shaft	
Schlöglgasse	S	23 m	50 m	Soft ground
5 transformer niches	like exit	-	8 m	like exit
Sump Waldvogelstraße	W	8 m	11 m	Soft ground

## GEOLOGY

The soft ground (sections W, P, M, S) is dominated by alternating layers of silt/clay, sand, gravel, and wide graded sediments, a mixture from all of it. Except the silt/clay layers the ground is permeable with the water table above the tunnel roof. Ground water treatment by means of wells from above surface in good time ahead of the leading excavation face was necessary to avoid stability problems at the face. Ground water layer often were enclosed by silt/clay layers resulting in confined ground water aquifers. Rigid conglomerates and layers of hard sandstone, up to 3 m thick, were embedded between the soft ground layers.

The hard rock formations 'Flysch' (section W<sub>new</sub>) were of varying quality from extremely poor to fair. At the transition from soft ground to hard rock a 300 m long section of lesser ground quality was stabilized by roof pipe umbrellas.

The overburden reached from 6 to 26 m in the soft ground, and from 26 to 57 m in the hard rock formation.

## STARTING CONSTRUCTION FROM THE SHAFTS

Both shafts, 'Lainzer Straße' and 'Klimtgasse', consisted of an open oval section supported by shotcrete and a rectangular section with the live railway on top. The open oval section was used for mucking and delivery, while the excavation



Obr. 2 Šachta v ulici Klimtgasse; plošina pro bagr s téměř dokončenou dřevěnou podlahou

Fig. 2 Shaft 'Klimtgasse'; Excavation platform with planking nearly finished



Obr. 3 Plošina pro bagr; podpěrné věže na místě, plnostěnné nosníky uložené na sraz

Fig. 3 Excavation platform; Shoring towers in place, web girders are laid closed packed

### ZAHÁJENÍ STAVBY ZE ŠACHTY

Obě šachty, v ulicích Lainzer Strasse a Klimtgasse, se skládaly z otevřeného oválného profilu vystrojeného stříkaným betonem a obdélníkového profilu s provozovanou železnicí nad ním. Otevřený oválný profil se používal pro odvoz rubaniny a zásobování, zatímco ražba začínala z obdélníkového profilu. Obdélníkový profil byl vystrojen vrtanou pilotovou stěnou a rozpěrami ve 4 úrovních, z nichž ty nejnižší procházely přímo profilem tunelu (obr. 2 a obr. 6). Rozpěry se nesměly demontovat najednou, pouze postupně tak, jak postupovala ražba. Jelikož stavba tunelu začínala ražbou kaloty, představovalo to problém, protože se přesně nevědělo, jak bude moci bagr dosáhnout do kaloty, když jsou rozpěry ještě na místě. Bylo rozhodnuto vybudovat nad nejnižšími rozpěrami plošinu. Tento druh plošiny byl unikátní, jelikož pro plošinu navrženou na dynamické zatížení těžkým bagrem nebylo možno nalézt žádné reference. Podpěrné věže používané pro bednění stropů vypadaly jako nejpveřejší dostupné podpory pro tuto plošinu. Podpěrné věže byly pevně připojeny ke stěnám. Na vrchol podpěrných věží se položily plnostěnné ocelové nosníky těsně jeden vedle druhého (obr. 3) a ty byly zakryty dvěma vrstvami křížem položených fošen, spojených hřebíky dohromady (obr. 2). Fošny chránily nosníky proti poškození (opotřebení povrchu). Působily i staticky jako tuhá deska a pomáhaly roznášet zatížení rovnoměrně na nosníky a věže.

Z této plošiny se vyrazily vrchní části na délku 5 m na obě strany obdélníkové šachty. Plošina potom byla rozebrána (obr. 4). Když bylo částečně rozebráno i rozepření, mohla být zahájena i ražba opěří a dna boční štolý ražené v předstihu před druhou stolou. Na obr. 5 je vidět tunel po dokončení ražby celého profilu na délku cca 30 m, čímž vznikl v šachtě prostor pro manévrování strojů.

### ÚSEK S VERTIKÁLNÍM ČLENĚNÍM: POSTUP RAŽEB A PŘÍČNÝ ŘEZ

Asi 2/3 z délky 3,05 km úseku s vertikálním členěním se ráží pod stávající železniční trať, na které dosud probíhal pravidelný hustý železniční provoz. Zbytek se nachází pod budovami a ulicemi. Byla proto evidentní potřeba spolehlivé metody ražby zajišťující malé sedání.

Na obr. 6 je příčný řez oblasti s ražbou s vertikálním členěním. Pro volbu tohoto řešení existovalo několik důvodů:

1. Zeminy mají omezenou únosnost. S ohledem na železniční trať, budovy a sítě nad tunelem bylo velmi důležité pro kontrolu ztráty objemu zeminy na čelbě, aby zajištění výrubu bylo pevné, aby nedocházelo k nestabilitě čela výrubu nebo stropu a minimalizovalo se sedání na povrchu. Toho se dalo dosáhnout rozdělením tunelu na menší dílčí čelby a omezením velikosti profilu každé čelby.
2. Největší narušení původní úrovně napjatosti v zemině se očekávalo při ražbě zbývající střední části kaloty. Pro zmírnění tohoto účinku byl strop bočních štol umístěn tak, aby se zmenšilo rozpětí stropu zbývající kaloty.



Obr. 4 Ražba přístropí dokončena, začalo rozšiřování v předstihu ražené boční štolý; zbývající rozepření je dosud na místě

Fig. 4 Crowns excavated, enlargement of leading side wall drift started; Remaining bracing still in place

started from the rectangular section. The rectangular section was supported by a bored pile wall and a 4-level bracing, the lowest of which ran right through the tunnel profile (Fig. 2, Fig. 6). The bracing was not allowed to be dismantled at once, but only bit by bit with advancing excavation. Since a tunnel construction starts with the top heading this was a problem, because it was not known exactly how the excavator could reach the top heading while the bracing was still in place. It was decided to set up a platform above the lowermost bracing. This kind of platform was unique, because there was no reference on a platform designed for dynamic loads of heavy excavators so far. Shoring towers used for formworks seemed to be the most robust support for the platform. The shoring towers were rigidly attached to the walls. On top of the shoring towers solid web girders were laid closed packed (Fig. 3), which were covered by a two layer criss-cross nailed up planking (Fig. 2). The planking protected the girders against damage (surface wear and tear) and acted statically like a rigid disc, helping to distribute the load equally onto the girders and towers.

From the platform the crown sections were excavated to a length of 5 m to both sides of the rectangular shaft, and then the platform was dismantled (Fig. 4). The excavation of the bench and invert of the leading side wall drift could start after the bracing was partly dismantled too. Fig. 5 shows the tunnel after total cross section was constructed over a length of approximately 30 m giving space in the shaft area to maneuver the plants.

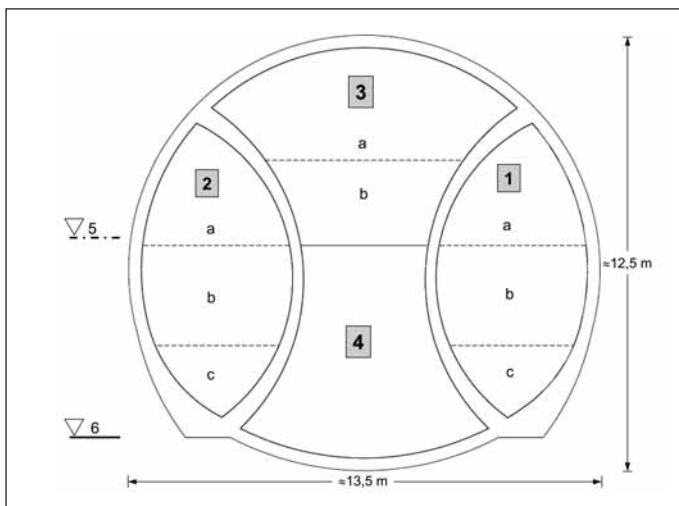
### SIDE WALL DRIFT SECTION: EXCAVATION SEQUENCE AND CROSS SECTION

Approximately 2/3 of the 3.05 km side wall drift section was excavated beneath the existing railroad, which was still subjected to the regular heavy rail traffic; the rest is located under buildings and streets. So the necessity of a robust excavation method with low subsidence was evident.

Fig. 6 shows the cross section of the area with side wall drift excavation. There have been a couple of reasons for choosing this design:



Obr. 5 30 m úplného profilu  
Fig. 5 30 m of total cross section



Obr. 6 Příčný řez boční štolou; (1) v předstihu ražená boční štola; (2) následující boční štola, obě s členěním výrubu na přístropí (a), opěří (b) a dno (c); (3) zbývající kalota členěná na přístropí a opěří; (4) zbývající opěří a dno; (5) úroveň rozepření; (6) dno šachty

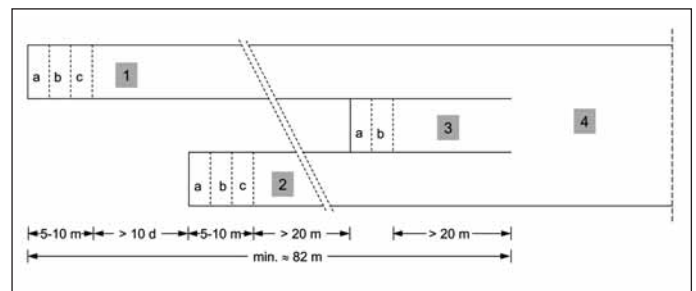
Fig. 6 Cross section of side wall drift; (1) Leading side wall drift; (2) following side wall drift, both divided into crown (a), bench (b), and invert (c); (3) remaining top heading (Kern1), divided into crown and bench; (4) remaining bench/invert (Kern2); (5) bracing level; (6) bottom of shaft

3. Mohutné základové patky v bočních štolách pomohly zabránit sedání a pohybu směrem dovnitř při ražbě zbylé části kaloty.
4. S ohledem na proveditelnost, kvalitu pracovních spár a bezpečnost stavby byly vnější stěny bočních štol co nejvíce integrovány do trvalého ostění ze stříkaného betonu, čímž vznikl vysoký a štíhlý tvar štol.
5. Tvar bočních štol poskytl dostatek místa pro stroje, kterými serazil zbytek kaloty a opěří.
6. Vysoké a štíhlé boční štoly jsou citlivější na vyšší vodorovné zatížení (více než u kruhových bočních štol). To se bralo při navrhování v úvahu a vedlo k tloušťce stříkaných betonů na vnitřní stěně 30 cm a na obvodu tunelu 35 cm, vždy s vyztužením příhradovými rámy a prutovou výztuží.
7. Boční štoly o výšce cca 9 m se dělí na přístropí, opěří a dno s uzavíráním ostění v krátké vzdálenosti nejvíce 10 m. Zbývající část kaloty se také dělí na přístropí a opěří.
8. Přístropí se muselo otvírat až ve čtyřech dílčích profilech, opěří se dělilo do dvou dílčích profilů.
9. Zajištění přístropí a opěří zahrnovalo i hnané pažení a kotvení čela výrubu. Na obr. 7 je postup při členění výrubů znázorněn v půdorysu. Minimální vzdálenost mezi každou čelbou musela být 10 dnů nebo 20 metrů. Prvním důvodem byla potřeba nechat stříkané betony nabýt dostatečnou pevnost na to, aby unesly i dodatečné zatížení od následující čelby. Druhým důvodem byla potřeba ustálení deformace ještě před tím, než do dané oblasti dorazí následující čelba. To bylo nutné pro to, aby bylo plně kontrolováno sedání povrchu s ohledem na objekty třetích stran. Kromě toho čelba, která byla nejvíce vpředu, zajistila odvedení zbytkové spodní vody, čímž se ražba následujících štol stala bezpečnější a snadnější.

S pokračujícími ražbami se dalo prokázat, že přerozdělení napětí v méně soudržné nebo nesoudržné zemině (šterkové a písčité vrstvy) zasahovalo pouze do vzdálenosti 10 m. V kombinaci s dosaženou vysokou pevností betonu v tlaku (požadované 28denní hodnoty byly dosahovány již po 7 dnech) bylo možné odstupky mezi čelbami dílčích ražeb zmenšit na 5 dnů nebo 10 m. Přerozdělení napětí v soudržných siltových nebo jílových vrstvách trvalo déle v důsledku dotvarování. Bylo tedy nutné zachovat původně vyprojektovaný systém členění.

Původně se nepřipouštělo současné ražení bočních štol a jádra 1 z důvodů bezpečnosti. Hodnocení rizik zjistilo možné nebezpečí vzniku přílišného namáhání vnitřních stěn bočních štol v průběhu ražby jádra 1. To mohlo vést k závalu bočních štol a uvěznění razičů na čelbě. Analýzou geotechnického monitoringu v průběhu stavby se neprokázaly žádné nepříznivé vlivy na stabilitu těchto bočních štol. Po přiměřené době pozorování (přibližně půl roku) byla souběžná ražba obou bočních štol a jádra 1 povolena. Jako preventivní opatření byla zvýšena intenzita geotechnického monitoringu a čelo výrubu se muselo otvírat v menších dílčích plochách. Po zavedení zmíněných opatření byl postup ražby výrazně rychlejší. Geotechnický monitoring se obvykle užívá k identifikování nepříznivého vývoje deformací. V daném případě pomáhal zlepšovat výkony při zachování bezpečnosti na stejné úrovni.

Souběžná ražba bočních štol a jádra 1 dosud nebyla povolena, ale to nebylo cílem i z důvodu proveditelnosti. Dílčí výrub jádra 2 zahrnoval uzavření ostění v celém profilu a bourání vnitřních stěn bočních štol. Během tohoto procesu



Obr. 7 Půdorys boční štoly; (1) v předstihu ražená boční štola členěná na přístropí (a), opěří (b) a dno (c); (2) následující boční štola; (3) zbývající kalota; (4) dokončený profil

Fig. 7 Plan view of side drift; (1) Leading side wall drift divided into crown (a), bench (b), and invert (c); (2) following side wall drift; (3) remaining top heading (Kern1); (4) completed cross section

1. The soft ground has limited bearing capacity. With respect to railroad, buildings and service structures above the tunnel a stiff support was a paramount issue to control ground loss at the face, to avoid face or roof instability, and finally to minimize settlement at the surface. This could be achieved by dividing the tunnel into smaller headings and limiting the cross section of each heading.
2. Most disturbance of the original stress level in the ground had been expected by excavating the remaining top heading. To mitigate this effect the roof of the side wall drifts has been positioned such as to reduce the span of the remaining top heading.
3. Big footings of the side wall drifts helped to avoid settlement and an inward orientated movement during excavation of the remaining top heading.
4. With respect to buildability, quality of construction joints and safety of construction the external walls of the side wall drifts have been integrated into the permanent shotcrete lining as much as possible resulting in a high and slender shape.
5. The shape of the side wall drifts provided enough space for plant to excavate the remaining top heading and bench.
6. The high and slender side wall drifts are more sensitive to high horizontal load (rather than more circular side wall drifts). This has been considered in the design process resulting in a shotcrete thickness of 30 cm for the internal wall and 35 cm of shotcrete circumferential, all girder supported and rebar reinforced.
7. The side wall drifts, approximately 9 m high, have been divided into crown, bench and invert with a short ring closure of 10 m at the most. The remaining top heading has also been divided into crown and bench.
8. The crown had to be opened in up to four sub cross sections, the bench in up to two sub cross sections.
9. Crown and bench support was accompanied by forepoling and face anchors. Fig. 7 shows a plan view of the excavation sequence. The minimum distance of each heading had to be 10 days or 20 m, respectively. The first reason was



Obr. 8 Provedení dna v celém profilu (ražba zbytku opěří a dna a bourání vnitřních stěn boční štoly)

Fig. 8 Construction of the invert at the total cross section (excavation Kern2 and demolition of inner walls of side wall drift)



Obr. 9 (1) Trhlina ve vnitřní stěně boční štoly, úsek W, staničení 52–60  
Fig. 9 (1) Crack at the inner wall of the side wall drift, section W, Chainage 52–60

nebyl možný přístup do výrubu jádra 1 a přístup do bočních štol byl možný, pokud vůbec, pouze s problémy (viz obr. 8). Tyto ražby se proto musely přerušit. Z praktického hlediska se musel nalézt takový kompromis, aby se na jednu stranu cyklus ražby bočních štol příliš neprodložil, a na druhou stranu aby se časově náročná příprava na ražbu jádra 2 držela na minimální úrovni. Ukázalo se, že nejlepším řešením bylo přecházení jádra 2 každých 30 m až 50 m.

### MONITORING OSTĚNÍ ZE STRÍKANÉHO BETONU V ÚSEKU S VERTIKÁLNÍM ČLENĚNÍM

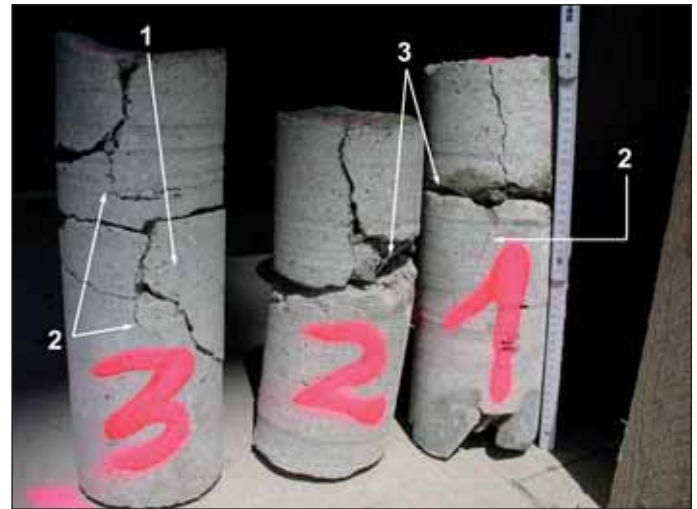
Při zpracování projektu se vytvořila koncepce geotechnického řízení bezpečnosti, což je živý dokument, který byl během výstavby průběžně revidován [Koncepce geotechnického řízení bezpečnosti ÖBB (rakouské spolkové železnice) 2008 a Heissenberger a kol. 2008]. Podle této koncepce byla obvyklá vzdálenost monitorovacích profilů 10 m po celé délce části LT31. Vzdálenost byla v případě potřeby zkrácena na 5 m. Čtení se musela provádět denně 20 m před a 30 m za čelbou výrubu. Uvážíme-li vzdálenost mezi čelbami, jak je vidět na obr. 7, musela se v každém z úseků S, M, P a W monitorovat oblast dlouhá 100 m až 140 m pomocí měření deformací. Kromě toho se musela v průběhu stavby provádět měření všech nouzových šachet a chodeb a ve všech oblastech přilehlých k traťovému tunelu. Jelikož část LT31 se téměř celá nacházela pod provozovanou železniční tratí a další městskou infrastrukturou, bylo nutné monitorovat velké množství nivelačních bodů na povrchu. Není třeba popisovat všechny detaily monitoringu. Tento článek zdůrazňuje pouze některé hlavní zajímavosti. Další informace o geotechnickém monitoringu se dají získat v článku Moritz a kol. (2008).

### TRHLINY V OSTĚNÍ ZE STRÍKANÉHO BETONU

Trhliny byly poprvé zjištěny v úseku W mezi staničeními 50 a 60, na vnitřních stěnách obou bočních štol. Vodovodné trhliny se vyskytovaly na vnitřním líci asi 0,5 m až 1 m nad hranicí mezi opěřím a dnem (obr. 9). Uzavření ostění v celém profilu včetně vybourání vnitřních stěn bočních štol bylo dokončeno do staničení 50, to znamená, že trhliny probíhaly ve zbylých vnitřních stěnách ve směru k čelu výrubu. Šířka otevření trhlin byla v některých místech až několik milimetrů. Ze zkušeností z předchozích staveb (např. tunel Eggetunnel na železniční trati Kassel–Dortmund) se tvorba trhlin předem očekávala, avšak na vnějším líci v oblasti vrcholu klenby. Místo a rozsah trhlin byly proto zpočátku znepokojující. Vzhledem k citlivé oblasti města bylo provedeno podrobné šetření [Joint Venture LT31 2007].

Pro zkontrolování stavu ostění ze stríkaného betonu byly odebrány tři jádrové vzorky z vnitřních stěn v úsecích W, ve staničení 52 až 54, jak je vidět na obr. 10. Jádra měla průměr 160 mm a byla 37 cm až 42 cm dlouhá. Pouze v případě vzorku č. 3 bylo ostění ze stríkaného betonu provrtáno celé, to znamená, že celková tloušťka vnitřních stěn byla bezpečně větší než požadovaných 30 cm. Vzorky č. 1 a č. 2 byly přerušeny v místě pracovní spáry mezi první a druhou vrstvou stríkaného betonu. Na základě této skutečnosti se okamžitě zlepšila výroba druhé vrstvy stríkaného betonu. Vzorek č. 3 uvázl ve vrtu a musel být znovu vyvrtán. Z toho důvodu je několikrát přerušovaný. Původní trhlina v tomto vzorku se přesto ještě dala nalézt. Přímost trhlin a jejich otevření směrem k vnitřnímu líci naznačují, že nejpravděpodobnější příčinou všech trhlin byl tah za ohybu.

Údaje z monitoringu potvrdily vizuální dojem. Největší deformací v průběhu ražeb bočních štol byla konvergence mezi monitorovacími body 10 a 4 a body 11 a 5 ve vrcholu klenby bočních štol. V průběhu ražby jádra 1, která následovala, se směr posunů změnil v bodech 10 a 11 ve vrcholu klenby, což vedlo k jasnému vzájemnému vzdalování bodů 10 a 4 a bodů

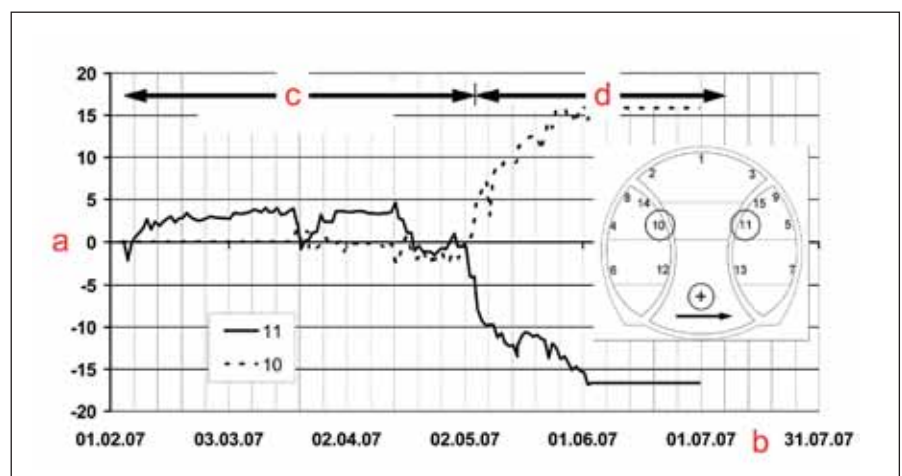


Obr. 10 Jádrové vzorky, úsek W, staničení 52–54; (1) vzorek rozlámáný v důsledku zaseknutí; (2) původní trhlina; (3) pracovní spáry  
Fig. 10 Cores, section W, Chainage 52–54; (1) Specimen broken due to jamming; (2) Original crack; (3) Construction joints

to let the shotcrete gain enough strength to cover the additional load of the following headings. Second, the displacements of each heading should have come to a halt before the following heading would pass the relevant area. This was necessary to fully control the surface settlements with respect to third party structures. Besides that the leading side wall drift achieved a dewatering of the residual ground water making excavation safer and easier for the following headings.

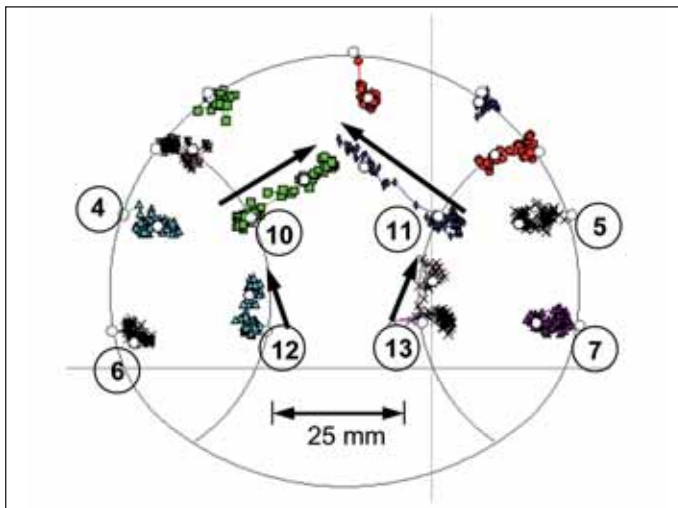
With ongoing excavation it could be proven that stress redistribution within the less cohesive / incohesive (gravel and sandy layers) was only 10 m. In combination with an achieved high compressive strength of the shotcrete (the required 28-days-values were already reached after 7 days) the distance between heading faces could be reduced to 5 days or 10 m, respectively. The stress redistribution in the cohesive silt/clay layers took longer due to creeping effects; so they had to adhere to the original designed sequence.

Originally a simultaneous excavation of the side wall drifts and Kern1 was not allowed because of safety reasons. The risk assessment identified an overstressing of the inner walls of the side wall drifts during the excavation of Kern1 as a possible hazard. This could result in a collapse of the side wall drifts with the miners trapped at the face. The analysis of geotechnical monitoring during construction proved no adverse effects on the stability of the side drifts. After a reasonable observation period (approximately half a year) the simultaneous excavation of both side wall drifts and Kern1 was permitted. As a precaution the geotechnical monitoring was intensified and the face had to be opened in smaller subareas, respectively. Altogether the excavation was much quicker now. Geotechnical monitoring usually is used to identify adverse developments. In this case it helped to improve the performance while keeping the safety to the same high level.



Obr. 11 Změna z konvergence (přibližování) na divergenci (vzdalování), úsek W, staničení 60; (a) vodorovná posunutí, mm; (b) časová osa; (c) konvergence v průběhu ražby boční štoly; (d) divergence v průběhu ražby zbytku kaloty

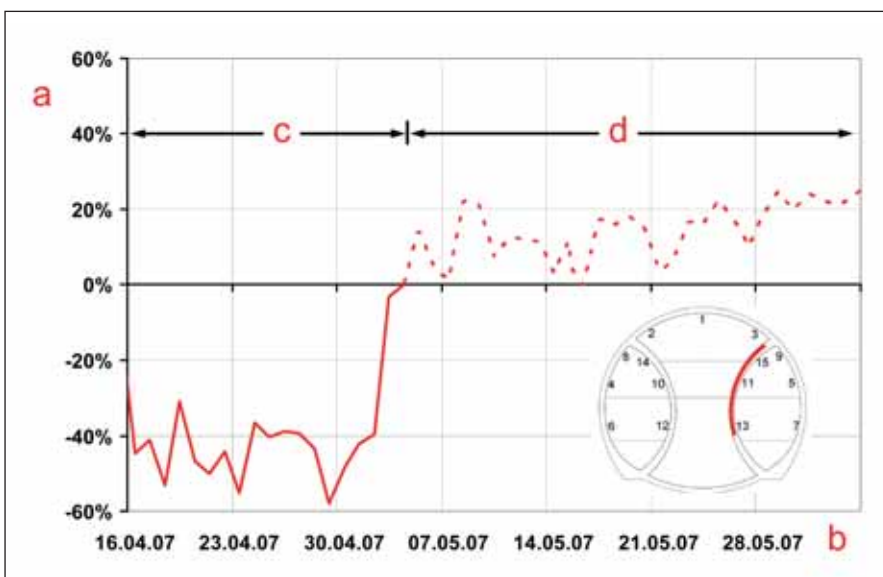
Fig. 11 Change from convergence to divergence, section W, Chainage 60; (a) Horizontal displacements, mm; (b) time axis; (c) Convergence during excavation side wall drift; (d) Divergence during excavation Kern1



Obr. 12 Deformace boční štoly při ražbě zbytku kaloty, úsek W, staničení 60  
Fig. 12 Displacements of side wall drift during excavation Kern1, section W, Chainage 60

11 a 5 (obr. 11). Vysvětlení je celkem jednoduché: Při ražbě jádra 1 byl odstraněn podklad pod vnitřními stěnami bočních štoly a vnitřní stěny se pohnuly ve směru čerstvě vyraženého otevřeného prostoru. Toto chování, i když ne v takovém rozsahu, bylo dobře známé z předcházejících výše uvedených staveb pouze s tím, že očekávané trhliny na vnějším líci kolem bodů 10 a 11 se nepodařilo nalézt. Místo toho se vytvořily trhliny na vnitřním líci (jak je vidět na obr. 9). Důvodem bylo to, že body 10 a 11 vykázaly i zdvihnutí. Tyto pohyby nahoru způsobily i neočekávané zdvihnutí přibližně stejné velikosti v bodech 12 a 13 v opěři. Na obr. 12 je ukázáno kvalitativně, jak se body pohybovaly. Pohyb vyvolal záporný ohybový moment kolem bodů 10 a 11 (tahové napětí na vnějším líci) a kladný ohybový moment a prodloužení kolem bodů 12 a 13. Tentokrát byl stříkaný beton starý několik týdnů a již zatvrdlý. Přerozdělení napětí ve stříkaném betonu, např. z důvodu vlivu dotvarování, bylo zanedbatelné. Pohyby tedy způsobily okamžitý nárůst napětí ve stříkaném betonu, který se projevil vznikem trhlin.

To se potvrdilo indexem intenzity napětí. Index intenzity napětí  $\eta$  je definován jako poměr existujícího napětí a povoleného napětí v určitém časovém okamžiku. Je-li index intenzity napětí 100 %, bylo dosaženo meze pevnosti materiálu. Index intenzity napětí se počítá každý den na základě měření posunů, s přihlédnutím k časově závislému deformačnímu chování stříkaného betonu [Rokahr a Zachow 1997]. Pomocí indexu intenzity napětí se dá určit skutečná napjatost v reálném čase, aby neexistovaly žádné další nejistoty kolem zbytkové únosnosti vyvolané zvětšenými posuny. Na obr. 13 je vývoj indexu intenzity napětí na vnitřní stěně pravé boční štoly ve staničení 60 (viz značení na obr. 13 mezi body 13–11–15). Při průchodu čelby výrubu jádra 1 monitorovacím profilem ve staničení 60 se napětí mění z tlakového (záporné



Obr. 13 Index intenzity napětí; (a) index intenzity napětí; (b) časová osa; (c) tlakové napětí; (d) tahové napětí

Fig. 13 Stress intensity index; (a) Stress intensity index; (b) time axis; (c) compressive stress; (d) tensile stress

A simultaneous excavation of side wall drifts and Kern2 was still not allowed, but also for buildability reasons it was not an aim. The excavation of Kern2 included the ring closure at the total cross section and the dismantling of the inner walls of the side wall drifts. During this process access to Kern1 was not possible anyway, and to the side wall drifts only with difficulties, if at all (see Fig. 8). Therefore these excavations had to be suspended. From the practical point of view, a compromise had to be found in such a way that on the one hand driving cycles into the side wall drifts would not become too long and on the other hand that the time consuming preparation for excavation of Kern2 were kept to a minimum. It turned out that changing to Kern2 every 30 m to 50 m was the best option.

## MONITORING OF SHOTCRETE LINING OF SIDE WALL DRIFT SECTION

During the design process a geotechnical safety management concept was established, a live document which was continuously revised during construction [ÖBB Geotechnical Safety Management Concept 2008, and Heissenberger et al. 2008]. According to the concept the regular distance of monitoring cross sections was 10 m throughout LT31, if necessary this was reduced to 5 m. Readings had to be taken 20 m ahead and 30 m behind the face on a daily basis. In consideration of the distance between faces as shown in Fig. 7 an area of 100 m to 140 m in each section S, M, P, and W had to be monitored by means of displacement measurements. Additionally measurements had to be taken during construction of all emergency shafts and galleries as well as the adjacent areas of the main tunnel. Since LT31 lays nearly completely under the live railway and other intra-urban infrastructure a lot of surface surveying points had to be monitored. It would go too far to describe all the monitoring in detail. This article highlights some special features. Further information on geotechnical monitoring can be taken from Moritz et al. (2008).

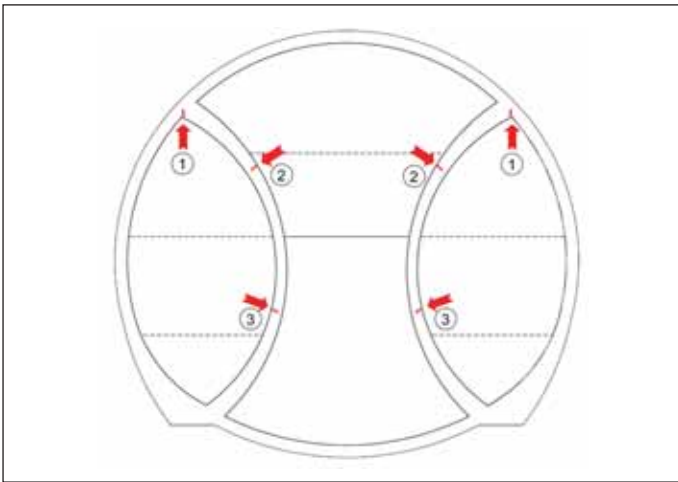
## CRACKS IN THE SHOTCRETE LINING

Cracks were detected for the first time in section W between Chainage (Ch.) 50 and 60 at the inner walls of both side wall drifts. The horizontal cracks occurred at the intrados approximately 0.5 m to 1.0 m above the intersection bench / invert (Fig. 9). The ring closure of the total cross section including dismantling of the inner walls of the side wall drifts was completed up to Ch. 50, i.e. the cracks ran in the remaining inner walls in the direction of the face. The opening width of the cracks was up to several millimeters in some areas. From the experience of former projects (e.g. Eggetunnel, railway line Kassel-Dortmund) a development of cracks had been expected, but at the extrados in the area of the crown. The location and the extent of the cracks were therefore irritating at first. With respect to the sensitive urban area a detailed investigation was done [Joint Venture LT31 2007].

To check the integrity of the shotcrete lining three cores were taken out of the inner walls of section W, Ch. 52 to 54, shown in Fig. 10. The cores had a diameter of 160 mm and a length of 37 cm to 42 cm. Only with specimen No 3 the shotcrete lining was drilled through, i.e. the overall thickness of the

inner walls was comfortably greater than the required 30 cm. Specimen No 1 and No 2 were broken at the construction joint between the first and second layer of shotcrete; upon this fact the manufacturing of the second layer of shotcrete was improved immediately. Specimen No 3 got jammed in the bore-barrel and had to be drilled out. This is why it is broken a couple of times. Nevertheless, the original crack of this specimen could still be identified. The straight trace and the opening of the cracks towards the intrados indicate flexural tension as the most possible cause of all cracks.

The monitoring data confirmed the optical impression. During excavation of the side wall drifts the most significant displacement was a convergence between monitoring points 10 and 4, and 11 and 5 in the crown of the side wall drifts. During excavation of the following Kern1 the direction of the displacements changed in crown-points 10 and 11 resulting in a clear divergence developing between points 10 and 4, and 11 and 5 (Fig. 11). The explanation is quite clear: With the excavation of Kern1 the bedding of the inner walls of the side wall drifts was taken away; and the inner walls moved in the freshly excavated open space. This behavior – although not in this magnitude – was well known from previous projects as mentioned above, only the expected cracks at the extrados around points 10 and 11 could not be found. Instead cracks at the intrados developed (as shown



Obr. 14 Systém trhlin ve všech bočních štolách  
Fig. 14 Crack pattern, all side wall drifts

znaménko) na tahové (kladné znaménko), což vede k trhlinám. Index intenzity napětí po vytvoření trhlin ukazuje tahové napětí pouze kolem 20 %. Stupeň bezpečnosti proti porušení ( $\eta = 100\%$ ) byl stále kolem 5. To dávalo jistotu, že tunel je ve velmi stabilním stavu.

Ze znalosti indexu intenzity napětí bylo možné učinit další závěr. V důsledku trhlin a nízké úrovně napětí na vnitřní stěně se většina napětí přerozdělila do vnějších stěn bočních štol. Tento účinek se považoval za žádoucí z pohledu budoucího bourání vnitřních stěn. Demolice byly bezpečnější a snadnější při odlehčených vnitřních stěnách. Z celkového pohledu byla tentokrát tvorba trhlin v ostění ze stříkaného betonu příznivá skutečnost.

Během dalších ražeb se vytvořilo jednotné schéma trhlin ve všech čtyřech úsecích W, P, M a S, jak je vidět na obr. 14. Přes jejich počty se všechny trhliny vytvořily ve stejné době. Všechny trhliny probíhají směrem k čelu výrubu, po celé délce vyraženého jádra 1. Tím se potvrdila zkušenost z dřívějších staveb, i když se očekávaly pouze trhliny na venkovním líci označené jako „2“. Ostatní, neočekávané trhliny na vnitřním líci označené jako „1“ a „3“ byly logickým důsledkem deformací podle obr. 11 a 12. Kvůli nerovnému povrchu stříkaných betonů s množstvím nalepené zeminy bylo i pro bystré oči velmi těžké trhliny „2“ nalézt, což vedlo k dříve zmíněné iritaci.

## ZÁVĚR

Část tunelu Lainzer LT31 je příkladem toho, že při dokonalém projektu, vysoké kvalitě prací a důkladném geotechnickém monitoringu je možné metodou NRTM stavět i velké mělce uložené tunely v zeminách pod citlivou městskou zástavbou.

Rozsáhlý monitoring potvrdil, že maximální způsobené sedání na železnici a na budovách zůstalo v očekávaných mezích. Také nerovnoměrné sedání budov zůstalo pod varovnými stavy. To, že ražba tunelu je v souladu s původním rozpočtem a harmonogramem výstavby, pravděpodobně bude znít oříčle. Část tunelu Lainzer LT31 je příkladem skutečnosti, že je možné postavit velký mělký tunel v zeminách pod citlivou městskou oblastí bezpečně, ekonomicky pomocí NRTM díky pečlivému projektu, vysoké kvalitě práce a podrobnému geotechnickému monitoringu. Další informace o tunelu Lainzer mohou být nalezeny na webových stránkách rakouských federálních železnic, odkaz je uveden v referencích.

DR.-ING. DIPL.-ING. ALFRED STAERK,  
alfred.staerk@bemo.co.at,

BETON- UND MONIERBAU Ges. m. b. H., Innsbruck

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

in Fig. 9). The reason was that points 10 and 11 showed a heave as well. These upward movements caused also an unexpected heave of approximately the same amount in the bench-points 12 and 13. Fig. 12 shows qualitatively how the points moved. The movement generated a negative bending moment around points 10 and 11 (tensile stress at the extrados), and a positive bending moment / elongation around points 12 and 13. The shotcrete was at this time some weeks old and already hardened. Stress redistribution inside the shotcrete e.g. due to creeping effects was negligible. The movements therefore caused immediately an increase of stress inside the shotcrete which was made visible by the cracks.

This was confirmed by the stress-intensity-index. The stress-intensity-index  $\eta$  is defined as the ratio of the existing stress and the permissible stress at a certain point in time. If the stress-intensity-index is 100 %, the ultimate strength of the material has been reached. The stress intensity index is calculated daily on the basis of the displacement measurement with respect to the time-dependent stress-strain behaviour of the shotcrete [Rokahr and Zachow 1997]. With the stress intensity index the actual stress state can be determined in real time, so that no more uncertainties about the residual bearing capacity due to increasing displacements exist.

Fig. 13 shows the development of the stress-intensity-index in the inner wall of the right hand side wall drift at Chainage 60 (see marking in Fig. 13 between points 13-11-15). With the face of Kern1 passing the monitoring cross section at Chainage 60, the stress changes from compressive stress (negative sign) to tensile stress (positive sign) leads to the cracks. The stress intensity index shows tensile stress of only about 20 % after the development of the cracks. The safety factor against failure ( $\eta = 100\%$ ) was still around 5. This gave the certainty that the tunnel was in a very stable situation.

With the knowledge of the stress intensity index another conclusion could be made: Due to the cracks and the low stress level in the inner wall most of the load had been redistributed into the outer walls of the side wall drifts. This effect was considered desirable with respect to the later demolition of the inner walls. Demolition was safer and easier with unloaded inner walls. Altogether the development of cracks in the shotcrete lining was a good thing this time.

During further excavation a uniform crack pattern developed in all four sections W, P, M, and S as shown in Fig. 14. Despite the numbering all cracks occurred at the same time. All cracks ran towards the face over the complete length of the excavated Kern1. This confirmed the experience from earlier projects, although only the cracks at the extrados, marked with '2', had been expected. But the other unexpected cracks at the intrados, marked with '1' and '3' were a logical consequence of the displacements according to Fig. 11 and 12. Due to the rough surface of the shotcrete with lots of soil sticking on it the expected cracks '2' were very hard to detect even for keen eyes, leading to the previous mentioned irritation.

## CONCLUSION

The extensive monitoring proved that the maximum induced settlement at the railway and at the buildings above stayed within expected limits, also inclination of buildings remained below any trigger level. It sounds probably well-worn, but it is a fact that the tunnel excavation is within time and budget. The Lainzer Tunnel LT31 is an example that it is possible to build big shallow tunnels in soft ground beneath a sensitive urban area safely and economically using NATM; thanks to the thorough design, high quality of performance and dense geotechnical monitoring.

For further information on the whole Lainzer Tunnel project the reader is referred to the website of the Federal Austrian Railroad, the link is given in the references.

DR.-ING. DIPL.-ING. ALFRED STAERK,  
alfred.staerk@bemo.co.at,  
BETON- UND MONIERBAU Ges. m. b. H., Innsbruck

## LITERATURA / REFERENCES

- JV LT31 „Maxing“ (2007). Bericht zur Rissbildung in den Ulmenstollen, Bauteile P und W. Zpráva ze stavby, nepublikováno. Vídeň.
- Heissenberger, R., Lackner, J., Koch, D. (2008). Implementierung des Sicherheitsmanagements in die Planung und Bauüberwachung am Beispiel des Lainzer Tunnels Baulos LT31 Maxing. Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), sešit 3, strana 172-181. Ernst & Sohn Verlag, Berlín.
- Moritz, B., Matt, R., Graf, F., Brandtner, M. (2008). Zdokonalené metody pozorování pro náročné tunelové stavby – zkušenosti s použitím inovačních metod monitoringu na tunelu LT31. Geomechanik und Tunnelbau 1, sešit 5, strana 466-476.
- Rokahr, R., Zachow, R. (1997). Nová metoda monitoringu indexu intenzity napětí v ostění ze stříkaných betonů založená na každodenním sledování. Felsbau 15 (6), str. 430-434.
- Stärk, A. (2008). Wien LT31: 3 km Ulmenstollenvortrieb im Herzen von Wien. Innsbrucker Bautage 2009. Sborník z konference v rakouském Innsbrucku 29. a 30. ledna 2009, str. 231-244.
- websites: www.oebb.at/bau/de/Servicebox/News\_und\_Services/Printprodukte/02\_Projektbroschueren/2008\_12\_RZ\_F\_Lainzer\_Tunnel.pdf (English brochure). www.argelt31.at (German only).

# INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY V TRASÁCH PROJEKTOVANÝCH DIALNIČNÝCH TUNELOV ROJKOV, HAVRAN A ČEBRAŤ

## ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS ALONG THE ROUTES OF NEWLY DESIGNED MOTORWAY TUNNELS: ROJKOV, HAVRAN AND ČEBRAŤ

MILOSLAV KOPECKÝ, MARTIN ONDRAŠÍK

### 1. ÚVOD

V súčasnosti sa na Slovensku pripravuje výstavba diaľnic a rýchlostných ciest prostredníctvom PPP (Public Private Partnership) projektov. K najdôležitejším z pripravovaných balíkov patrí trasa diaľnice D1 rozdelená na 5 úsekov s ich celkovou dĺžkou 75,04 km. Ekonomicky a technicky najnáročnejšie sú úseky Turany–Hubová a Hubová–Ivachnová (spolu 28,8 km), kde sa plánujú realizovať 3 tunely (tab. 1 a obr. 1).

Tab. 1 Základná charakteristika tunelov

Tunel	Priemerná dĺžka tunelových rúr	Maximálna výška nadložja
Rojkov	1 777 m	175 m
Havran	2 825 m	400 m
Čebrať	2 018 m	400 m

Prvým bude tunel Rojkov, ktorý je trasovaný južne až juhovýchodne od obce Rojkov pod kótou Kopa 1187,2 m n. m. a severne od masívu Korbelky (Veľká Fatra). Zo západného portálu tunela Rojkov sa diaľničným mostom ponad rieku Váh prechádza do východného portálu nasledujúceho tunela Havran. Tunel prekonáva predovšetkým morfológický chrbát „Havrana“ medzi obcami Stankovany a Švošov. Na úseku D1 Hubová–Ivachnová je naprojektovaný tunel Čebrať, ktorý prekonáva eleváciu Čebrať (1054 m n. m.), tvoriacu južný výbežok Chočského pohoria nad mestom Ružomberok.

### 2. GEOLOGICKÁ – TEKTONICKÁ STAVBA ÚZEMIA

Poznatky o geologickej stavbe v predmetnom území vychádzajú predovšetkým z prác realizovaných v rámci inžinierskogeologických prieskumov (Fussgänger a kol., 2006 a 2007, Matejček, 2007 a Grenčíková a kol., 2008) a im predchádzajúcich štúdií (Ondrášik a kol.,

### 1. INTRODUCTION

Motorway and fast highway Public Private Partnership (PPP) projects are currently under preparation in Slovakia. Among the most important packages being prepared there is the D1 motorway route, which is divided into 5 sections at a total length of 75.04 km. In terms of economy and technique the most difficult are the Turany–Hubová and Hubová–Ivachnová sections (together 28.8 km), where 3 tunnels are planned for construction (Table 1 and Fig. 1).

Table 1 Basic characteristics of the tunnels

Tunnel	Average length of tunnel tubes	Maximum overburden height
Rojkov	1777m	175m
Havran	2825m	400m
Čebrať	2018m	400m

The Rojkov tunnel will be built first. Its alignment runs south-east of the village of Rojkov, under the Kopa mountain elevation of 1187.2m a.s.l. and north of the Korbelka massif (the Large Fatra Mountain Range). Behind the western portal of the Rojkov tunnel, the route crosses the Váh River on a motorway bridge and passes to the eastern portal of the following tunnel, the Havran. The tunnel overcomes above all the Havran morphological ridge between the villages of Stankovany and Švošov. The Čebrať tunnel will be built within the Hubová–Ivachnová section of the D1 motorway. The tunnel overcomes Čebrať mountain (1054 m a.s.l.), which forms a southern spur of the Choč mountain range above the city of Ružomberok.

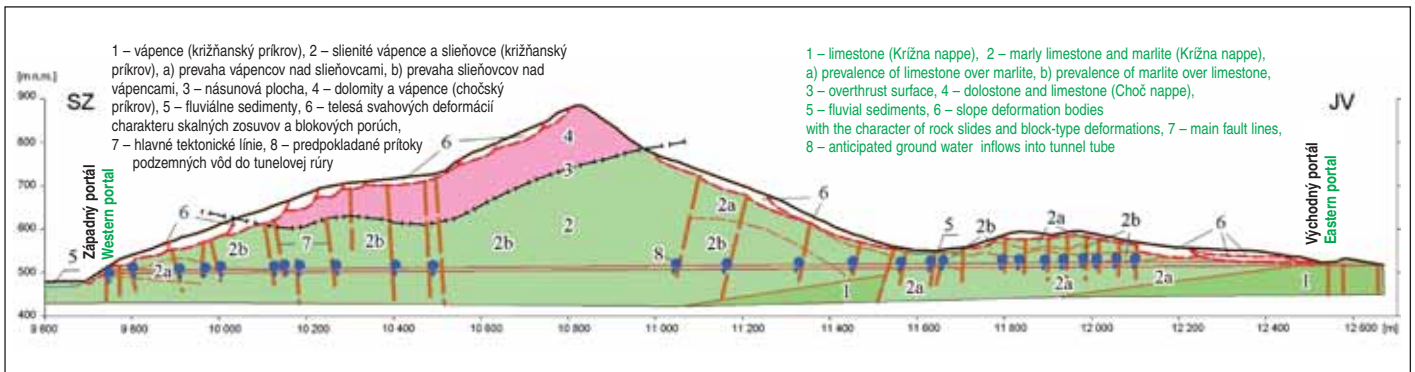
### 2. GEOLOGICAL-TECTONIC STRUCTURE OF THE AREA

The knowledge of the geological structure of the given area is based, above all, on works carried out within the framework of engineering-geological surveys (Fussgänger et al., 2006 and 2007, Matejček, 2007 and Grenčíková et al., 2008) and preceding studies (Ondrášik et al., 1996, Malgot-Baliak, 1997). In principle, the geological structure along the alignment of the tunnels being assessed is uniform. It mainly consists of rock complexes of Mesozoic fault systems of Fatricum and Hronicum, which are overlain by a Quaternary cover:

a) The **Fatricum-Križna fault system** forms mainly lower parts of the rock massif. It is represented by rock complexes ranging from the Upper Jurassic to the Lower Cretaceous. All of the above-mentioned three tunnels will be driven through this system. The largest area of the Fatricum Group (the Križna nappe) is occupied by the Cretaceous Mraznica Member (Neocomian age), which is represented in the rock mass by marly limestone and marlite. Upward, toward the cover, they pass



Obr. 1 Situovanie jednotlivých tunelov na trase diaľnice D1  
Fig. 1 Locations of individual tunnels on the D1 motorway route



Obr. 2 Schematický inžinierskogeologický profil tunelom Havran (podľa Grenčíková a kol., 2008)

Fig. 2 Schematic engineering geological cross-section through the Havran tunnel (according to Grenčíková et al., 2008)

1996, Malgot-Baliak, 1997). Geologická stavba v trase hodnotených tunelov je v princípe rovnaká. Podieľajú sa na nej prevažne horninové komplexy mezozoických tektonických jednotiek fatrika, hronika, na ktorých sú pokryvné útvary kvartéru:

a) **Fatrikum – križňanská tektonická jednotka** – tvorí prevažne spodné časti horského masívu. Je zastúpená komplexmi hornín v rozpätí vrchná jura – spodná krieda a budú v nej razené všetky tri spomínané tunely. Plošne najrozšírenejším súvrstvom fatrika (križňanského príkrovu) je mráznické súvrstvie kriedy (neokómskeho veku), ktoré je v horninovom masíve zastúpené slieňovými vápencami a slieňovcami. Smerom do nadložia prechádzajú do bridličnatých slieňovcov s vložkami vápnitých bridlič. Mocnosť mráznického súvrstvia je okolo 300 m a má výraznú tektonickú deformáciu (Gross, 1993). Najvyššiu (najmladšiu) časť križňanského príkrovu tvoria tzv. porubské vrstvy, kde sa striedajú vápnité flocce, prachovce s jemnozrnnými vápnitými pieskvcami (flyšový charakter);

b) **Hronikum – chočská tektonická jednotka**, buduje vrcholové polohy masívov mimo dosahu tunelových rúr (nad nimi). Uvedená jednotka je nasunutá na predtým spomínanú križňanskú tektonickú jednotku. V oblasti tunela Rojkov sú sedimenty hronika (chočského príkrovu) reprezentované predovšetkým dolomitmi, v oblasti tunela Havran (obr. 2) sú to dolomity, dolomitické vápence až vápence a v trase tunela Čebrať majú prevahu vápence nad dolomitmi (obr. 3);

c) **Kvartérne sedimenty** sú na území koridoru tunelov (portály a úseky s nízkym nadložíom) zastúpené nasledovnými, genetickými typmi sedimentov:

- deluviálne sedimenty, ktoré pokrývajú mezozoické komplexy hornín mimo oblastí s rozvinutými zosuvnými delúviami,
- zosuvné delúvia, sú vyvinuté z deluviálnych sedimentov v zosuvných územiach. Zaraďujú sa sem aj bloky skalných a poloskalných hornín s charakterom plazenia a zosúvania sa po podložných horninách flyšoidného charakteru,
- proluviaálne sedimenty reprezentujú uloženie horských tokov v úzkych údoliach a pri vyústení horských údolí,
- fluviaálne sedimenty sú vyvinuté ako akumulčné výplne údolí riek a ich výraznejších prítokov. Terasové sedimenty sú v úseku tunelov zastúpené iba eróznymi zvyškami terasových stupňov,
- organo-chemogénne sedimenty (travertíny) vznikli v oblasti výverov mineralizovaných vôd, resp. vôd s voľným oxidom uhličitým ( $\text{CO}_2$ ).

to shaly marlite with calcareous shale interbeds. The Mráznica Member is about 300m thick. It is significantly deformed by faulting (Gross, 1993). The highest (youngest) part of the Križna nappe consists of the Poruba Member, where calcareous claystone and siltstone alternate with fine-grained calcareous sandstone (the flysch character).

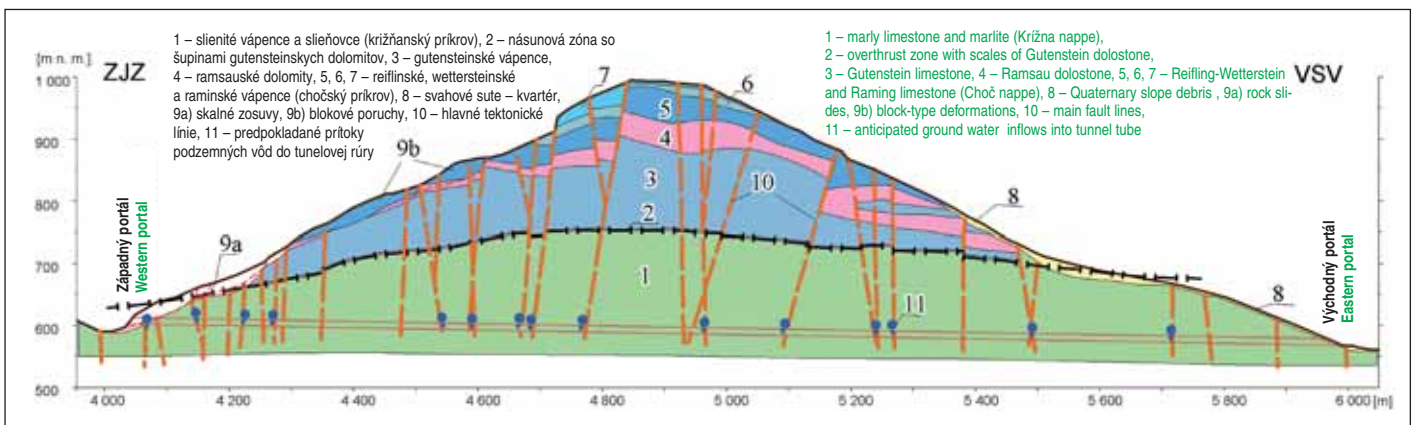
b) **The Hronicum – Choč fault system** forms summit parts of the mountains, which are beyond the reach of the tunnel tubes (they are above them). This system is thrust over the previously mentioned Križna fault system. In the Rojkov tunnel area, the Hronicum sediments (the Choč nappe) are represented first of all by dolostones, while dolostones and dolomitic limestone to limestone are found in the area of the Havran tunnel (see Fig. 2). Limestone prevails over dolostones in the Čebrať tunnel area (see Fig. 3).

c) In the area of the corridor containing the tunnels (portals and low overburden sections), there are **Quaternary sediments**, which are represented by the following genetic types of sediments:

- deluvial sediments overlaying Mesozoic rock complexes outside well developed deluvial slide areas,
- sliding deluvia which developed from deluvial sediments in sliding-prone areas. Blocks of hard rock and semi-hard rock with the character of creeping and sliding on underlying flyschoid rock are also placed into this category,
- proluvial sediments representing deposits of mountain streams in narrow valleys and at mouths of mountain valleys,
- fluvial sediments which developed as accumulation fills of valleys of rivers and more significant tributaries. River terrace sediments within the tunnel sections are represented only by erosion remnants of terrace scarps.
- organic-chemogene sediments (travertine) originated in the area with mineralised water springs or water containing free carbon dioxide ( $\text{CO}_2$ ).

In terms of the faulting, the following features are important for the development of the area of operations and disturbance of the rock environment:

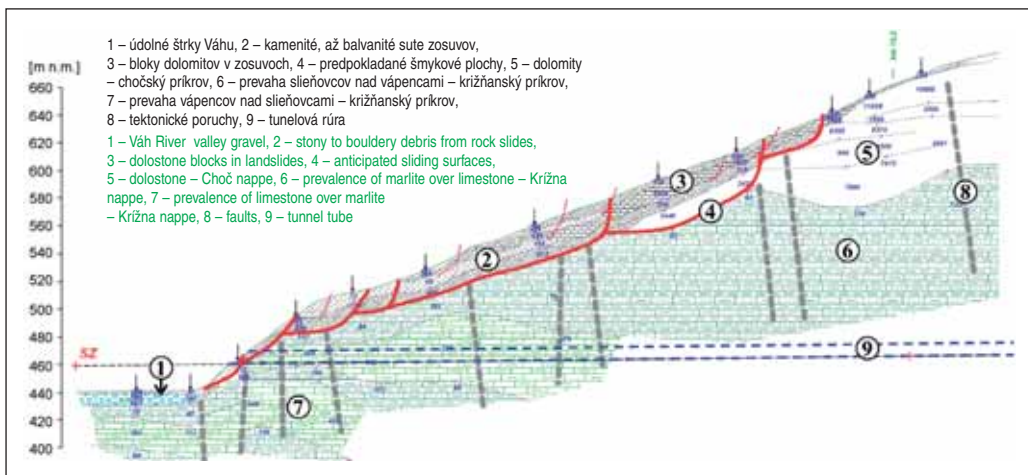
- regional-category faults, which created conditions for the area to break into separate fault blocks. These faults conditioned the development of a syncline-shaped Mesozoic depression between Ružomberok and Krpelany, where the Váh River developed its valley (Ondrášik, 1987),



Obr. 3 Schematický inžinierskogeologický profil tunelom Čebrať (podľa Fugšinger, 2006)

Fig. 3 Schematic engineering geological cross-section through the Čebrať tunnel (according to Fugšinger, 2006)





Obr. 4 Svahové deformácie na západnom portáli tunela Havran (zostavené podľa geofyzikálnych meraní firmy Geopas, Žilina, Grenčíková, 2008)

Fig. 4 Slope deformations at the western portal of the Havran tunnel (plotted according to geophysical measurements by Geopas, Žilina, Grenčíková, 2008)

Z tektonického hľadiska sú pre vývoj záujmového územia a porušenie horninového prostredia dôležité:

- zlomy regionálnej kategórie, ktoré podmienili rozpad územia na samostatné tektonické bloky. Tieto zlomy podmienili vznik depresie so synklinálnym priebehom mezozoika medzi Ružomberkom a Krpeľanmi, v ktorom založil svoje údolie Váh (Ondrášik, 1987),
- zlomy nižších kategórií, vrátane zlomov v zónach rozvolnenia v odľučnej oblasti gravitačných deformácií, v ktorých došlo k oslabeniu väzieb v horninách,
- násunová zóna, pozdĺž ktorej sa jednotky chočského príkrovu presunuli na horninový masív križňanského príkrovu.

### 3. INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMIENKY PRE RAZENIE TUNELOV

V území s tak komplikovanou geologicko-tektonickou stavbou je nutné očakávať problémy pri realizácii tunelových stavieb. Budú sa týkať predovšetkým nestability územia v miestach portálov, v tunelovej rúre môžeme očakávať značnú nehomogenitu horninového prostredia odrážajúcu premenlivú litológiu a značné tektonické porušenie a z toho vyplývajúce komplikované hydrogeologické pomery.

#### 3.1 Stabilita portálov tunelov

Ako bolo konštatované geologicko-tektonická stavba, kde sa na plastickom súvrství križňanského príkrovu nachádzajú pomerne rigidné horniny chočského príkrovu za spolupôsobenia tektonických pohybov a erózie Váhu, vytvorila veľmi vhodné podmienky pre rozvoj hlbokých blokových svahových deformácií. Odrhnuté okrajové bloky vápencovo-dolomitického komplexu chočského príkrovu sa tu zabárajú do podložných slieňovcov križňanského príkrovu a sú vytláčané po svahu do nižších polôh. Hrúbka blokových deformácií môže dosahovať až do 30 metrov a ich aktivita bola viazaná predovšetkým na obdobie, keď sa Váh zarezával do horninového podložia (bočná a hĺbková erózia). V predpolí blokových deformácií sa hromadia svahové sedimenty, ktoré sú náchylné na zosúvanie. Zosuvy, ktorých akumulácie siahajú až do údolnej nivy, sú stabilizované (drénované) štrkovými náplavmi Váhu. Aktivizované môžu však byť predovšetkým vzostupom hladín podzemných vôd pri extrémnych klimatických podmienkach, prípadne neuváženým antropogénnym zásahom, akým je napr. realizácia výkopov pre portály tunelov.

Z uvedeného vyplýva, že je takmer nemožné v uvedenom území situovať portály mimo svahových deformácií, čo sa napokon podarilo iba v prípade východného portálu tunela Čebrať.

#### Tunel Rojkov

Zo všetkých portálov najnáročnejšie bude zabezpečenie stability západného portálu tunela Rojkov, pretože hlbký tunel a aj úvodná časť razeného tunela prechádzajú pozdĺžne akumuláciami svahových deformácií s hrúbkou cez 20 m (zosuvy kombinované s blokmi slieňovcov). V úseku hlbkého tunela (dĺžka 80–87 m) by mal byť zrealizovaný výkop hĺbky cez 25 m, pričom dôjde k podrezaniu rozsiahlej blokovej deformácie siahajúcej cca 250 m vyššie do svahu od hrany výkopu. V súčasnosti svahové deformácie v okolí západného portálu nepreukazujú výraznú aktivitu, čo pravdepodobne vyplýva aj z toho, že najspodnejšie bloky svahových deformácií, ktoré boli nasunuté až na štrky nivy, sa nachádzajú pod jej úrovňou a predstavujú prirodzenú oporu vyššie

- lower-category faults including faults in loosening zones existing within root areas of gravity deformations, where the bonds in rock mass were weakened,
- the overthrust zone along which the units of the Choč nappe were shifted over the Krížna nappe.

### 3. ENGINEERING-GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS FOR TUNNEL EXCAVATION

It must be expected that problems will be encountered while constructing tunnels within the area featuring so complicated geologically faulted structure. The problems will be associated above all with instability of the area at tunnel portals; inside tunnels, we can expect significant inhomogeneity of the ground environment resulting from variable lithology and

significant faulting and complicated hydrogeological conditions following from these conditions.

#### 3.1 Stability of tunnel portals

As mentioned above, the geological-tectonic structure featuring the relatively rigid Choč Member rocks overlaying the plastic layers of the Krížna nappe, together with the action of tectonic movements and the Váh River erosion, created very suitable conditions for the development of deep **block-type slope deformations**. Sheared-off boundary blocks of the calcareous-dolomitic Choč nappe sink in the underlying marlites of the Krížna nappe and are pushed down the slope to lower elevations. The thickness of the block-type deformations may reach up to 30 metres. Their activity was associated above all with the period during which the Váh River was cutting into the bedrock (sideway erosion and vertical erosion). Slide-prone slope sediments are accumulated in the area, in advance of the block-type deformations. The slides the accumulations of which reach down to the flood plain, are stabilised (drained) through the Váh River gravel deposits. Although, the slides can be activated first of all by the increasing level of the water table during extreme climatic conditions or as a result of ill-considered anthropogenic intervention, such as excavation in front of tunnel portals.

It follows from the above text that it is nearly impossible in the given area to locate tunnel portals outside slope deformations. The only success was achieved in the case of the eastern portal of the Čebrať tunnel.

#### The Rojkov tunnel

Of all the portals the most difficult task will be to secure the stability of the **western portal of the Rojkov tunnel** because the cut-and-cover tunnel and the initial section of the mined tunnel run longitudinally through over 20m high accumulations of slope deformations (slides combined with blocks of marlite). Over 25m long excavation should be carried out in the cut-and-cover tunnel section (80m – 87m long). During this operation an extensive block-type deformation, reaching about 250m up the hill from the excavation edge, will be undercut. At the moment slope deformations in the vicinity of the western portal do not manifest any activity, which is probably owing to the fact that the lowest blocks of slope deformations, which were thrust on the gravels filling the flood plain, are found under its level and provide natural support to the higher located blocks. It is necessary to make allowance for static excavation support and installation of horizontal drainage boreholes.

The eastern portal of the Rojkov tunnel is expected to be constructed within a stable slide block. We assume that the construction of the cut-and-cover section of the tunnel will not significantly affect its stability. Nevertheless, the excavation pit for the mined portal will have to be stabilised since it extends into potential landslides, which are found above the slopes of the trench.

#### The Havran tunnel

Both portals of the Havran tunnel are also located in slope deformations. Stability problems resulting from the significant slope deformations which might be activated by an extensive and insensible activity can be expected above all in the locations designed for the **western portal**. The

položeným blokom. Je nutné tu počítať so statickým zabezpečením výkopu a s realizáciou horizontálnych odvodňovacích vrtov.

**Východný portál tunela Rojkov** by mal byť situovaný v stabilnom zosuvnom bloku. Predpokladáme, že samotná realizácia hlbenej časti tunela v ňom nebude mať podstatný vplyv na jeho stabilitu. Bude však potrebné stabilizovať výkop pre razený portál, pretože zasahuje do potenciálnych zosuvov nachádzajúcich sa nad svahmi výkopu.

### Tunel Havran

Aj obidva portály tunela Havran sú situované v svahových deformáciách. Stabilné problémy možno očakávať predovšetkým v miestach projektovaného **západného portálu** v dôsledku výrazných svahových deformácií, ktoré by mohli byť pri rozsiahlom a necitlivom zásahu čiastočne aktivizované. Cca 90 m nad tunelovou rúrou sa predpokladá výskyt násunovej zóny križňanského a chočského príkrovu. Uvedená zóna umožnila vývoj mohutných blokových deformácií hrúbky do 30 m, kde sa po plastických slietňovcoch pohybovali sute a rozbité bloky dolomitických hornín. Podľa interpretácie geofyzikálnych meraní sa hlavná báza zosuvných delúvií pohybuje vo výške okolo 485 m n. m. (obr. 4). Uvedená úroveň zodpovedá báze terasy, ktorá je cca v úseku 150–300 m pred východným portálom prekrytá mohutným skalným zosuvom. Z uvedeného vyplýva, že na uvedenú eróziu bázu Váhu je viazaný významný výskyt svahových deformácií. Na západnom portáli treba počítať s nutnosťou náročných technických stabilizačných opatrení (typu kotvených stien a zárubných múrov).

**Východný portál tunela Havran** je situovaný na okraji rozsiahleho stabilizovaného skalného zosuvu. Stabilizačné opatrenia budú viazané predovšetkým na samotný portál, ohrozenie stability celého zosuvného územia sa tu nepredpokladá.

### Tunel Čebrať

**Západný portál tunela Čebrať** je takisto situovaný v blokovej deformácii, kde zosuvnuté kamenité, balvanité materiály ako aj väčšie bloky hornín s predpokladaným výskytom podzemnej vody vytekajúcej z násunovej zóny, vytvárajú veľmi nepriaznivé podmienky pre realizáciu portálu tunela. Preto bol západný portál presunutý o cca 70 m južnejšie (obr. 5), kde sú vyvinuté zosuvy menšej dĺžky a hrúbky (namiesto 26 m iba 7 m). Vlastný portál musí byť osadený pod zosuvnými delúviami v slietňovcoch, pričom výstavbe portálu musí predchádzať stabilizácia zosuvného územia, a to kotveným železobetónovým roštom a odvodnením pomocou subhorizontálnych vrtov (Fussgänger, 2007). Presunutím portálu oproti pôvodnému situovaniu došlo k predĺženiu oboch tunelových rúr a k zmenšeniu ich pozdĺžneho sklonu.

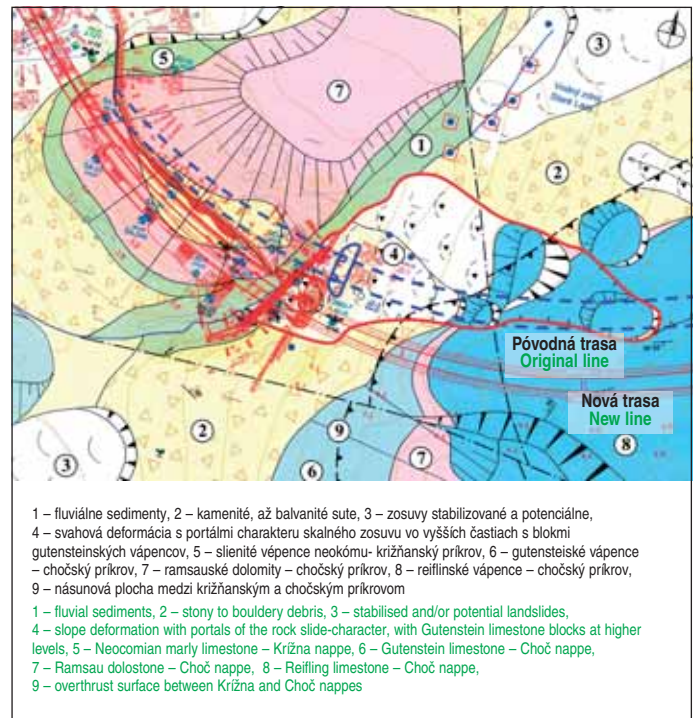
### 3.2 Inžinierskogeologické pomery masívu v okolí tunelov

Všetky tri hodnotené tunely sa budú raziť v prostredí mezozoických hornín križňanského príkrovu, a preto môžeme podať spoločné hodnotenie charakteru masívu. V horninovom masíve sú z litologického hľadiska zastúpené predovšetkým slienité vápence a slietňovce, menej slienité bridlice, pieskovce a vápnité fľovce. **Slienité vápence** sú prevažne svetlosivé s odtieňmi do hnedá, zelena i žltá, zriedkavo bývajú tmavosivé. Sú vždy slienité, prevažne doskovité, menej až lavicovité (Ondrášik a kol., 1996). **Slietňovce** bývajú tmavosivé s odtieňmi do hnedá, menej často svetlejšie, niekedy škvrnité, s nerovnými vrstevnatými plochami. Často bývajú zvrásnené, s množstvom nepravidelných kalcitových žiliek, zhlukov a tektonických zrkadiel (obr. 6). **Slienité bridlice** tvoria polohy, ktorých hrúbka presahuje miestami až 200 cm. Vo vrchných partiách a v tektonických zónach sú uvedené horniny silne zvetrané a porušené a majú charakter až zemín.



Obr. 6 Pomerne zdravé slietňovce (vzorky z tunela Havran) s tektonickými zrkadlami a puklinami vyhojenými kalcitom

Fig. 6 Relatively sound marlites (samples from Havran tunnel) – slickensided, with fissures filled with calcite



Obr. 5 Svahové deformácie na západnom portáli tunela Čebrať (rozhodujúca má červený obrys – a nákrres jeho presunutia (podľa Fussgänger, 2007)

Fig. 5 Slope deformations at the western portal of the Čebrať tunnel (crucial deformation is outlined in red) and diagram of its shifting (according to Fussgänger, 2007)

Križna nappe and Choč nappe are expected to be found about 90m above the tunnel tube. The above-mentioned zone allowed the development of vast block-type deformations up to 30m high, where debris and broken blocks of dolomitic rocks moved on the surface of plastic marlites. According to the interpretation of geophysical measurements, the main base of the sliding deluvia fluctuates about the altitude of 485m a.s.l. (see Fig. 4). This level corresponds to the base of the terrace existing within the section 150-300m in front of the eastern portal, which is covered by a vast rock slide. It follows from the above description that significant occurrence of slope deformations is associated with the above-mentioned Váh River erosion base. At the western portal, the necessity for complicated stabilisation measures (anchored retaining walls and revetment walls) must be taken into consideration.

The eastern portal of the Havran tunnel is located at the edge of an extensive stabilised rock slide. The stabilisation measures will be focused above all on the portal itself; no threat to the stability of the entire slide area is expected.

### The Čebrať tunnel

The western portal of the Čebrať tunnel is also located within a block-type deformation, where stony and bouldery materials and larger rock blocks forming the slide, together with ground water flowing from the overthrust zone, create very unfavourable conditions for the tunnel portal construction. This is why the western portal was moved about 70m south (see Fig. 5), where shorter and thinner landslides developed (only 7m thick instead of 26m). The portal itself must be founded under the slide deluvia, in marlites. The portal construction must be preceded by stabilisation of the slide area by a reinforced concrete anchoring grate and by installation of drainage using sub-horizontal boreholes (Fussgänger, 2007). As a result of the shifting of the portal from the original location, the length of both tunnel tubes increased and the longitudinal gradient decreased.

### 3.2 Engineering-geological conditions in the rock mass surrounding the tunnels

All 3 assessed tunnels will be driven through an environment formed by Mesozoic Križna overthrust rocks, therefore we can present a common assessment of the rock mass character. From the lithological point of view, the rock mass is composed above all of marly limestone and marlites, while the proportion of marly shales, sandstone and calcareous claystone is smaller. **Marly limestone** is mostly light-grey with shades of brown, green or yellow; dark-grey colour is rare. It is always

Z uvedeného vyplýva, že v celom dotknutom horninovom prostredí je zastúpenie litologických typov veľmi nerovnomerné, čo predstavuje horninový masív s **vysokým stupňom nerovnorodosti** (obr. 7), ktorý okrem premenlivej litológie ovplyvňuje ešte rôzna citlivosť na tektonické porušenie, zvetranie a prítomnosť podzemnej vody.

### Pevnosť hornín – skúšky PLT

Katedra geotechniky STU Bratislava (Kopecký et al., 2008) realizovala na vzorkách odobratých zo súvrstvia neokómu (tunel Havran – obr. 6) skúšky na rýchle stanovenie pevnosti hornín v bodovom zaťažení (Point load test – PLT). V tab. 2 sú uvedené hodnoty pevnosti hornín ( $\sigma_c$ ), ktorá bola určená výpočtom z upraveného indexu pevnosti  $I_{s(50)}$ .

Tab. 2 Hodnoty pevnosti v prostom tlaku hornín neokómskeho súvrstvia  $\sigma_c$  (zo skúšok PLT)

Vzorky hornín	minimum	maximum	priemer
Všetky	9,50 MPa	85,30 MPa	39,30 MPa
Z oblastí tunelových rúr	11,30 MPa	83,20 MPa	41,81 MPa
Mimo oblastí tunelových rúr	9,50 MPa	85,30 MPa	37,09 MPa
Skúšané v smere vrstevnatosti	10,90 MPa	11,30 MPa	11,10 MPa

Z tabulky je zrejme, že v masíve skutočne pôjde o pomerne vysokú nerovnorodosť pevnosti, pričom v smere vrstevnatosti je táto výrazne nižšia (prevažne smer razenia).

### Vplyv násunovej plochy

Okrem zlomových porúch má na porušenie horninového masívu výrazný vplyv predovšetkým násun chočského príkrovu na horninový masív križňanského príkrovu. Násun je reprezentovaný niekoľko desiatok metrov mocnou zónou výrazného porušenia hornín, najmä podložných slieňovcových komplexov kriedy križňanského príkrovu. V dôsledku násunu niektorí autori popisujú aj opakovanie vrstevnatosti, zvrásnenie, ale najmä výrazné mechanické porušenie v priľahlej zóne masívu. Najmä vyššie vrstvy križňanského príkrovu v podloží presunutého chočského príkrovu sú často intenzívne zbrídlíčené a rozložené až na zeminy. Hrúbka takto porušených hornín dosahuje v masíve Havrana až 50 m. Násunová línia sa v oblasti tunela Rojkov predpokladá na úrovni 625–650 m n. m. (Matejček, 2007), čo je pomerne vysoko nad tunelovou rúrou. Najbližšie k tunelovej rúre je násunová línia na západných portáloch tunelov Havran a Čebrať – cca 100, resp. 50 m nad ňou (obr. 2 a 3). Násunová línia v trase tunela Čebrať má podľa geofyzikálnych meraní mierne antiklinálny charakter (Fussgänger, 2007) – nachádza sa vo výške cca od 660 m n. m. na západe, v strednej vrcholovej časti od 755 m n. m. a na východe od cca 705 m n. m. (obr. 3). Naopak u tunela Havran je to skôr synklinálny tvar násunovej plochy.

### Triedy razenia

Z uvedených údajov možno konštatovať, že najhoršie podmienky pre razenie treba očakávať v portálových a priportálových oblastiach všetkých tunelov, kde treba zabezpečiť stabilitu tunelovej rúry počas jej razenia a súčasne aj stabilitu zosuvných svahov. Na západných portáloch tunelov Havran a Čebrať je porušenosť masívu zvýraznená blízkosťou násunovej plochy. V týchto úsekoch môžeme masív z hľadiska razenia zaradiť do technologickej triedy NRTM – 5a. Hodnota QTS je vyjadrená parametrom < 30 bodov, zatriedenie masívu podľa ÖNORM – C3. S ohľadom na pravdepodobnú nestabilitu celého výrubu bude potrebné realizovať mikropilóty dáždnik a členený výrub s okamžitým zabezpečovaním čelby.

Podobne, alebo o niečo lepšie podmienky môžeme očakávať v úsekoch, kde bude trasa tunela prechádzať poruchovými zónami a tu predpokladáme technologicke triedu razenia 4–5a podľa NRTM. V najpriaznivejších úsekoch sa predpokladá razenie v technologickej triede NRTM 3–4 a iba ojedinele v triede 2. Podľa Fussgänger 2006 sa cca 12 % dĺžky severnej rúry tunela Čebrať bude raziť v triede NRTM 5a–5b, 39 % v triede 5a–4, 45 % v triede 3 a 4 % v triede 2.

### 3.3 Hydrogeologické pomery masívu

#### Hydrogeologické štruktúry

Ako vyplýva z geologicko-tektonickej stavby v záujmovom území sa vyskytujú dve absolútne odlišné hydrogeologické štruktúry:

a) **hydrogeologická štruktúra chočského príkrovu** – je tvorená vápencovo-dolomitickým komplexom hornín (puklinovo-krasová priepustnosť), kde sú priaznivé podmienky pre obeh i akumuláciu podzemných vôd. Podzemná voda z tohto komplexu buď voľne vyteká po obvode chočských príkrovových trosiek vo forme vrstevných a vrstevno-sutových vyvieraciek s výdatnosťou až niekoľko  $l \cdot s^{-1}$ , alebo v bazálnej časti (nad násunovou líniou) dotuje porušené uzavreté (poklesnuté alebo synklinálne)

marly, mostly tabular and less frequently platy (Ondrášek et al., 1996). **Marlites** are usually dark-grey with shades of brown, less frequently lighter, sometimes flecked, with undulated bedding planes. They are often folded, with a multitude of irregular calcite veins, clusters and slickensiding (see Fig. 6). **Marly shales** form layers locally up to 200cm thick. In upper parts and faulted zones, the above-mentioned rocks are heavily weathered and disturbed, having even the character of soils.

It follows from the above text that lithological types are represented in the entire rock environment surrounding the tunnels very irregularly, which means that the degree of the rock mass **heterogeneity is very high**. (see Fig. 7). The degree is, in addition, affected by varying sensitivity of the rock mass to tectonic faulting, weathering and presence of ground water.

### Rock strength – PLT tests

The Department of Geotechnics of the STU Bratislava (Kopecký et al., 2008) conducted point load tests (PLT) on samples taken from the Neocomian Member (the Havran tunnel – Fig. 6). PLTs are used for quick determination of rock strength. Table 2 presents the values of rock strength ( $\sigma_c$ ) which were determined by a calculation from a modified index of strength  $I_{s(50)}$ .

Table 2 Values of unconfined compressive strength of the Neocomian Member rocks  $\sigma_c$  (PLT tests)

Rock samples	Minimum	Maximum	Average
All	9.50 MPa	85.30 MPa	39.30 MPa
From tunnel tubes area	11.30 MPa	83.20 MPa	41.81 MPa
Outside tunnel tubes area	9.50 MPa	85.30 MPa	37.09 MPa
Testing in the direction of bedding	10.90 MPa	11.30 MPa	11.10 MPa

It is obvious from the table that the heterogeneity of the rock mass strength will really be high. The strength in the direction of bedding (which is mostly identical with the direction of excavation) is significantly lower.

### Influence of the overthrust surface

In addition to faulting, the disturbance of the rock mass is significantly affected above all by the shifting of the Choč nappe on top of the Krížna nappe. The overthrust is represented by a several metres high zone of seriously disturbed rock, most of all the underlying Cretaceous Krížna nappe marlite complexes. Some authors even describe repetition of beds, folding and, above all, significant mechanical disturbance within the adjacent rock mass zone, which result from the overthrust. The higher located members of the Krížna nappe lying under the Choč nappe are most of all intensely affected by cleavage and decomposed even to soil. The thickness of the ground disturbed in such the way reaches up to 50m in the Havran massif. The overthrust line in the Rojkov tunnel area is anticipated in the altitude of 625–650m a.s.l. (Matejček, 2007), which is relatively high above the tunnel tubes. The overthrust line is closest to the tunnel tubes at the western portals of the Havran and Čebrať tunnels, approximately 100m and 50m above, respectively (see Figures 2 and 3). According to the results of geophysical measurements, the overthrust line encountered within the Čebrať tunnel route has a slightly anticline character (Fussgänger, 2007). It is found at the altitude ranging from about 660m a.s.l. in the west, through about 755m a.s.l. in the middle (summit) section to about 705m a.s.l. in the east (see Fig. 3). On the contrary, the shape of the overthrust plane at the Havran tunnel is rather syncline.

### Excavation support classes

The above-mentioned data suggest that the worst excavation conditions must be expected in portal and pre-portal areas of all tunnels where the stability of tunnel tubes and stability of sliding slopes has to be secured during the excavation. The disturbance of the rock mass at the western portals of the Havran and Čebrať tunnels is emphasized by the nearness of the overthrust plane. In these sections, we can categorise the rock mass as NATM excavation support class 5a. The QTS value is expressed by a parameter < 30 points; class C3 was determined according to ÖNORM. With respect to the likelihood of instability of the entire excavated opening, it will be necessary to apply canopy tube pre-support and the excavation face will have to be divided into partial headings with immediate installation of the face support.



Obr. 7 Horninová nerovnorodosť odrážajúca premenlivú litológiu (vrt TR-4P – tunel Rojkov). V hĺbke 113–116 m prevládajú slienité bridlice miestami tektonicky porušené (charakter zeminy) a od 117 do 118 m p. t. slienité vápence (použitá fotodokumentácia zo správy Grenčíková a kol., 2008)

Fig. 7 Heterogeneity of ground types reflecting the variable lithology (borehole TR-4P – Rojkov tunnel). Locally faulted marly shales (character of soil) prevail at the depth of 113–116m; marly limestone prevails from the depth of 117 to 118m under surface (using photodocumentation from the report by Grenčíková et al., 2008)

subhorizontálne presunové i subvertikálne zlomové tektonické zóny, resp. aj vrchné viac zvetrané zóny podložného komplexu križňanského príkrovu. Predovšetkým v synklinálnych štruktúrach na báze chočských dolomitov sa môžu vytvárať lokálne nádrže podzemných vôd;

b) hydrogeologická štruktúra križňanského príkrovu – podložný kriedový komplex slienitých hornín neokómskeho súvrstvia križňanskej jednotky, v ktorom budú razené všetky tri tunely, sa okrem tektonických zón javí ako prevažne nepriepustný. Oproti nadložnému, zjavne priepustnému vápencovo-dolomitickému komplexu chočskej jednotky, tak plní funkciu izolátora. Výraznejšie zvodnenie v masíve križňanskej jednotky môže byť však zaznamenané na výraznejších tektonických zónach, ktoré sú priebežné z nadložnej chočskej tektonickej jednotky.

#### Odhadované prítoky do tunelov

Prítoky do tunela teda predpokladáme v portálových úsekoch, z bazálnych polôh kvartérnych sedimentov (vrstevné pramene) a v komplexe neokómu najmä v zónach priebežných, strmých a hlbokých zlomov, ktoré sú geneticky viazané na tektonický vývoj územia (zlomy Z-V až SZ-JV, S-J). Na takéto zlomy je viazaná aj napr. podzemná mineralizovaná voda, ktorá vystupuje na zlome v okolí Rojkova a Stankovian, kde vytvára pramenité sintre, travertínové kopy (rojkovská travertínová kopa – prírodná rezervácia). Takto vznikla aj kopa SV od Stankovian a málo výrazné kopy na úpätí pravostranných svahov, severne od portálu tunela Havran (Matejček, 2007). Vysoká pravdepodobnosť prítoku podzemnej vody do tunela je napr. v tuneli Havran, kde cca 600 m od západného portálu prechádza tunelom malofatranský zlom (tektonická porucha I. rádu). Prítok do tunelovej rúry je možné očakávať aj pod údolím Švošovského potoka (nízke nadložie), prípadne cca 200 m pred východným portálom tunela Havran, kde v nadloží tunelových rúr bola identifikovaná štrková terasa Váhu, na ktorej spočíva akumulácia zosuvu veľkého rozsahu.

Všeobecne by tieto prítoky do tunelových rúr v priemere nemali presiahnuť hodnotu 1–5 l.s<sup>-1</sup> (v prípade narazenia na statické zásoby to môže byť krátkodobou 2–3násobok uvedeného množstva).

Pri stavbe tunelov dôjde k ovplyvneniu niektorých súčasných zdrojov podzemných vôd, preto je nutné realizovať ich monitoring.

#### 4. ZHODNOTENIE VYŤAŽENÝCH HORNÍN Z TUNELA A ICH VYUŽITELNOSŤ

Vzhľadom k nepravidelnému a menšiemu výskytu slieňovcov oproti dominantným slienitým vápencom v neokómskom súvrství ako aj k technológii razenia tunelových rúr s delenou čelbou, sa nepočítá so selektívnym oddelením slieňovcov od slienitých vápencov. Preto vyťažená rúbanina bude mať prevládajúci charakter slienitých vápencov iba strednej pevnosti, pričom v zmysle STN 73 3035 bude vyhovovať kritériám pre kamenitú sypaninu z mäkkých skalných hornín ( $\sigma_c > 20$  MPa). Je treba však počítať s tým, že pri dlhšom vystavení atmosférickým vplyvom dochádza k ich rýchlemu zvetrávaniu a strate pevnosti.

V zmysle STN 72 1002 rúbanina po jej úprave drvením do požadovanej granulometrie bude podmienene vhodným materiálom pre použitie

Similar or slightly better conditions can be expected in the sections where the tunnel alignment will pass through fault zones. We assume that the NATM excavation support classes 4–5a will be encountered. NATM excavation support classes 3–4, exceptionally class 2 are anticipated for the most unfavourable sections. According to Fussgänger 2006, about 12% of the Čebrať tunnel length will be driven through NATM classes 5a–5b, 39% through classes 5a–4, 45% through class 3 and 4% through class 2.

#### 3.3 Hydrogeological conditions in the massif

##### Hydrogeological structures

It follows from the geological tectonic pattern that two absolutely different hydrogeological structures exist in the area of operations:

a) **The hydrogeological structure of the Choč nappe** is composed of a calcareous-dolomitic rock complex (fissure/karstic permeability), creating favourable conditions for circulation and accumulation of ground water. Within this area, ground water either flows out on the circumference of the Choč nappe debris in the form of contact springs or slope debris springs, yielding up to several l.s<sup>-1</sup>, or it flows in the basal part (above the overthrust line) and supplies with water the disturbed closed (down-dip or syncline) sub-horizontal thrust fault zones and sub-vertical fault zones or even upper, more weathered zones of the underlying complex of the Križna nappe. Local ground water aquifers may develop above all in syncline structures on the base of the Choč dolostones.

b) **The hydrogeological structure of the Križna nappe** – this underlying Cretaceous complex comprising marly rocks of the Neocomian Member of the Križna unit, through which all 3 tunnels will be driven, appears to be mostly impermeable, with the exception of tectonic zones. On the contrary to the overlying calcareous-dolomitic complex of the Choč unit, which is obviously permeable, it fulfils the function of an isolator. Nevertheless, more significant saturation with water may be encountered in the Križňany unit, within more significant tectonic zones running continuously from the overlying Choč dolostones.

##### Estimation of inflows into tunnels

We expect that ground water will flow into the tunnels in portal sections, from basal layers of Quaternary sediments (contact springs) and within the Neocomian complex, mainly in continuous, steep and deep fault zones, which are genetically bound to the tectonic history of the area (W-E to NW-SE faults). Ground water, even mineralised water, is bound to such faults. It rises along the fault in the vicinity of the villages of Rojkov and Stankovian, where it creates flowstone sinters and travertine mounds (the Nature Reserve of Rojkov Travertine Mound). The mound which is found north-east of Stankovian and several minor mounds on the base of right-side slopes north of the Havran tunnel portal also originated in this way (Matejček, 2007). High probability of ground water inflows into the tunnel exists, for example, in the Havran tunnel, where the Small Fatra Fault (a first-order tectonic disturbance) passes across the tunnel about 600m from the western portal. Inflows into the tunnel tube can also be expected under the Švošov Brook valley (low overburden) or about 200m before the eastern portal of the Havran tunnel, where a gravel terrace formed by the Váh River was identified, with extensive landslide accumulation lying on its surface.

In general, those inflows into tunnel tubes should not exceed a value of 1–5 l.s<sup>-1</sup> on average (in the case of tapping a static aquifer it may temporarily increase to 2–3 times the above-mentioned amount).

Monitoring of current ground water sources must be performed considering the fact that some of them will be affected during the construction of the tunnels.

#### 4. ASSESSMENT OF THE MUCK OBTAINED FROM THE TUNNEL AND POSSIBILITY TO USE IT

Because of the irregular, rather small occurrence of marlites in contrast to dominating marlite limestone in the Neocomian Member, and with respect to the sequential tunnel excavation technique, it is not expected that the marlites would be separated from the marly limestone. Therefore the muck will mostly have the character of medium strong marly limestone, while it will satisfy criteria for the riprap from weak rock defined by STN 73 3035 ( $\sigma_c > 20$  MPa). Although, it is necessary to take into account the fact that fast weathering and loss of strength takes place in case of exposing this material to atmospheric effects for a longer time.

In compliance with the STN 72 1002, after achieving required granulometry by means of crushing, the muck will become a conditionally suitable material for road embankments and partially even for road base layers. The muck will also be usable for various terrain finishing operations

do cestných násypov, čiastočne i do podkladných vrstiev cestných komunikácií. Rovnako bude rúbanina využiteľná aj pre rôzne terénne úpravy technicko-rekultivačného charakteru vyťažených zemníkov, lomov, vydobytých priestorov nerastných ložísk i skládok (ako inertný materiál) ako aj na zaplnenie rôznych terénnych nerovností a depresí, resp. na výmenu nevhodných zemín. Je nutné počítať s tým, že cca 20–30 % vyťaženého materiálu sa nebude dať využiť a bude musieť byť uložený na depóniu.

## 5. ZÁVER

Tunelové rúry tunelov Rojkov, Havran a Čebrať sú situované pod násuvnou plochou príkrovov, mimo jej dosahu. Všetky tunely budú razené v podobných geologických pomeroch, teda v pomerne „plastickom“ a heterogénnom prostredí križňanského príkrovu, ktoré je zastúpené súvrstvím slieňovcov a slienitých vápencov, prípadne slienitých bridlíc.

Aj napriek podobným geologickým pomeroch určité rozdiely v charaktere horninového prostredia všetkých tunelov budú vyplývať predovšetkým z rozdielneho stupňa jeho tektonického porušenia. Prítoky do tunelových rúr sa predpokladajú predovšetkým v portálových častiach z deluviálnych sedimentov a v komplexe slienitých hornín prevažne na významnejších tektonických líniiach. Na priebežné tektonické zlomy sú viazané napr. vývery prameňov nad Rojkovom, takisto aj v travertínovej kope (prírodná pamiatka). Prítoky do tunelovej rúry môžu následne vyvolať zmeny hydrogeologických pomerov v okolí zlomu a teda aj ovplyvniť režim prameňov. Z toho dôvodu je nutné počítať s monitorovaním prameňov a podzemných vôd pred výstavbou a počas nej. Takisto je potrebné monitorovať hladiny podzemných vôd vo vrtoch zabudovaných pre určenie možného ovplyvnenia Rojkovského rašeliniska (prírodná rezervácia). Tunely sa odporúčajú raziť vzostupným smerom, teda Rojkov a Havran od západu a Čebrať od východu za účelom plynulého odvádzania drénovanej vody.

Najproblematickejšie sa z hľadiska stability portálov javia predovšetkým západné portály všetkých troch tunelov, pričom rozhodujúcim bude zabezpečenie stability západného portálu tunela Rojkov.

Realizovaným podrobným inžinierskogeologickým prieskumom bolo zhotovených množstvo zabudovaných vrtoch pre monitoring horninového prostredia a podzemných vôd. Je nutné počítať s pokračujúcimi meraniami pred výstavbou a počas nej, aby sa mohlo monitorovať správanie horninového prostredia, a tak použiť čo najefektívnejšie postupy pre zabezpečenie stability objektov a horninového prostredia.

Záverom dodávame, že veľkým prínosom pre poznanie horninového masívu v takýchto geologických pomeroch by bolo dobre, keby sa podrobný inžinierskogeologický prieskum realizoval formou prieskumnej štôlne aspoň na jednom z 3 hodnotených tunelov. Komplexné poznatky z nej by sa dali pomerne dobre aplikovať na ostatné 2 tunely, pretože litologické pomery sú pomerne podobné.

Inak preukáže až samotná realizácia tunelov nakoľko súčasné poznatky a predpoklady o horninovom prostredí, v akom sa ešte na Slovensku tunel nerazil, zodpovedajú realite.

**RNDr. MILOSLAV KOPECKÝ, Ph.D.,** *miloslav.kopecky@stuba.sk,*  
**MGR. MARTIN ONDRÁŠIK, Ph.D.,** *martin.ondrasik@stuba.sk,*  
**STAVEBNÁ FAKULTA STU,**  
**Bratislava**

*Recenzoval: RNDr. Antonín Matejček, CSc.*

of the character of reclamation of worked-out borrow pits, quarries, worked out mineral deposits and stockpiles (as an inert material) and filling various terrain irregularities and depressions, or for replacing unsuitable soils. It is necessary to allow for the fact that about 20-30% of the muck will not be reusable and will have to be deposited on a stockpile.

## 5. CONCLUSION

The tubes of the Rojkov, Havran a Čebrať tunnels are located under the overthrust surface, beyond the reach of the overthrust. All tunnels will be driven through similar geology, which means through the relatively “plastic” and heterogeneous environment formed by the Krížna nappe, which is composed of layers of marlite and marly limestone or marly shales.

Despite the similarity of geological conditions, certain differences in the character of the rock environment along all of the tunnels will follow from the different degree of tectonic disturbance. The occurrence of inflows into tunnel tubes is predicted above all for portal sections (from deluvial sediments) and for the complex of marly rocks (mostly found along more significant fault lines. There are springs above Rojkov bound to continuous faults and springs in the travertine mound (a nature preserve). Inflows into tunnel tubes may subsequently induce changes in hydrogeological conditions in the vicinity of the fault, thus affect the regime of the springs. It is therefore necessary to take into consideration the necessity for monitoring of springs and ground water before the construction and during the works. In addition, it is necessary to monitor water table levels in the boreholes which will be installed for the purpose of determining the possible effects on the Rojkov Peatbog (a nature preserve). It is recommended that the tunnels should be driven uphill, which means from the west in the case of the Rojkov and Havran tunnels and from the east for the Čebrať tunnel, so that the drained water is fluently evacuated.

The western portals of all 3 tunnels appear to be the most problematic in terms of stability of portals. The stabilisation of the western portal of the Rojkov tunnel will be crucial.

There are lots of boreholes which were carried out during a detailed engineering geological survey with the aim of monitoring the ground environment and ground water. It is necessary to allow for continuing measurements before and during the construction so that the behaviour of the ground environment can be monitored and thus the most effective methods for stabilising the structures and ground environment can be applied.

To conclude, we add that it would be a great contribution towards obtaining good knowledge of the rock mass in such the geological conditions if a detailed engineering geological survey was carried out by driving an exploratory gallery along at least one of the 3 tunnels. Since the lithological conditions are relatively similar, the comprehensive pieces of knowledge obtained from the survey could be well approximated to the other 2 tunnels.

Without it, only the construction of the tunnels itself will show how much the current knowledge and assumptions regarding the ground environment, through which no tunnel has been driven in Slovakia yet, agrees with reality.

**RNDr. MILOSLAV KOPECKÝ, Ph.D.,** *miloslav.kopecky@stuba.sk,*  
**MGR. MARTIN ONDRÁŠIK, Ph.D.,** *martin.ondrasik@stuba.sk,*  
**FACULTY OF CIVIL ENGINEERING STU,**  
**Bratislava**

## LITERATURA / REFERENCES

- Fussgänger, E. a kol.: Inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D1 Hubová–Ivachnová. Podrobný IG prieskum. Stavební geologie-geotechnika, a. s. –organizačná zložka Slovensko, Geofos s. r. o., Žilina, 2006
- Fussgänger, E. a kol.: Doplnujúci inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D1 Hubová–Ivachnová. Geofos s. r. o., Žilina, 2007
- Grenčíková, A. a kol.: Diaľnica D1 Turany–Hubová, podrobný inžinierskogeologický prieskum. INGENIO-ighp, s. r. o., Žilina, 2008
- Gross, P. et al.: Geologická mapa južnej a východnej Oravy v mierke 1:50 000, GÚDŠ Bratislava, 1993
- Kopecký, M., Ondrášik, M., Bráz, Z.: Skúšky pevnosti hornín pri bodovom zaťažení (PLT). Diaľnica D1 Turany–Hubová. Katedra Geotechniky SvF STU Bratislava, 2008
- Malgot, J., Baliak, F.: Inžinierskogeologické pomery tunelov Korbelka, Havran a Čebrať. Manuscript, CIV, Bratislava, 1997
- Matejček, A. a kol.: Diaľnica Turany–Hubová, tunely Rojkov–Havran. Inžinierskogeologická štúdia. Geofos s. r. o., Žilina, 2007
- Ondrášik, R.: Inžinierskogeologické zhodnotenie tektonickej nerovnorodosti údolia Váhu medzi Ružomberkom a Krpelanmi, Katedra inžinierskej geológie UK Bratislava, 1987
- Ondrášik, R., Wagner, P., Majtán, Š., Oroszlány, J.: Diaľnica D1 Martin–Lubochňa, Inžinierskogeologická štúdia, Katedra inžinierskej geológie PF UK Bratislava, 1996
- Príspevok je jedným z výstupov grantových úloh č. 1/0599/08 agentúry VEGA

# AUTOMATIZOVANÉ SPRACOVÁVANIE MIMORIADNYCH UDALOSTÍ V CESTNÝCH TUNELOCH SR

## COMPUTER PROCESSING OF DATA ON ROAD TUNNEL INCIDENTS IN THE SLOVAK REPUBLIC

RASTISLAV PIRNÍK, JOZEF ŠTEFAŇÁK, JURAJ SPALEK

### ÚVOD

Dopravný systém je tvorený pozemnými aj podzemnými komunikáciami. Riešenie mimoriadnych udalostí na pozemných komunikáciách je do istej miery uľahčené charakterom týchto stavieb s možnosťou úniku osôb, ktoré poskytujú. Mimoriadne situácie v tuneloch sú vzhľadom ku svojmu charakteru omnoho závažnejšie. Štatisticky sa vyskytujú menej často, no napriek tomu s omnoho väčšími následkami na zdraví a životoch osôb, na majetku, i na tuneli samotnom. Vzhľadom na desiatky tunelov, ktoré budú na Slovensku vybudované, z ktorých sú niektoré uvedené v tab. 1 a zobrazené na obr. 1 a povinnosť členských štátov zaznamenávať a vyhodnocovať mimoriadne udalosti v cestných tuneloch, robí tému veľmi aktuálnou.

Článok sa zaoberá problematikou elektronickej evidencie mimoriadnych udalostí vznikajúcich v cestných tuneloch a uvádza návrh štruktúrovaného dotazníka, ktorého elektronickej časť musí spĺňať náležitosti smernice Európskeho parlamentu a Rady Európy 2004/54/ES z 29. apríla 2004 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v transeurópskej cestnej sieti a v zmysle Nariadenia vlády 344/2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti.

### BEZPEČNOSŤ CESTNÝCH TUNELOV

Bezpečnosť v tuneloch je jedným z najdôležitejších faktorov zohľadnených pri ich projektovaní a výstavbe. Keďže ide o uzavretý priestor

### INTRODUCTION

The traffic system consists of both at grade and underground roads. Solving road incidents is to some extent easier owing to the character of these structures, which allow escape of persons. Incidents in tunnels are, with respect to their character, much more serious. Statistically, they occur less frequently. On the other hand, their consequences for health and lives of people, property and even the tunnel itself are much worse. Taking into consideration the tens of tunnels which will be constructed in the Slovak Republic (some of them are presented in Table 1 and shown in Fig. 1) and an obligation of member nations to register and assess incidents in road tunnels, this issue has become very topical.

This paper deals with the problems of electronic filing of data on incidents which happen in road tunnels, and discusses a draft of a structured questionnaire. The electronic section of the questionnaire has to meet requirements of the Directive of the European Parliament and of the Council No. 2004/54/ES of 29 April 2004 on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European road network, in the meaning of the Decree No. 344/2006 of the Government of the Slovak Republic on minimum safety requirements for tunnels in the road network.

### SAFETY IN ROAD TUNNELS

Safety in tunnels is one of the most important factors which are dealt with during the design and construction stages. As a tunnel is a closed space with limited possibility of escaping from dangers, it is necessary to carry out a safety analysis allowing for all potential incidents associated with the tunnel operation. The methodology is prescribed by the Directive No. 2004/54/ES. During real operation, an incident report is filled in the case of an incident. The report describes

Tab. 1 Súčasný stav výstavby tunelov na Slovensku. (Zdroj NDS, a. s.)

Table 1 Current road tunnels construction status in Slovak republic (Source National Highway Company – NDS)

Diaľnica Highway	Názov tunela Tunnel title	Názov úseku diaľnice Highway section title	Stav projektu Project condition	Realizácia Realisation	Dĺžka [m] Length [m]
D2	Sitina	BA Lamač – Staré Grunty	odovzdané / commissioned	2003 – 2007	1440
D1	Ovčiarsko	Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka	v príprave / under preparation	2006 – 2011	2367
	Žilina				651
	Višňové	Višňové – Dubná Skala	v príprave / under preparation	2007 – 2012	7460
	Havran	Turany – Hubová	v príprave / under preparation	2007 – 2010	2702
	Šutovo				400
	Malá Fatra				280
	Rojkov				1550
	Čebrať	Hubová – Ivachnová	v príprave / under preparation	2007 – 2012	2080
	Lúčivná	Važec – Mengusovce	odovzdané / commissioned	1998 – 2006	250
	Bôrik	Mengusovce – Jánovce	v príprave / under preparation	2005 – 2009	999
	Šibeník	Jánovce – Jablonov	v príprave / under preparation		600
	Branisko	Behárovce – Branisko	odovzdané / commissioned	1997 – 2003	4975
	Prešov	Prešov západ – Prešov juh	v príprave / under preparation	2010 – 2013	2520
	Dargov	Bídovce – Dragov	v príprave / under preparation		1050
D3	Považský	Hričovské Podhradie – Kysucké N. Mesto	v príprave / under preparation	2010 – 2014	2218
	Chlmec	I. časť Hričovské Podhradie – Žilina (Strážov)			
	Kysuca	II. časť, I. úsek Žilina (Strážov) – Brodno	v príprave / under preparation	2008 –	584
		II. časť, I. úsek Brodno – Kysucké N. Mesto			
	Horelica	Obchvat Čadca – I. etapa	odovzdané / commissioned	1998 – 2005	605
	Svrčinovec	Svrčinovec – Skalité	v príprave / under preparation	2006 – 2008	464
Pofana	975				



Obr. 1 Mapa umiestnenia tunelov na cestnej sieti v Slovenskej republike (Zdroj NDS, a. s.)  
Fig. 1 Locations of tunnels in the road network in the Slovak Republic (Source NDS a.s.)

s obmedzenou možnosťou úniku pred nebezpečenstvom, je nutné pre každý tunel vypracovať tzv. bezpečnostnú analýzu, ktorá počíta so všetkými možnými mimoriadnymi udalosťami spojenými s prevádzkou tunela. Metodika je určená smernicou 2004/54/ES. V reálnej prevádzke sa po výskyte mimoriadnej udalosti vypracúva protokol, ktorý ju podrobne opisuje a sú v ňom zapísané prípadné závery, ktoré môžu prispieť k prevencii vzniku podobnej mimoriadnej udalosti v budúcnosti.

## VBVRANÉ DOPRAVNÉ EXCESY V TUNELOCH

### Kongescie v tuneloch

Kongescie väčšinou nevznikajú náhle, a preto je nutné v časovom predstihu identifikovať a predvídať nestability dopravy, prejavujúce sa ako tzv. Stop & Go vlny. Je nutné regulovať dopravu v širšom okolí tunelu skôr, než sa nestability prejaví vo vlastnom tuneli, kde sú zdrojom veľkého rizika.

### Požiare v tuneloch

Majú relatívne nízku početnosť, ale fatálne následky, preto musí byť reakcia technológií tunela čo najrýchlejšia. Požaduje sa dokonalá organizácia činností podľa prevádzkového poriadku a havarijných kariet.

### Zastavenie vozidla, nehoda, strata nákladu

Situácie zapríčínajúce nehodu by mali byť pri prevádzke tunela dispečerom včas identifikované. Ide o:

- prekročenú rýchlosť (nedodržovanie povolenej rýchlosti),
- vodičmi nedodržiavané bezpečnostné odstupy,
- nebezpečný spôsob jazdy (nečakané brzdné manévry, zmeny smeru),
- poruchy a zastavovanie vozidiel na odstavných plochách,
- jazda v protismere (pri obojsmernej premávke),
- kolóna vozidiel v rámci určitého podujatia,
- prejazd nadrozmerného vozidla,
- chodci v tuneli (po nehode alebo nedovolený prechod tunelom),
- zvieratá v tuneli (napr. po úniku z prepravujúceho vozidla).

Zastavenie vozidla a strata nákladu sú potenciálnym nebezpečenstvom pre účastníkov premávky. Ihneď po tejto udalosti je nutné previesť dopravné opatrenia, ako je obmedzenie rýchlosti, aktivácia varovných nápisov atď. Extrémne vysoké riziko vzniká pri likvidácii úniku nebezpečných látok (pohonné hmoty) alebo straty nebezpečného nákladu, keď sa požaduje okamžité zastavenie dopravy na vstupoch tunela.

## IMPLEMENTÁCIA ŠTRUKTÚROVANÉHO DOTAZNÍKA

Povinnosťou každého členského štátu EÚ vyplývajúcej z Direktívy 52/2004/ES je zaznamenávať a analyzovať všetky mimoriadne udalosti, ktoré sa v tuneli vyskytnú. V rámci SR platí nariadenie vlády Slovenskej republiky z 24. mája 2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti. Nariadenie definuje povinnosť správcovi tunela o každom incidente alebo nehode, ktoré majú vplyv na bezpečnosť užívateľov ciest v tuneloch, vyhotoviť písomný záznam. Na základe záznamov Ministerstvo dopravy, pošt

the incident in detail, and contains the contingent conclusions which can contribute to preventing the particular event from repeating in the future.

## SELECTED TRAFFIC EXCESSES IN TUNNELS

### Tunnel congestions

Congestions usually do not originate suddenly. It is therefore necessary to identify and predict traffic instability, which manifests itself in the form of stop-and-go waves. Traffic must be regulated within a wider vicinity of the tunnel earlier than the instabilities manifest themselves inside the tunnel, where they are a source of a great risk.

### Tunnel fires

The frequency of tunnel fires is relatively low, but their consequences are fatal. Therefore the response of tunnel equipment must be as fast as possible. Perfect organisation of actions according to requirements of operating instructions and accident cards is necessary.

### Vehicle stopping; an accident; a loss of cargo

Situations causing accidents should be identified in advance, during the tunnel operation, by the traffic controller. They comprise the following events:

- speeding (exceeding speed limits),
- drivers failing to maintain safe separation distances,
- dangerous driving (unexpected breaking, changes in the

driving direction),

- vehicle defects and stopping at lay-bys
- running against the current of traffic (in case of bi-directional traffic),
- columns of vehicles originating during a certain event,
- passage of an oversize vehicle,
- pedestrians in the tunnel (after an accident or unauthorised passage),
- an animal in the tunnel (for example after escaping from a transporting vehicle).

The vehicle stopping and loss of cargo are a potential threat for tunnel users. It is necessary immediately after this event to introduce traffic measures, such as limiting the speed, activating warning signs, etc.). An extremely high risk develops when spilling or leakage of a dangerous substance (fuels) is being removed. In such the case traffic must be immediately stopped at tunnel entrances.

## IMPLEMENTATION OF THE STRUCTURED QUESTIONNAIRE

An obligation of each EU member state following from the Directive 52/2004/ES is to register and analyse all incidents which occur in a tunnel. In Slovakia there applies the Decree No. 344/2006 of the Government of the Slovak Republic dated 24 May 2006 on minimum safety requirements for tunnels in the road network. The Decree defines tunnel operator's obligation to prepare a written record of any incident or accident that has an impact on the safety of road tunnel users. The Ministry of Transport uses the records as a basis for a summary report on the incidents, accidents and fires in tunnels which affected safety of road tunnel users, and on frequency and causes of the events. They analyse them and provide information on the actual role and effectiveness of safety equipment and measures.

For this purpose, we have proposed that all existing and/or newly built tunnel control centres be equipped with an electronic system for unified recording of emergencies. The data contained in such electronic forms will be stored in a central depository. See Fig. 2.

The electronic questionnaire itself, which will become the core of the information system (IS), can be implemented in various ways. The following factors were considered important when the implementation method was being selected:

- the IS application in network environment
- system variability and flexibility
- IS accessibility.

The preliminary solution to such an IS was trial-implemented as a web application within the framework of a diploma thesis [R. Murčo]. Such the solution meets the requirement for the use within a network environment and the IS accessibility. It works on the client-server basis. Its advantage consists in the possibility of using it locally on a single computer within a local network or using the Internet connection (today accessible virtually from any location). It is owing the use of the Internet that the accessibility of the IS can be very high.

The database is administered by a database management system (DBMS), for which the MS SQL database server is designed, with the aim of achieving universality of the use. This replacement of the usually used MySQL carries with it a necessity to modify the PHT scripts which have already been introduced. By contrast, the possibility of locating the database in various places, without the necessity for interventions into the application (it is a commercially most frequently used DBMS) is guaranteed.

The database of incidents itself will be located in a storage which will be common for all monitored tunnels. The storage will be administered by NDS, a.s. or

a telekomunikácií (MDPT SR) vypracúva každé dva roky súhrnnú správu o incidentoch, nehodách a požiaroch v tuneloch, ktoré majú vplyv na bezpečnosť užívateľov ciest v tuneloch, o ich frekvencii a príčinách týchto udalostí, vyhodnotí ich a poskytne informácie o skutočnej úlohe a účinnosti bezpečnostných zariadení a opatrení.

Pre tieto účely navrhujeme vybaviť všetky existujúce ako aj novo budované tunelové dispečingy už elektronickým systémom pre unifikovaný záznam mimořadných udalostí. Dáta z takýchto elektronických formulárov budú ukladané v centrálnej úschovni obr. 2.

Samotný elektronický dotazník, ktorý bude jadrom informačného systému (ďalej len IS), je možné implementovať rôznymi spôsobmi. Pri výbere spôsobu implementácie boli dôležité tieto faktory:

- použitie IS v sieťovom prostredí,
- škálovateľnosť a flexibilita systému,
- dostupnosť IS.

Ideové riešenie takéhoto IS bolo pokusne implementované ako webová aplikácia v rámci riešenia diplomovej práce [R. Murčo]. Takéto riešenie spĺňa podmienku použitia v sieťovom prostredí a dostupnosti IS. Funguje na báze klient-server. Jeho výhodou je možnosť použitia či už lokálne na jednom počítači, na lokálnej sieti alebo využitie internetového spojenia (dnes možnosť pripojenia prakticky z akéhokoľvek miesta). Práve využitím internetu môže byť dostupnosť IS veľmi vysoká.

Správu pre databázu obstaráva systém riadenia bázy dát (SRBD), ktorý je v rámci univerzálnosti použitia navrhnutý pomocou databázového serveru MS SQL. Táto zmena oproti používanému MySQL so sebou nesie nutnosť úpravy už používaných PHP skriptov. Naproti tomu je zaručená možnosť umiestnenia databázy na rôznych miestach bez nutnosti zásahov do aplikácie (ide o komerčne najpoužívanejší produkt SRBD).

Samotná databáza mimořadných udalostí (MU) bude umiestnená na spoločnom úložisku pre všetky sledované tunely, ktorého správcom bude NDS, a. s., prípadne organizácia poverená MDPT SR. Oproti terajšiemu riešeniu, kde sú jednotlivé databázy prevádzkované separovane pre každý tunel, sa zjednoduší zálohovanie dát a konečnú analýzu MU bude možno vykonať efektívnejšie ako pre jednotlivý tunel, tak pre ľubovoľnú skupinu tunelov v systéme. V rámci vytvorenia novej databázy budú importované doposiaľ získané dáta zo sledovaných tunelov.

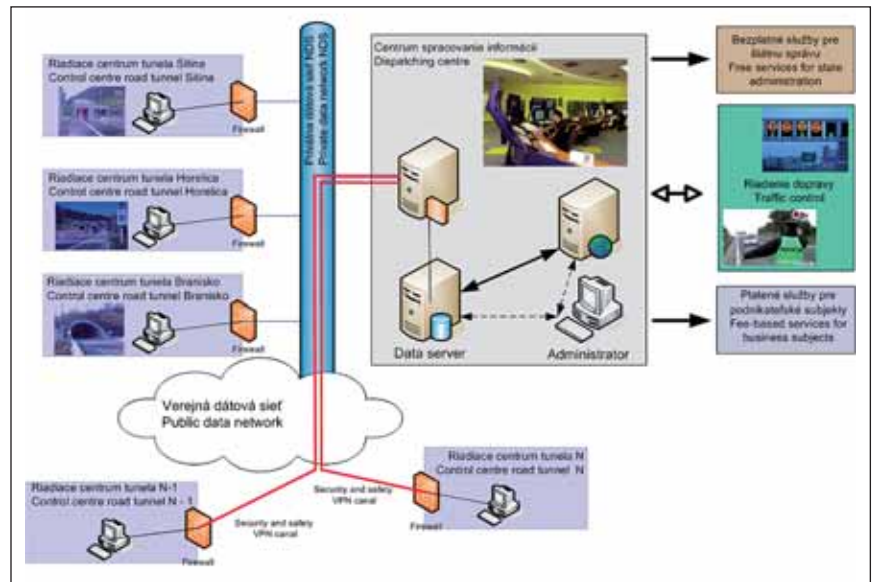
Webový server, na ktorom bude umiestnená aplikácia, je navrhnutý ako súčasť vnútornej siete organizácie, ktorá bude celý systém spravovať. Týmto spôsobom bude zaručená „neviditeľnosť“ zo siete internetu a zároveň dostupnosť z miestnej siete (VPN kanál - Virtual Private Network na obr. 2).

Pre uchovanie dát zapísaných v databáze bude opatrenie proti strate dát riešené pravidelným automatickým zálohovaním na oddelený diskový priestor. Interval automatického zálohovania je predbežne navrhnutý 1x mesačne. Túto funkciu v sebe obsahuje MS SQL server a je tu týmto zachovaná možnosť individuálneho nastavenia časového intervalu podľa vzniknutých požiadaviek počas prevádzkovania aplikácie.

Dátová časť celého systému musí byť umiestnená na inom diskovom priestore, než je systémová časť. Zároveň je neprípustné dátovú časť umiestniť spoločne so zálohovanými dátami na rovnaký diskový priestor. Z tejto požiadavky plynie potreba minimálne troch oddelených diskových priestorov pre prevádzku aplikácie (systémová časť, dátová časť, záloha - obr. 2).

Samotný prístup k databáze rieši PHP aplikácia, ktorá pomocou HTML formulárov ukladá dispečerom vyplnené dáta do databázy. Stávajúca aplikácia bude musieť byť prepracovaná pre komunikáciu s MS SQL databázovým serverom. V rámci týchto úprav budú do aplikácie zapracované pripomienky od dispečerov, ktorí aplikáciu používali v predchádzajúcej verzii.

Prepojenie z dispečingov jednotlivých tunelov bude realizované najmä pomocou zabezpečených kanálov VPN. Hlavnou myšlienkou zabezpečenia pomocou VPN kanálov je, že pokiaľ sa užívateľovi podarí naviazat spojenie na domáci VPN koncentrátor, musí byť v sieti známy a mať právo ju využívať. VPN je obecný koncept, ktorý možno realizovať rôznymi spôsobmi.



Obr. 2 Nová koncepcia automatizovaného spracovania mimořadných udalostí  
Fig. 2 New concept for computer processing of incidents

an organisation authorised by the Ministry of Transport of the Slovak Republic. In contrast to the current solution, where individual databases have operated separately for each tunnel, the data backing up will be simpler and it will be possible to carry out the final analysis of an incident more effectively both for a single tunnel and/or any group of tunnels within the system. While developing the new database, the data which have been gained from the tunnels being monitored will be imported.

The web server on which the application will be installed is designed to be part of internal network of the organisation which will administer the entire system. This system will guarantee “invisibility” from the Internet network and, at the same time, accessibility from a local network (see the VPN channel in Fig. 2).

There will be a precaution against losses of the data stored in the database through regular automatic backing up to a separate disk space. The automatic backing up interval is preliminarily proposed to be once in a month. This function is contained in the MS SQL server. It retains the possibility of setting the interval individually, according to the needs which originate during the application running.

The data part of the system must be located on another disk space than the service part itself. At the same time, locating the data jointly with backed up data on the same disk space is inadmissible. This requirement results in a need for a minimum of three separated disk spaces for running the application (the service part, data part, back up part - see Fig. 2).

The access to the database itself is solved by the PHP application, which stores the data filed by the tunnel operator in the database using HTML forms. The existing application will have to be reworked for communication with the MS SQL database server. Comments of the tunnel operators who used the previous version of the application will also be incorporated into the new version.

Connections from control centres in individual tunnels will be provided mainly using secure channels VPN. The main idea of the securing by means of VPN channels is that if the user manages to establish communication with the Virtual Private Network (VPN) concentrator, he or she must be known within the network and must be authorised to using it. The VPN is a general concept which may be implemented in various ways.

The most frequent way is the implementation by means of the IPSec protocol between the locations being interconnected. This protocol is capable of providing all services required for secure communication:

- confidentiality of transmission (an invader is not able to read data being transmitted)
- protection against interference in the data content (an invader cannot slip his own data into an intercepted packet)
- protection against attempts repeatedly to send a data flow captured by an invader (e.g. repeated sending a record captured by the invader to the database).

The IPSec protocol works on layer 3 of the OSI model. It is therefore capable of providing the above-mentioned services for complete data communication among locations, no matter to which application the transition pertains.

This solution appears to be sufficient in terms of the communication safety and, at the same time, it is the simplest owing to the use of the public network Internet (without necessity for developing a new net, which would be very expensive and hard to solve in such an extent).

The resulting application - TUNNEL INFOSYS (see Fig. 3) can be divided into interconnected functional units. Among the first ones, there is the



Najčastejším spôsobom je realizácia pomocou protokolu IPSec medzi prepojanými lokalitami. Tento protokol je schopný zaistiť všetky služby potrebné pre bezpečnú komunikáciu:

- dôvernosť prenosu (útočník nie je schopný prečítať prenášané dáta),
- ochranu pred zásahom do obsahu dát (útočník nemôže podrziť do zachyteného paketu svoje dáta),
- ochranu pred pokusom zaslať opakovaně nejaký útočníkom zachytený dátový tok (napr. opakované zaslanie útočníkom zachyteného zápisu do databázy).

Protokol IPSec pracuje na 3. vrstve OSI modelu, je teda schopný poskytnúť uvedené služby pre úplnú dátovú komunikáciu medzi lokalitami bez ohľadu na to, ktorej aplikácii prenos prislúcha.

Toto riešenie sa javí ako dostačujúce z hľadiska bezpečnosti komunikácie a zároveň najjednoduchšie vďaka využitiu verejnej siete internetu (bez nutnosti vytvárania novej siete, čo by bolo veľmi nákladné a v takomto rozsahu ťažko riešiteľné).

Výslednú aplikáciu – TUNNEL INFOSYS (obr. 3) je možné rozdeliť do funkčných celkov, ktoré spolu súvisia. Medzi prvými, a z bezpečnostného hľadiska dôležitým, je subsystém používateľov a ich prístupových práv. Ten má na starosti správu a obsluhu systému na základe používateľských práv.

Druhým celkom je samotný elektronický dotazník, ktorý slúži na zaznamenanie všetkých potrebných údajov pri výskyte mimoriadnej udalosti.

Tretím subsystémom je vyhľadávanie v zozname mimoriadnych udalostí, urýchľujúci nájdenie podobných mimoriadnych udalostí z minulého obdobia alebo výpis všetkých mimoriadnych udalostí, vyhovujúcich zvoleným kritériám.

Štvrtým a posledným subsystémom je štatistický výstup, ktorý prehľadne a súhrnne informuje o mimoriadnych udalostiach, zapísaných v systéme.

## ZHRNUTIE

Predpokladáme, že takto koncipované riešenie automatizovaného zberu dát o MU v tuneloch SR prinesie okrem splnenia právneho záväzku voči EU aj nemálo výhod pre prevádzkovateľov a správcov cestných tunelov. V tejto oblasti by bolo potrebné nadviazať na doterajšiu spoluprácu v rámci projektu ARICET-2 a zároveň implementovať niektoré závery dosiahnuté v projekte SAFETUN 2007.

Na porovnanie uvádzame niekoľko výhod, ktoré budú sprevádzať zavedenie elektronického systému do praxe:

- zjednodušenie zaznamenávania MU,
- unifikovanie zaznamenávania MU,
- prehľadnosť a kompaktnosť zaznamenaných MU,
- centrálné zaznamenávanie MU,
- efektívne spravovanie obsiahlych záznamov o MU,
- nenáročnosť na technickú realizáciu a možnosť dodatočných rozširujúcich možností v aplikácii.

## POĎAKOVANIE

Tento príspevok vznikol za podpory grantovej agentúry VEGA Slovenskej republiky – grant No. 1/0023/08 Theoretical apparatus for risk analysis and risk evaluation of transport telematic systems a zároveň s príspevom grantovej agentúry APVV v rámci grantu SK-CZ-0100-07: Analysis and Risk Evaluation of Road Tunnels ARICET-2.

ING. RASTISLAV PIRNÍK, [rastislav.pirnik@fel.uniza.sk](mailto:rastislav.pirnik@fel.uniza.sk),  
ING. JOZEF ŠTEFAŇÁK, [jozef.stefanak@fel.uniza.sk](mailto:jozef.stefanak@fel.uniza.sk),  
DOC. ING. JURAJ SPALEK, Ph.D., [juraj.spalek@fel.uniza.sk](mailto:juraj.spalek@fel.uniza.sk),  
ŽILINSKÁ UNIVERZITA,  
ELEKTROTECHNICKÁ FAKULTA

Recenzoval: Prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc.

Obr. 3 Štruktúrovaný dotazník (časť 1.) pre zaznamenanie MU  
Fig. 3 Structured incident registration questionnaire (Part 1)

sub-system of users and their access rights. This system provides the system administration and operation on the basis of user rights.

The other unit is the electronic questionnaire itself, which is used for recording of all required data in case of an incident.

The third sub-system is an engine which searches the list of incidents; it accelerates the searching for similar incidents from the past or provides a summary of all incidents which satisfy the selected criteria.

The fourth and last sub-system is the statistical output, which informs about incidents recorded in the system in a lucid and comprehensive way.

## SUMMARY

We expect that the solution to the automatic acquisition of data on incidents in tunnels in the Slovak Republic, conceived in this way, will bring, apart from fulfilling the particular legal obligation to the EU, lots of benefits for road tunnel operators and administrators. In this area, it would be reasonable to follow up the past collaboration within the framework of the ARICET-2 project and, at the same time, implement some of the conclusions which have been reached within the SAFETUN 2007 project.

For comparison, we present several benefits which will accompany the introduction of the electronic system into practice:

- simplification of incident recording
- unification of incident recording
- lucidity and compactness of recorded incidents
- centralised incident recording
- effective management of vast records on incidents
- non-exactingness in terms of technical implementation and possibility of implementing additional expansion options in the application.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This paper was prepared with the support by VEGA Grant Agency (the Slovak Republic), grant No. 1/0023/08 "Theoretical apparatus for risk analysis and risk evaluation of transport telematic systems" and, at the same time, with a contribution from APVV Grant Agency within the framework of the SK-CZ-0100-07 grant: Analysis and Risk Evaluation of Road Tunnels ARICET-2

ING. RASTISLAV PIRNÍK, [rastislav.pirnik@fel.uniza.sk](mailto:rastislav.pirnik@fel.uniza.sk),  
ING. JOZEF ŠTEFAŇÁK, [jozef.stefanak@fel.uniza.sk](mailto:jozef.stefanak@fel.uniza.sk),  
DOC. ING. JURAJ SPALEK, Ph.D., [juraj.spalek@fel.uniza.sk](mailto:juraj.spalek@fel.uniza.sk),  
UNIVERSITY OF ŽILINA,  
FACULTY OF ELECTRICAL ENGINEERING

## LITERATURA / REFERENCES

Directive 2004/54/EC of the European parliament and European Council On Minimum Safety Requirements For Tunnels In The Trans-European Road Network, Brussels, 29 April 2004.

Nariadenie vlády Slovenskej republiky č. 344/2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti, z 24. mája 2006.  
SAFETUN 2007 – Automatizované zpracování mimořádných událostí v silničních tunelech. Výzkumná zpráva 250/07-ELTODO PRAHA.  
R. Murčo: „Databázový systém pre záznam mimoriadnych situácií v tuneloch“, Diplomová práca 2008.

# METRO BUDAPEŠŤ, TRASA 4, ETAPA I – KONTRAKT 02 TRAŤOVÉ TUNELY A SOUVISEJÍCÍ OBJEKTY BUDAPEST METRO 4 LINE STAGE I – CONTRACT 02 RUNNING TUNNELS AND ASSOCIATED STRUCTURES

JULIUS HIRSCHER

## ÚVOD

Na začátku roku 2005 proběhla prequalifikace všech sdružení dodavatelů na uzavření Kontraktu 02 pro komplexní dodávku stavby včetně realizačních projektů (Design & Build) na I. etapu trasy 4 budapeštského metra. Do vlastní soutěže bylo vybráno pět sdružení a v lednu 2006 byla uzavřena smlouva se sdružením BAMCO.

Kontrakt Design & Build na provedení díla je uzavřen na pevnou cenu a řídí se podmínkami Yellow Book for Plant and Design-Build FIDIC.

Sdružení BAMCO – Tunnel and Metro Construction Unlimited Partnership je složeno z firem VINCI Construction Grand Projects, Strabag AG, Strabag International GmbH, Strabag Kft a Hidepitő Rt.

## VŠEOBECNÝ POPIS STAVBY

Práce na I. etapě trasy 4 metra zahrnují projekt a stavbu startovací jámy pro štít, dvou traťových tunelů o délkách 7,3 km se 14 tunelovými propojkami, odbočky do depa včetně tunelu s výtažnou kolejí, dále stanice, kolejové spojky a souvisejících tunelů ve stanicích na náměstí Gellert a projekt a stavbu vzduchotechnických tunelů.

Práce budou probíhat mezi hlavním nádražím Kelenföld na jihozápadě Budy a hlavním nádražím Keleti na severovýchodě Pešti. Řeka Dunaj bude podcházena mezi náměstími St. Gellert a Fövám, v těsné blízkosti mostu Szabadsag po jeho jižní straně.

Než mechanizované štíty (TBM) dorazí do nádraží Keleti, je potřeba během ražby projít stanicemi Tetenyi, Bocskai, Moricz Zsigmond, Gellert, Fövám, Kalvin, Rakoczi a Nepszinhas.

Trasa 4 metra má v systému budapeštské veřejné dopravy důležitou úlohu, a to odlehčit provozu na povrchu a propojit novou trasu se stávajícími linkami metra.

Ve II. etapě bude trasa prodloužena z náměstí Baross o dvakrát 3,5 km na náměstí Bosnyak (není součástí kontraktu Co-02). Prodloužení je plánováno tak, že plynule naváže na I. etapu.

## GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Geologické podloží Budapešti tvoří převážně triasové dolomity. Díky diskordanci vrstev jsou nad touto formací uloženy třetihorní sedimenty. Obsahují hlavně měkké pískovce, prachovce, jílovce a slínovce. Jejich povrch je překryt nezpěvnými kvarténními usazeninami bývalé údolní nivy Dunaje.



Obr. 1 Drapákové zařízení  
Fig. 1 Clamshell equipment

## INTRODUCTION

At the beginning of 2005, there was a prequalification for all consortiums for the Budapest Metro 4 Line Stage I - Design and Build Contract 02. Five consortiums were selected for the tendering and BAMCO was awarded the Contract in January 2006.

The Design-Build Contract for implementation of the works is a Lump-sum Contract and based upon FIDIC's Yellow Book for Plant and Design-Build.

BAMCO – Tunnel and Metro Construction Unlimited Partnership is a consortium with: VINCI Construction Grand Projects, Strabag AG, Strabag International GmbH, Strabag Kft. and Hidepitő Rt.

## GENERAL DESCRIPTION OF THE PROJECT

The scope of work for stage I of the Metro 4 Line comprises the design and construction of the shield start box (launching shaft), two running tunnels each 7.3 km in length, with 14 cross passages, branching to depot structure inclusive headshunt tunnel and the station structure, cross-over and associated tunnels at Gellert ter station as well as the design and construction of the ventilation tunnels.

The work will take place between Kelenföld main railway station in south west Buda to Keleti main railway station in north east Pest, crossing the river Danube between St. Gellert ter and Fövám ter immediately south of Szabadsag bridge.

During the TBM drive the crossing of the stations Tetenyi, Bocskai, Moricz Zsigmond, Gellert, Fövám, Kalvin, Rakoczi, Nepszinhas is needed before finally stopping in Keleti.

The Metro 4 Line has an important role in the Budapest Public Transport System to relieve the traffic on the surface and to connect the new Metro Line to already existing Lines.

Stage II will extend the line from Baross ter for two times 3,5km to Bosnyak ter (not part of Contract Co-02) and is planned to be continuous with Stage I.



Obr. 2 Hydrofréza  
Fig. 2 Hydro cutter



Obr. 3 Údržba TBM ve stanici Bocskai  
Fig. 3 TBM maintenance at Bocskai

Celá trasa 4 metra je navržena tak, aby se nacházela pod hladinou spodní vody s průměrným hydrostatickým tlakem kolem 1,5–2,5 baru v úrovni dna tunelu a maximálním hydrostatickým tlakem kolem 3 barů v blízkosti stanice Gellert před podchodem Dunaje. Při podchodu řeky bude hydrostatický tlak v úrovni dna tunelu odpovídat přibližně 2,5 baru při průměrné výšce hladiny spodní vody a 3 barů při maximální výšce hladiny.

### TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

Při provádění stavby byly použity tři různé technologie:

- metoda hloubení pro startovací jámu (hloubka cca 25 m) a objekty související s povrchem na náměstí Etele a konstrukcí stanice na náměstí Gellert (hloubka cca 40 m);
- zeminový štít (EPB) pro ražbu traťových tunelů z náměstí Etele do nádraží Keleti;
- NRTM pro propojky mezi traťovými tunely, vzduchotechnické objekty, ražený úsek stanice Gellert a kolejovou spojku.

### TECHNOLOGIE HLOUBENÍ

Pro provádění podzemních stěn na náměstích Etele a Gellert se předpokládalo použití drapákových bagrů.

Během zpracovávání podrobných studií začalo být jasné, že v případě stanice Gellert může být požadovaná přesnost podzemní stěny, hloubka cca 40 m a maximální odchylka od svislice 1 %, při pevnosti „Tardi“ jílů zaručena pouze při použití hydrofrézy.

Konstrukce ve stanici Etele se stavěla shora dolů během hloubení, s dočasnými ocelovými a následně prováděnými trvalými betonovými rozpěrami, aby se zkrátila doba uzávěry při dokončování stavby a aby se nerušil provoz vlaků, obsluhujících oba stroje TBM.

Konstrukce stanice Gellert se také stavěla shora dolů během hloubení, avšak po každé fázi odtěžování se muselo dokončit trvalé vnitřní ostění tvořené stěnami a deskami, aby nedošlo k větším deformacím, resp. sedání budovy univerzity, která je vzdálená asi 5 m od jámy, a aby bylo možno dokončit architektonické řešení. Trvalé vodorovné betonové rozpěry byly navrženy v „náhodně rozházeném“ situování prutových prvků.

Podzemní stěny jsou v místech, kde jimi budou prorážet stroje TBM, vyztuženy výztuží ze skelných vláken (ve startovací jámě). V místech, kde jsou v podzemních stěnách předem připravené otvory pro průchod strojů TBM, jsou podzemní stěny vyztuženy ocelovou výztuží (ve stavební jámě stanice Gellert).

Ve stanici Gellert je podzemní stěna 1,2 m silná, chráněná nástřikovou vodotěsnou membránou, vnitřní ostění je 0,8 m silné. Aby byla umožněna doprava nad stanicí, bylo nutné vybetonovat stropní desku před vlastním hloubením jámy. Dva dopravní pruhy byly v průběhu stavebních prací vráceny městskému obvodu XI.



Obr. 4 Přepravní rámy pro celý prstenec  
Fig. 4 Transport frames for complete ring

### GEOLOGY

The Triassic main-dolomite forms the geological basement of Budapest. On top of this formation follows by geological unconformity the Tertiary sediments. It consists mainly of soft sandstone, siltstone, clay stone and marls. The top is covered by loose quaternary deposits, the former floodplain of the Danube.

The entire Metro 4 Line is designed to be situated below the groundwater table with an average water pressure of approximately 1.5–2.5 bar at the tunnel invert and a maximum groundwater pressure of approximately 3 bar next to Gellert station before crossing the Danube. For the river crossing, the water pressure at the tunnel invert would correspond to approximately 2.5 bar and 3.0 bar hydrostatic pressure at average and maximum groundwater level respectively.

### CONSTRUCTION TECHNOLOGIES

For the execution of the project, three different technologies were applied:

- Cut and cover for the launching shaft (~25m deep) and related structures to the surface at Etele and station box at Gellert (~40m deep)
- EPB – shield for the running tunnels from Etele till Keleti pu
- NATM for the cross passages between the running tunnels, ventilation structures, mined section for the Gellert station and the cross over

### CUT AND COVER TECHNOLOGIES

For the execution of the diaphragm wall excavators with clamshell equipment were expected for Etele ter and Gellert ter.

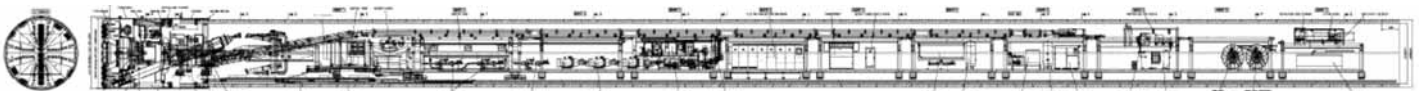
During the detail studies it became clear that for the Gellert station through the exactness of the diaphragm wall, the depth of ~40m, the maximum deviation of 1% of the height and the strength of the “Tardi Clay” only a hydro cutter can guaranty these requirements.

The structures at Etele were constructed top down with temporary steel and permanent concrete struts to reduce the closing time at the construction end and not to hinder the train activities to serve both the TBM's (Tunnel Boring Machine).

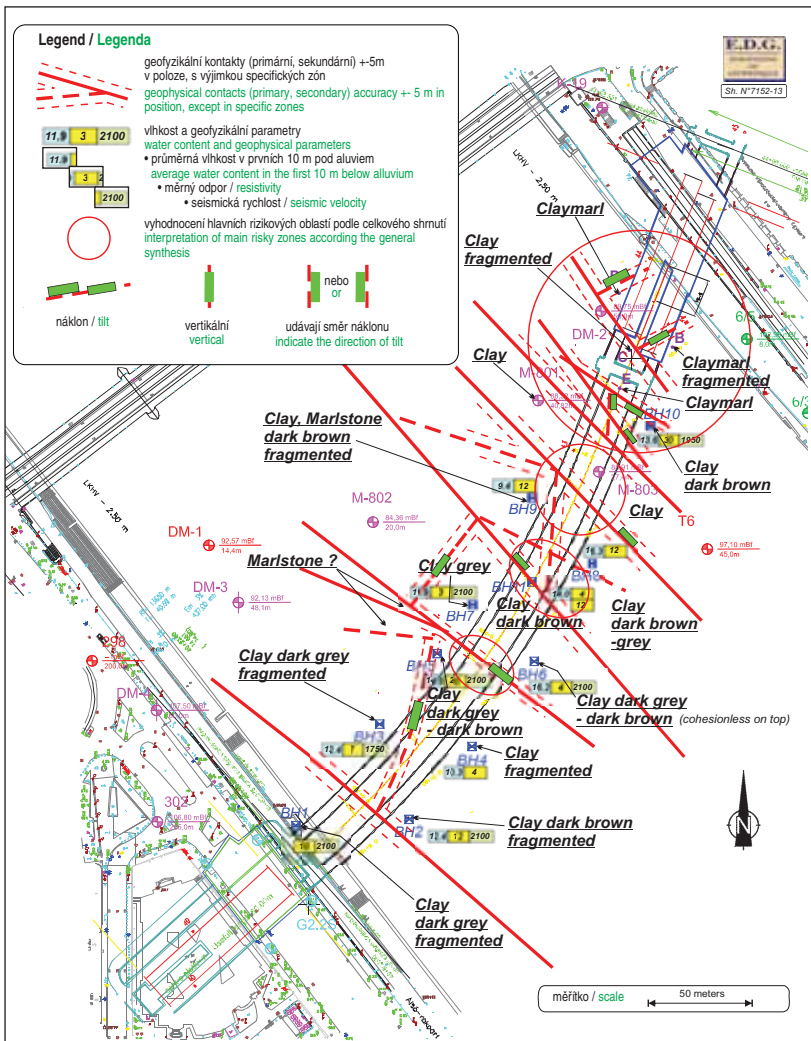
The structure at Gellert was also constructed top down but after each excavation phase the permanent inner lining of the walls and slabs must be finished to avoid bigger deformations/settlement on the CH building ~5m next to the shaft and to be able to finalize the architectural design. Permanent horizontal concrete struts were required in an arrangement like a random scattering of sticks (like spillikins).

The diaphragm walls are reinforced with glass fiber reinforcement in areas where the TBM shall break through (launching shaft) or with steel reinforcement in areas where the DW is opened before TBM passage (Gellert station box).

At Gellert the DW is 1,2m thick, protected with a sprayed waterproofing membrane and the inner lining has a thickness of 0,8m. To allow the traffic



Obr. 5 Zeminový štít EPB se závěsem  
Fig. 5 EPB-shield with back-up system



Obr. 6 Celková souhrnná situace podchodu Dunaj  
Fig. 6 Danube under-crossing general synthesis map

## ZEMINOVÝ ŠTÍT EPB

Pro stavbu traťových tunelů mezi náměstím Etele a nádražím Keleti byly na základě vyhodnocení rozdílných horninových poměrů na stranách Budy a Pešti vybrány a objednány dva identické štíty s hydraulickým systémem posunu, pracující v režimu zeminového štítu (EPB). Jeden stroj TBM má délku cca 115 m včetně závěsu. Stroje TBM se dopravují od výrobce na staveniště nejprve na člunech do přístavu v Budapešti po trase Rýn–Mohan–Dunaj, a dále v noci na nákladních vozech na stavbu.

Vzhledem k rozměrným startovací jámy (délka cca 95 m) bylo nutné TBM zarazit a demontovat před zahájením ražby ve dvou částech. Řezná hlava má průměr 6,1 m a je vybavena řeznými disky pro prorážku podzemní stěny v obou směrech a řezacími noži pro vlastní ražbu.

Ostění je z prefabrikovaných univerzálních sbíhavých (tj. s nerovnoběžnými styčnými spárami) betonových prstenců s průměrnou šířkou 1500 mm, tloušťkou 300 mm a vnitřním průměrem 5200 mm. Prstenc je složen ze 6 železobetonových dílců (3 základní dílce, 2 sousední a 1 zámkový dílec) a směr ražby je určen rotační polohou prstence. Prstenc je možno natočit do jedenácti poloh. Pro speciální konstrukce, jako jsou tunelové propojky, vzduchotechnické tunely, nebo ve špatných horninových podmínkách byly použity upravené dílce s kónickými trny, které umožňovaly vzájemné spojování segmentů v podélném směru. Po každém postupovém cyklu se musí postavit nový prstenc pod ochranou obálky TBM. Prstenc ostění působí jako opěra při postupu stroje vpřed a zajišťuje stabilitu výrubu tunelu proti účinkům horninového tlaku a vody. Styky dílců musí být vystřídáné, aby nedocházelo ke křížení spár a riziku průsaků. Skládání ostění je použito jakožto definitivní ostění tunelu.

Aby byla zajištěna vodotěsnost spár mezi dílci, připevňuje se k dílcům elastomerové těsnění odpovídající požadavkům investora. Jelikož tloušťka dílce je pouze 300 mm, používá se velmi malý profil o šířce 29,2 mm. Tato skutečnost vyžaduje velmi přesné osazování dílců.

Zásobování stroje TBM a odvoz rubaniny se provádí vlakem. Jedním z hlavních prvků úspěšné ražby pomocí TBM je logistika na staveništi. K zajištění optimalizované doby cyklu jsou na stavbě dva portálové jeřáby

to move above the station box the closing of the roof slab was needed before shaft sinking and two traffic lanes were handed back to the District XI during the construction works.

## EPB-SHIELD

For the construction of the running tunnels between Etele ter and Keleti pu and as a result of the evaluation of the different ground conditions on Buda and Pest side, two identical shield machines for hydraulic thrust operations in Earth-Pressure Balance mode were selected and ordered. One TBM has a length of ~115m inclusive of back-up system. The TBM's are delivered from the manufacturer to the site by barge via Rhine–Main–Danube to the harbor at Budapest and trucked in the night to the site.

Due to a modified launching shaft (length ~95m) it was necessary to drive and assemble the TBM in two parts for the start-up phase. The cutter head has a diameter of 6,1m and is equipped with disc cutters for the break in/out of the diaphragm wall and cutting knives for the TBM heading.

The lining consists of a precast universal tapered concrete ring with an average width of 1500mm, thickness of 300mm and an inner diameter of 5200mm. The ring is assembled by 6 reinforced concrete segments (3 ordinary segments, 2 counter keys and 1 keystone) and the rotational position of the ring determines the direction of drive. Eleven possibilities of ring orientation are given. For special structures such as cross passage, ventilation tunnels or bad ground conditions, special segments with shear cones were used to allow connecting the segments together in longitudinal section. After every cycle of advancing, a new segmental ring must be erected under the protection of the tail skin of the TBM. The segmental ring acts as a counter bearing for the machine advance process and serves as an extension of the tunnels resistance to pressure and water. The segment joints must be staggered to avoid cross joints and the risk of leaking. The segmental lining is the final tunnel lining.

In order to guaranty water-tightness of the joints of the segments, an elastomeric sealing gasket complying with the client's requirements is fixed to the segments. Due to the fact that the segment has only a thickness of 300mm, a very small profile is used with a width of 29,2mm. This situation requires a highly precise installation of the segments.

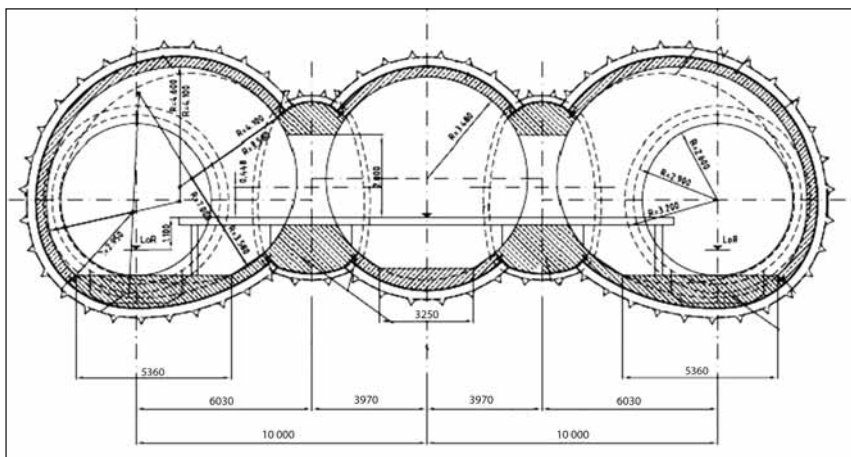
The supply of the TBM and the evacuation of the mucking material takes place by train. One of the key elements of a successful TBM drive is the logistics with the site installation. To guaranty an optimised cycle time there are two high capacity gantries and one tower crane supporting the loading/unloading of the trains. Also, the mortar plant close to the site helps to reduce downtime.



Obr. 7 Lepený styk  
Fig. 7 Glued connection



Obr. 8 Stavební fáze tunelové propojky  
Fig. 8 Construction phases cross passage



Obr. 9 Příčný řez raženou stanicí  
Fig. 9 Design mined station



Obr. 10 Ražená stanice Gellert  
Fig. 10 Gellert mined section

s vysokou nosností a jeden věžový jeřáb pro nakládání a vykládání vlaků. Kromě toho napomáhá zkracování prostojů také zařízení na výrobu injektážní směsi, které je blízko pracoviště.

Rízení stroje TBM se provádí systémy VMT a CAP. Systém VMT odpovídá za hlavní řízení a CAP poskytuje pomoc při nepřetržité vizualizaci porovnání skutečného a plánovaného směru ražby TBM. Navigační program určuje uspořádání prstence, dává naváděcí příkazy a také řídí přítlak pohonných hydraulických válců.

## PODCHOD DUNAJE

Největší výzvou této stavby je podchod Dunaje. Vzhledem k tomu, že se trasa změnila ve vztahu ke stávajícím vrtům a již získaným údajům o zemním prostředí, byl průzkum doplněn o 13 vrtů, přičemž byly provedeny standardní penetrační, dilatometrické a Lugeonovy zkoušky, zkoušky bobtnavosti, křivky zrnitosti, měření metanu, smykové zkoušky a byly stanoveny Atterbergovy meze a vlhkosti. Pro porovnání zjištěných dat a údajů o úrovních vrstev zemin byla provedena další měření metodami spontánní polarizace a elektrického odporového profilování. Cílem těchto průzkumů bylo získat více informací o mocnosti říčních naplavenin na podložních vrstvách a identifikování anomálií v podloží, jako jsou poruchy, příznaky přítomnosti krasových jevů, vody, apod. Výsledky průzkumů potvrdily mnohem horší horninové poměry, než se očekávalo ve stadiu soutěže. Minimální celkové nadloží je 6,1 m (2,34 m jílu a 3,76 m náplavů), minimální jílové nadloží je 2,2 m. Pro každý tunel byl v osmi úsecích stanoven minimální opěrný tlak potřebný pro zajištění výrubu podle normy DIN 4085. Kromě toho byly vypočteny i maximální přípustné opěrné tlaky, při kterých nedojde k provalení čelby vzhůru do dna Dunaje. Výpočty nakonec ukázaly, že ražba TBM s pracovní komorou naplněnou z 80–90 % a s 10–20 % objemu v horní části pracovní komory vyplněného stlačeným vzduchem nebo bentonitem dovolí bezpečný podchod. Pouze při nejhorším scénáři zastavení ražby pod Dunajem v místě s nejnižším nadložím a práce před řeznou hlavou, v případě neočekávaných deformací, průvalů a poškození řezné hlavy je nevyhnutelné provedení násypu (umělého zesílení nadloží na dně řeky) v Dunaji. Průkaz nadlehčování tunelu vztlakem nepředstavuje žádný problém. Další průzkumy zemin byly prováděny na straně Pešti, aby se vyjasnily nejspíše geologické poměry zvláště v blízkosti nádraží Keleti, kde náplavy zasahují do profilu ražby. V současné době ještě nejsou všechna vyhodnocení dokončena.

## NRTM (NOVÁ RAKOUSKÁ TUNELOVACÍ METODA)

Pro vybudování propojek mezi traťovými tunely, vzduchotechnických objektů a pro vyražení stanice a kolejové spojky v úseku Gellert bylo

The steering of the TBM is done by VMT and by CAP. The VMT system is responsible for the main steering and CAP provides the aid to visualise permanently the TBM direction compared to the planned one. The navigation program defines a ring sequence and guidance order and controls the thrusting jack pressure too.

## DANUBE UNDER-CROSSING

The biggest challenge in this project is the under-crossing of the River Danube. Through the fact that the alignment has changed related to the existing boreholes and soil data a campaign was done with 13 boreholes including Standard Penetration-, Dilatometer-, Lugeon-, Swelling Tests, Grain Size Analysis, Methane Measurements, Shear Tests, Atterberg Limits and Water Content Analysis. To compare the data and the levels of soil layers an additional Spontaneous Polarization Measurement and Electrical Resistivity Tomography was carried out. The aim of these investigations was to get more information about the thickness of the alluvium above the substratum and to identify anomalies in the subsoil such as fractures, fault indicators for karstic water, etc. The results confirmed much worse ground conditions than expected at the tender stage. The minimum overburden is 6,1m (2,34m clay & 3,76m alluvium) and the minimum clay overburden is 2,2m. For each tunnel in eight sections the minimum required support pressure were evaluated according to DIN 4085. Moreover the maximum allowed support pressures to check the blow out were also calculated. Finally the calculation has proved that the TBM drive with a filled working chamber 80–90 % and

compressed air or bentonite 10–20 % on the top of the chamber allows a safe under-crossing. Only for the worst case scenario stoppage under the Danube with the lowest overburden and works in front of the cutter head in case of unexpected settlements, blow out, damage on the cutter head a fill-up (artificial overburden on the bottom of the river) in the Danube is unavoidable. The evidence of buoyancy of the tunnel creates no problems. Further soil investigations were done on the Pest side to clarify uncertain geological conditions especially close to Keleti pu were the alluvium comes into the face of the cutter head. At this time the evaluations are not yet completed.

## NATM (NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD)

In order to fulfill the requirement to construct the cross passages in between the running tunnels and the ventilation structures and to excavate the mined station and cross over at Gellert, a conventional heading was needed. A heading with different types of excavators was selected to be able to construct the cross section varying between 12 m<sup>2</sup> and 135 m<sup>2</sup>.

According to the client's requirements, the tunnels are constructed with a two shell lining. The inner lining for the NATM section will be cast in situ concrete C35/45 or C45/55. In the ventilation structures 1kg/m<sup>3</sup> PP fibers is added to the concrete for better fire resistance. To guaranty water tightness, a 3mm water-proofing membrane with water stops is used. The connection to TBM tunnels will be carried out with hot melt synthetic caoutchouc and hot melt polyurethane. For the ventilation structure east and west at Gellert the same water-proofing membrane is designed for the invert but for the vault a sprayed water-proofing membrane will be applied. The reason is to get a good adhesion with the sprayed shotcrete inner lining applied here.



Obr. 11 Prorážka stroje TBM do vzduchotechnického objektu na západní straně náměstí Gellert

Fig. 11 TBM break through at Gellert Ventilation Structure West

potřeba použít konvenční metodu ražby. Aby bylo možné provádět ražbu průřezů o velikostech pohybujících se od 12 m<sup>2</sup> do 135 m<sup>2</sup>, byly zvoleny různé typy bagrů.

Podle požadavků investora se tunely budují s dvouplášťovým ostěním. Vnitřní ostění v úseku NRTM bude z monolitického betonu C35/45 nebo C45/55. U vzduchotechnických objektů se do betonu přidává 1 kg/m<sup>3</sup> polypropylénových (PP) vláken pro zvýšení požární odolnosti. Pro zajištění vodotěsnosti se používá 3 mm silná fólie s těsnicími pásy. Napojení na tunely ražené stroji TBM bude provedeno pomocí termoplastického syntetického kaučuku a termoplastického polyuretanu. Pro vzduchotechnické objekty na východní a západní straně náměstí Gellert je navržena stejná vodotěsná fólie pro izolaci dna, ale pro klenbu bude aplikována nástřiková vodotěsná membrána. Důvodem je snaha o dosažení dobré přilnavosti k vnitřnímu ostění ze stříkaného betonu, které zde je použito.

## TUNELOVÉ PROPOJKY

Pro budování tunelových propojek byl vyvinut speciální vlak, který umožnil vytvořit pracovní plošinu ve výšce vstupu do tunelu a instalovat v těchto místech veškeré vybavení. Pro zásobování ražby NRTM suchou betonovou směsí a výstrojí a pro odvoz rubaniny byl potřebný pouze jeden vlak. Prostup ve segmentovém ostění byl zajištěn provizorními ocelovými rámy a kónickými trny v prstencích. Prostup se vytváří řetězovou pilou na beton. Protože paralelně s výstavbou propojek mezi tratovými tunely probíhala i ražba oběma stroji TBM, bylo nutné jeden tunel uzavřít, aby nedocházelo ke střetům s jízdním řádem vlaku. Aby bylo možno upravovat sledy vlaků obsluhujících ražby obou TBM, byla v každé stanici zřízena dočasná kolejová spojka s odstavnou kolejí.

## RAŽENÝ ÚSEK STANICE GELLERT

Největší výzvou v rámci ražeb NRTM byla stavba ražené stanice na náměstí Gellert o délce asi 55 m, probíhající pod budovou Technické univerzity – obor chemie. Z hlediska podmínek prostředí jsou zde špatné horninové poměry, stav historické budovy a těsná blízkost Dunaje, z hlediska vlastního provádění stavby pak omezený prostor zařízení staveniště na povrchu a ve stavební jámě stanice (30 m x 27 m) a hloubka jámy (35 m). Ražená stanice je navržena ze dvou pilotních tunelů, dvou krajních nástupištních tunelů a středního nástupištního tunelu, aby se omezilo sedání a vliv na budovu univerzity. Aby byly splněny požadavky, bylo nutné v době mezi dokončením ražby pilotního tunelu a zahájením ražby všech nástupištních tunelů provést betonáž mohutných železobetonových pilířů. Během ražeb byla použita typická opatření při zajišťování výrubu, jako jsou stříkané betony, příhradové nosníky, dvě vrstvy svařovaných sítí, kotvy, aj. Souběžně se stavbou stanice nebo v předstihu před ní probíhá výstavba vzduchotechnických objektů na západní (ve vzdálenosti cca 6,5 m od nástupištního tunelu) a na východní straně se dvěma velkými rozšířeními pro převedení proudu vzduchu do tratových tunelů. Z důvodu sedání povrchu, která byla větší než očekávaná, byly vypracovány další studie a plán opatření pro budovu univerzity, za účelem povinného uchování důkazů, vyhodnocování tří varovných stavů a případně možné úpravy těchto hodnot, a omezení poškození na tak nízkou úroveň, jak byla předpokládána ve smlouvě.

## ZÁVĚR

Výběr zařízení a vybavení týkající se výstavby objektů byl správný a doposud zaručoval výkony, kvalitu a bezpečnostní standardy, potřebné pro dokončení popsaných stavebních prací. V současné době oba stroje TBM úspěšně dorazily do stanice Gellert na straně Budy a musí čekat na dokončení stanice Fövam na straně Pešti předtím, než zahájí ražbu pod Dunajem.

Dále jsou vyraženy všechny propojky mezi tratovými tunely a vzduchotechnické objekty na straně Budy, definitivní ostění je téměř dokončeno. Definitivní ostění ve stanici Gellert se v současné době provádí a může být dokončeno poté, kdy oba stroje TBM dorazí do stanice Fövam, z důvodu rozdílných průřezových profilů v definitivním stavu s ohledem na vybavení stavby a z důvodu délky TBM ve stanici.

Největšími výzvami budou podchod Dunaje a ražby pomocí TBM a NRTM na straně Pešti, které budou ve srovnání se stranou Budy probíhat ve zcela odlišných a nepříznivějších horninových podmínkách.

*DIPL.-ING. JULIUS HIRSCHER,  
julius.hirscher@bamco.hu, BAMCO MANAGEMENT, Budapešť*

*Recenzoval: Ing. Libor Mařík*



*Obr. 12 Druhotná injektáž v severním tratovém tunelu  
Fig. 12 Second injection running tunnel north*

## CROSS PASSAGES

In order to construct the cross passages a special train was developed to create a working platform at the same height as the tunnel access and to install the full equipment in this location. Only one train was needed to serve the NATM heading with dry shotcrete, support measures and to evacuate the muck also by train. The opening of the segmental lining was supported by temporary steel frames and the shear cones in the rings. The opening takes place with a concrete chain saw. Through the fact that parallel with the construction of the cross passages in between the running tunnels the TBM heading with both TBMs was ongoing, the closing of one tunnel was necessary to avoid conflicts with the train scheduling. In order to allow an adjusted train sequence for serving the TBM's, a temporary rail cross-over with a lay-by was installed in each station.

## GELLERT MINED SECTION

The biggest challenge for the NATM work was the construction of the mined station at Gellert with a length of ~ 55m under the University's department of chemistry. From the environmental point of view there are the bad ground conditions, the condition of the historic building, the close vicinity of the River Danube and from the construction point of view there are the limited site installation areas on the surface and in the station box (30m x 27m) and the depth of the shaft (35m). The design of the mined station comprises of two pilot tunnels, two platform tunnels and the concourse tunnel to limit the settlement and impact on the CH building. To meet the requirements, after excavation of the pilot tunnel, the concreting of the heavy reinforced concrete pillars was mandatory before starting excavation of the platform/concourse tunnels. For the excavation typical support measures were applied such as shotcrete, lattice girder, two layers of wire mesh, anchor etc. Parallel with or in advance of the construction of the station, the construction of the ventilation structure west (~6,5m distance from the platform tunnel) and east takes place with two big enlargements for the air flow diversion to the running tunnels. Due to bigger settlements than expected on the surface, additional studies and action plan for the CH building were made to the mandatory preservation of evidences to evaluate the three alert levels and to allow an adjustment on these values and to limit the damages to slight as foreseen in the contract.

## CONCLUSION

The selection of the equipment related to the structures was appropriate and has guaranteed the performance, quality and safety standard till now, necessary to finish the construction work as described. At the moment both TBMs have successfully reached Gellert station on the Buda side and have to wait for the completion of Fövam station on the Pest side before under-crossing the River Danube.

Furthermore, all cross passages between the running tunnels and ventilation structures on the Buda side are excavated and also the final lining almost completed. The final lining of Gellert station is ongoing and can only be completed when both TBM reach Fövam due to different clearance profiles in the final stage related to construction equipment and the length of the TBM itself in the station.

The biggest challenges will be the under-crossing of the River Danube and the TBM and NATM heading on the Pest side in totally new and more unfavorable ground conditions as compared to the Buda side.

*DIPL.-ING. JULIUS HIRSCHER,  
julius.hirscher@bamco.hu, BAMCO MANAGEMENT, Budapest*



# Moderní podoba tradiční firmy

Od dubna 2009 vystupuje akciová společnost Stavební geologie – Geotechnika pod novým obchodním názvem ARCADIS Geotechnika a.s.

I pod novým názvem ARCADIS Geotechnika chceme zůstat vůdčí společností na českém trhu v geotechnickém a environmentálním inženýrství

Více informací: [www.arcadisgt.cz](http://www.arcadisgt.cz)

Imagine the result

 **ARCADIS** GEOTECHNIKA

## Moderní podoba tradiční firmy

**ARCADIS** GEOTECHNIKA

**Největší česká geotechnická konzultační společnost Stavební geologie – Geotechnika, a.s. změnila své obchodní jméno. Od dubna 2009 vystupuje pod jménem ARCADIS Geotechnika a.s.**

Důvodem změny jména je užší a stále provázanější spolupráce s mezinárodní skupinou ARCADIS, jejímž členem jsme již od roku 2002. Naši klienti hledají partnery, kteří jim budou schopni poskytnout kvalitu služeb odpovídající mezinárodním standardům a naši zaměstnanci mohou nyní při své práci čerpat z rozsáhlé mezinárodní databáze vědomostí a zkušeností, kterou se skupině ARCADIS podařilo vybudovat během více než jednoho století. S týmem vysoce kvalifikovaných inženýrů a špičkových pracovníků z mnoha jiných oborů skupiny ARCADIS jsme schopni pokrýt všechny fáze projektu: od přípravy přes projektování a realizaci až po převzetí objektu a jeho další provoz.

### O skupině ARCADIS

Mezinárodní síť expertů ARCADIS je klíčem k realizaci téměř libovolného investičního záměru kdekoli ve světě. Skupina ARCADIS má přes 200 poboček ve více než 100 zemích světa. Umí pružně reagovat, je-li třeba, kterákoliv místní pobočka může čerpat z rozsáhlé databáze vědomostí a povolát některého z množství vysoce kvalifikovaných odborníků. Projekty skupiny ARCADIS jsou různorodé, liší se ve velikosti, typu i umístění. Přesto, ať už poskytuje poradenské služby, řídí projekt, nebo projektuje, vždy se soustřeďuje na tři základní pole působnosti: **infrastruktura, životní prostředí a stavby.**

V předmětu svého podnikání je skupina ARCADIS třetí největší v Evropě a v celosvětovém měřítku patří mezi 10 největších firem podobného zaměření. Skupina ARCADIS působí v Evropě, Asii, Severní i Jižní Americe a dohlíží nezávisle a nestranně na maximální efektivitu investic svých klientů. Ke konci roku 2008 měl ARCADIS více než 14 000 zaměstnanců a celkový objem výkonů

v roce 2008 byl přes 1 700 milionů EUR. Skupina ARCADIS je v České republice zastoupena prostřednictvím holdingové společnosti ARCADIS CZ a.s., do které kromě ARCADIS Geotechnika a.s. patří také ARCADIS Project Management s.r.o.

### Oblasti působnosti skupiny ARCADIS

#### Infrastruktura

směrem k mobilitě; cílem je vytvářet projekty, které berou ohled na životní prostředí a zároveň jsou životaschopné a realizovatelné

#### Průmyslové a občanské stavby

pro zajištění bezpečí a kvality života; důraz na bezpečnost staveb a jejich dopad na zdraví a životní prostředí

#### Životní prostředí

trvalá udržitelnost zdrojů a kvality prostředí; důraz na životní prostředí je kladen minimálně na stejnou úroveň jako na ostatní aspekty

#### ARCADIS Geotechnika

Jedinečnost, úspěšnost a síla české společnosti ARCADIS Geotechnika a.s. spočívá v kombinaci vědomostí a zkušeností získaných na základě více než **80-leté tradice** na českém trhu. ARCADIS Geotechnika a.s. se zaměřuje na poradenství, supervizi, průzkum a zkušebnictví v inženýrských stavbách, především v geotechnice, zakládání staveb, podzemních stavbách a v životním prostředí.

Důležitá pro nás vždy byla **síla spolupráce**. Vážíme si možnosti spolupracovat s nejvýznamnějšími státními investorskými organizacemi z oblasti dopravní infrastruktury, velkými stavebními firmami a dalšími subjekty veřejného i soukromého sektoru a pomáhat jim při dosahování jejich cílů.



### Specializace akciové společnosti ARCADIS Geotechnika

- Geotechnika
- Inženýrská geologie
- Hydrogeologie
- Mechanika zemin
- Mechanika hornin
- Inženýrská seizmologie
- Geofyzika
- Stavební dynamika
- Inženýrská geodézie
- Důlní inženýrství

### Název a logo skupiny

Název ARCADIS je odvozen z řeckého slova ARCADIA a znamená harmonickou společnost, mytologický „ráj“. Byl zvolen do názvu skupiny, neboť nejlépe vystihuje její závazek vytvářet **kvalitnější podmínky pro život** všech lidí na zemi.

Salamandr v logu díky své výjimečné schopnosti žít ve vodě i na souši symbolizuje **trvalou ekologickou rovnováhu**, ke které chceme svým působením přispívat.

**I pod novým názvem ARCADIS Geotechnika chceme zůstat vůdčí společností na českém trhu v geotechnickém a environmentálním inženýrství.**



### Kontakt

ARCADIS Geotechnika a.s.  
Geologická 4, 152 00 Praha 5  
Tel.: +420 234 654 111  
Fax: +420 234 654 112  
E-mail: info@arcadisgt.cz  
www.arcadisgt.cz



# FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA V PRAZE (KVĚTEN 2009)

## PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF BLANKA COMPLEX OF TUNNELS IN PRAGUE (MAY, 2009)



Obr. 1 Staveniště Myslbekova, severní a východní stěna jámy  
Fig. 1 Myslbekova site – northern and eastern walls of the excavation box



Obr. 2 Staveniště Hradčanská, stropní deska dilatací B/2 a B/1  
Fig. 2 Hradčanská site – roof decks on expansion blocks B/2 and B/1



Obr. 3 Staveniště Letná, výstavba dilatací D8 a D7 tzv. milánskou metodou  
Fig. 3 Letná site – construction of expansion blocks D8 and D7 by the Milan Method



Obr. 4 Staveniště Letná, výstavba dilatací D16, D17, D18, D19 a R2  
Fig. 4 Letná site – construction of expansion blocks D16, D17, D18, D19 and R2



Obr. 5 Ražený tunel, montáž výztuže klenby definitivního ostění  
Fig. 5 Mined tunnel – installation of the final lining vault reinforcement



Obr. 6 Ražený tunel, klenba definitivního ostění s požárními kanálky  
Fig. 6 Mined tunnel – final lining vault with exhaust ducts



Obr. 7 Staveniště Troja, výstavba klenbového tunelu v jámě 6  
Fig. 7 Troja site – construction of a vaulted tunnel in construction trench

## FOTOREPORTÁŽ Z PRORÁŽKY TUNELŮ NA ISLANDU (METROSTAV A. S.)

### PICTURE REPORT OF TUNNEL BREAKTHROUGH IN ICELAND (METROSTAV A. S.)



Obr. 1 Slavnostní setkání před posledním záběrem  
Fig. 1 Celebratory meeting before the last excavation round



Obr. 2 Poslední záběr  
Fig. 2 Last excavation round



Obr. 3 Poslední odpal  
Fig. 3 Last firing



Obr. 4 A už jsme tady ...  
Fig. 4 Here we are ...



Obr. 5 Blahopřejeme!  
Fig. 5 Congratulations!



Obr. 6 Na zdraví!  
Fig. 6 Cheers!



Obr. 7 Dokázali jsme to ...  
Fig. 7 We have made it ...



Obr. 8 V této krajině jsme pracovali  
Fig. 8 This is the country side we worked in

## ODEŠEL PROFESOR ZDENEK EISENSTEIN, Ph.D., Dr.Sc., P.Eng., EMERITNÍ PROFESOR FAKULTY INŽENÝRSKÉHO STAVITELSTVÍ TECHNICKÉ UNIVERZITY V EDMONTONU, ALBERTA, KANADA

### PROFESSOR ZDENEK EISENSTEIN, Ph.D., Dr.Sc., P.Eng., PROFESSOR EMERITUS OF CIVIL ENGINEERING AT THE UNIVERSITY OF ALBERTA, EDMONTON, CANADA, HAS DIED

Smutná a náhlá zpráva zastihla tunelářskou veřejnost celého světa v prvních dnech června 2009. V pondělí 1. června 2009 v dopoledních hodinách po krátké a těžké nemoci zemřel jeden z předních světových tunelářských odborníků, rodák z České republiky, profesor Zdenek Eisenstein, Ph.D., Dr.Sc., P.Eng.

Profesor Zdenek Eisenstein se narodil 2. dubna 1936 v Počátkách. Studium na Českém vysokém učení technickém v Praze ukončil a titul stavebního inženýra získal v roce 1959. Tam také jako vědecký pracovník působil do roku 1969. Mezitím zde v roce 1965 obhájil doktorskou práci a získal titul kandidát věd (CSc.) a více než rok (1966 až 1967) pracoval u firmy Soil Mechanics Ltd v Londýně.

V roce 1969, jako mnoho dalších Čechů, odešel do zahraničí a usídlil se v Kanadě ve státě Alberta. Zde přednášel v Edmontonu na University of Alberta na fakultě inženýrského stavitelství. Jako řádný profesor působil do roku 2001, kdy byl jmenován emeritním profesorem.

Odborná a vědecká činnost profesora Eisensteina se ovšem zdaleka nemezovala jen na akademickou oblast. Je nesmírně obtížné šíři jeho působení stručně obsáhnout. Z počátku se jeho odborné působení týkalo převážně zakládání staveb a sypaných přehrad, posléze se však jeho doménou staly podzemní stavby. Jako expert a konzultant se podílel na více než sto projektech v řadě zemích světa. Za všechny jmenujme jen následující:

- Sanegran projekt v Sao Paulo v Brazílii – tunel pro odvedení povodňových průtoků;
- Lehké metro v Edmontonu a v Calgary;
- Káhirské metro;
- Metro v Los Angeles;
- Metro ve Vancouveru;
- Kmenový kanalizační sběrač v Singapuru.

Po roce 1989 začal velmi brzy působit i ve své vlasti, České republice. Předával své bohaté odborné zkušenosti, přednášel mladým geotechnikům a jako expert se podílel na významných tunelářských projektech v České i Slovenské republice (např. tunel Mrázovka a metro v Praze nebo dálniční tunel Višňové na Slovensku).

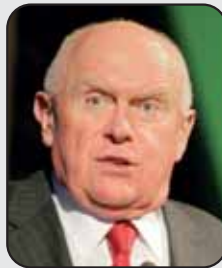
Protože podzemní stavby byly skutečně víc než jen jeho profesí, velmi intenzivně se podílel na aktivitách Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES. Řadu let byl členem její exekutivy a předsedou ITA-AITES byl v letech 1992 až 1995.

Jeho přínos podzemnímu stavitelství ocenilo mnoho mezinárodních institucí a vysokých škol. Čestný doktorát technických věd mu udělilo také České vysoké učení technické v roce 1991. Byl i čestným členem České tunelářské asociace ITA-AITES, která ho letos zařadila mezi první nositele své pamětní medaile. Převzít ji mu však již nemoc nedovolila.

Jeho odchod je pro všechny spolupracovníky a přátele velkou ztrátou, neboť je opustil nejen vynikající odborník, ale také věrný a obětavý kamarád, na kterého nelze zapomenout.

**ING. IVAN HRDINA**  
předseda  
CzTA ITA-AITES

**PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK**  
místopředseda CzTA ITA-AITES,  
řádný profesor Fakulty stavební ČVUT v Praze



The sad and sudden news spread among tunnellers throughout the world at the very beginning of June 2009: Professor Zdenek Eisenstein, Ph.D., Dr.Sc., P.Eng., one of the world's prominent tunnel construction experts and a native of the Czech Republic, died on Monday morning 1st June 2009, following a brief and severe illness.

Professor Zdenek Eisenstein was born in Počátky on 2nd April 1936. He graduated from the Czech Technical University in Prague with a degree in civil engineering in 1959. He worked for the university as a fellow until 1969. In the meantime, in 1965, he defended his doctoral thesis at the university and received a candidate of sciences (CSc.) degree. Then he worked one year (1966 to 1967) with Soil Mechanics Ltd in London.

In 1969, as did many other Czechs, he emigrated to Canada, the state of Alberta. He lectured at the University of Alberta, Edmonton, Faculty of Civil Engineering and worked as a full-time professor until 2001, when he became Professor Emeritus.

Of course, the professional and scientific activities of Professor Eisenstein extended far beyond the academic sphere, and it is extremely difficult to cover the breadth of his work in brief. In the beginning, his technical activities were associated primarily with foundation engineering and rock-fill dams; subsequently underground structures became his domain. He participated as an expert and consultant in more than 100 projects in many countries throughout the world, including the following:

- the Sanegran project in Sao Paulo, Brazil – an interceptor sewer;
- light rail transit lines in Edmonton and Calgary;
- the Cairo metro;
- Metro Rail in Los Angeles;
- the Vancouver metro;
- an interceptor sewer in Singapore.

After 1989, he began very soon to work in his native country, the Czech Republic, as well. He passed on the wealth of his professional experience, lectured for young geotechnicians and, as an expert, participated in major tunnelling projects in the Czech and Slovak Republics (for example, the Mrázovka tunnel and Prague metro, and the Višňové motorway tunnel in Slovakia).

Since underground engineering was really more than merely his profession, he participated intensively in the activities of the ITA-AITES International Tunnelling Association. He was a member of its executive for many years. From 1992 to 1995, he was the chairman of the ITA-AITES.

His contribution to underground engineering was appreciated by many international institutions and universities. He was named Professor Emeritus of Technical Sciences also by the Czech Technical University, in 1991. He was an honorary member of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, and was among the first awardees of its commemorative medal. However, illness prevented him from accepting it.

He will be missed among his colleagues and friends because they have been abandoned by not only an excellent professional but also a true and unselfish friend, who can never be forgotten.

**ING. IVAN HRDINA**  
Chairman of  
CzTA ITA-AITES

**PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK**  
Vice-Chairman of CzTA ITA-AITES,  
Full professor at the Czech Technical  
University in Prague

## ZA DOC. ING. IVANOM KUBÍKOM, CSc.

### REMEMBERING DOC. ING. IVAN KUBÍK, CSc.

Dňa 20. 2. 2009 nás po ťažkej a dlhšej chorobe navždy opustil doc. Ing. Ivan Kubík, CSc.

Narodil sa 25. 4. 1938 v Čadci. Po maturite na tunajšom gymnáziu vyštudoval Stavebnú fakultu SVŠT Bratislava. V roku 1961 nastúpil do n. p. Doprastav Bratislava.

Na vtedajšiu VŠD v Žiline nastúpil 1. 1. 1966 na katedru geomechaniky a zakladania stavieb. Po jej zlúčení s katedrou geodézie a geológie túto katedru do roku 1990 aj viedol. Po opätovnom delení katedier sa stal členom našej novej katedry geotechniky. Poznali sme ho ako optimistického a energického kolegu, ochotného nám pomôcť a poradiť pri každodenných problémoch. Osobne som obdivoval jeho pracovné nasadenie a jeho riadiace schopnosti, ako aj schopnosť aplikovať poznatky svojej vedeckej činnosti priamo do praktického života. Titul kandidáta technických vied získal v roku 1978 a v roku 1981 habilitoval na docenta.

Odborná ako aj pedagogická činnosť nášho kolegu sa zameriavala na problematiku zakladania stavieb, ale najmä na otázky spojené so stavbou a rekonštrukciou tunelov. To bola hlavná náplň jeho odborného života, ktorej sa so zanietením a vlastným venovaním nielen na našej katedre, ale neskoršie aj v niekoľkých stavebných firmách. Počas svo-



Doc. Ing. Ivan Kubík, CSc. died on 20th February 2009, after a long and severe illness.

He was born in Čadca on 25th April 1938. When he had received higher certification at a local grammar school, he graduated from the Faculty of Civil Engineering at the Slovak Technical University in Bratislava. In 1961, he took up employment in Doprastav Bratislava, national enterprise.

He entered the Traffic Engineering University in Žilina of that time on 1st January 1966, working at the Department of Geomechanics and Foundation Engineering. From the affiliation of the department with the Department of Geodesy and Geology till 1990, he was the head of the new department. When the two departments had been re-separated, he became a member of our new Department of Geotechnics. We knew him as an optimistic and energetic colleague, willing to help and advise us when daily problems were dealt with. Personally, I used to admire his drive and management abilities, as well as his capability of applying results of his scientific activities directly to practical life. He got a CSc in 1978 and habilitated as assistant professor in 1981.

The technical and teaching activities of our colleague were focused on problems of foundation engineering, but most of all on issues associated with construction and reconstruction of tunnels. These activities filled major part of his professional life. He devoted himself to them with great enthusiasm not only at our department but also later,

jej pedagogické a vedecko-výzkumné praxe vychoval nespočetné množství studentů a diplomantů. Okrem denného štúdia organizoval a prednášal v postgraduálnych kurzoch, domácich a vedeckých konferenciách. O jeho bohaté odbornej praxi svedčia dodnes používané vysokoškolské učebnice.

S určitými prestávkami ostal členom našej katedry až do svojho odchodu do dôchodku v roku 2002. Vtedy sa už bohužiaľ začali u nášho kolegu prejavovať prvé príznaky ťažkej a zákernej choroby, ktorá ho prenasledovala po celé ďalšie obdobie jeho života.

Jeho pôsobenie na našej katedre zanechalo nezmazateľnú stopu v našich srdciach a tvorilo základ, na ktorom môžeme ďalej rozvíjať jeho myšlienky v jeho nosnom odbore.

Češ' jeho pamiatke.

**PROF. ING. KAREL KOVÁŘÍK, CSc.**  
vedúci katedry geotechniky, Žilinská univerzita, Žilina

at several construction companies. He prepared a countless number of students and diplomates during his teaching and scientific-research practice. In addition to daily study, he organised postgraduate courses and domestic and foreign scientific conferences and gave lectures in those events. University textbooks, which are used till now, give evidence of his broad technical practice.

With the exception of several breaks, he remained a member of our department till his retirement in 2002. Unfortunately, it was already at that time that the initial symptoms of the serious and insidious disease started to appear. It haunted him during the rest of his life.

His work with our department has left an indelible trace in our hearts and created a base on which we can further develop his ideas within the main specialisation of his. All of us will remember him with the greatest respect.

**PROF. ING. KAREL KOVÁŘÍK, CSc.**  
Head of Department of Geotechnics at the University of Žilina

## ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

### SVĚTOVÝ TUNELÁŘSKÝ KONGRES ITA-AITES 2009 ITA-AITES WORLD TUNNEL CONGRES 2009

Budapest, the capital of Hungary, hosted the World Tunnel Congress, combined with the 35<sup>th</sup> ITA-AITES General Assembly, from 23<sup>rd</sup> to 28<sup>th</sup> May. It was attended by about 1100 guests. The technical exhibition, which was part of the Congress, attracted good numbers of exhibitors. From the Czech Republic, 5 contributions were selected for oral presentations.

V Budapešti, hlavním městě Maďarska, se od 23. do 28. května konal Světový tunelářský kongres spojený s 35. valným shromážděním ITA-AITES. Zúčastnilo se kolem 1100 účastníků a jeho součástí byla i početně obleslaná technická výstava.

Z České republiky bylo vybráno k orální prezentaci 5 příspěvků následujících autorů:

- Ing. Jan Korejčík (Metroprojekt Praha a. s.): Prodloužení trasy A pražského metra – projekt. prvního úseku (obr. 1);
- Ing. Jan Rožek (Amberg Engineers Brno a. s.): Observační metoda ražby mělkého městského tunelu v zeminách – předpoklady a skutečnost;
- Doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. (D2 Consult Prague s. r. o.): Dlouhé železničních tunely – srovnání velkých projektů;
- Ing. Miroslav Novák (Metroprojekt Praha a. s.): Větrání pražského metra;
- Ing. Martin Srb (D2 Consult Prague s. r. o.): Koordinace přípravy a realizace tunelu Sliveneč na pražském silničním okruhu.

#### ITA Open Session

Podle obvyklého časového schématu se v úterý dopoledne konalo jednání sekce, kterou organizuje ITA pod názvem ITA Open Session. Tématem bylo plánování moderních tunelů s důrazem na zastavěné oblasti. Představeno bylo několik velmi zajímavých různorodých staveb.

V prvním příspěvku Amandy Elioff z USA byla zdůrazněna důležitost spolupráce a informování veřejnosti při plánování podzemních staveb.

Mimořádně zajímavý byl příspěvek maďarského autora Gustáva Kladose o víceúčelovém tunelu SMART v Kuala Lumpur v Malajsi. Toto město je sužováno záplavami, které jsou důsledkem častých přívalových dešťů. Běžné záplavy se opakují 7 x až 10 x za rok, s trochu menší periodicitou přicházejí ale záplavy s většími průtoky. Proto bylo rozhodnuto postavit tunel, který by vyšší průtoky bezpečně převedl za město. Protože ale by tunel byl většinu času nevyužitý, zvolila se taková trasa tunelu, aby mohl současně sloužit pro automobilovou



Obr. 1 O prodloužení trasy A pražského metra hovořil Ing. Jan Korejčík (Metroprojekt Praha a. s.)

Fig. 1 The extension of the Prague metro line A was the topic of the paper presented by Ing. Jan Korejčík (Metroprojekt Praha a. s.)

dopravu. V podstatě se jedná o tříprahový tunel kruhového profilu, v horních dvou patrech jezdí automobily, spodní část je určena pro převedení nižších povodňových průtoků. Při vyšších průtocích je tunel pro automobily zcela uzavřen a voda může protékat celým profilem.

Problémem stavby byly obtížné geotechnické podmínky – kolísající úroveň skalního podloží a krasové jevy.

Manuel Arnáiz Ronda hovořil o městském tunelu délky 12 km, který vzniká při přemístění městského automobilového okruhu v Madridu pod zem.

O plánování využití podzemí v Helsinkách hovořil Ilkka Vähäaho. Město vytyčovalo řadu oblastí s vhodnými geotechnickými podmínkami pro budoucí využití podzemí. V jedné z nich vzdálené asi 10 km od centra bude vybudována centrální čistírna odpadních vod, která nahradí 18 lokálních čistíren. Na povrchu nad čistírnou vyrostle nová obytná čtvrt.

Xin Gu z Číny hovořila o plánování podzemních staveb ve městě Shenzhen. Zdůraznila, že státní a městská správa, která je investorem většiny podzemní infrastruktury včetně tunelů, čelí obrovskému tlaku vyplývajícímu z bouřlivého rozvoje města. V takové situaci by se měla hledat nezbytně nutná rovnováha mezi individualistickými zájmy soukromých investorů a potřebami společnosti, kterou zastupuje město a stát.

Posluchači si znovu mohli uvědomit, jak obrovským rozvojem prošla Čína za posledních 20, ale spíše 10 let. Potvrzovaly to promítané starší a nové fotografie čínských měst a dokládá to i fakt, že v Číně je nyní více než 10 000 tunelů různých typů a že do roku 2020 mají být vybudovány tunely o celkové délce asi 10 000 km.

Mimořádnou stavbu hloubkového kanalizačního sběrače délky 20 km v Hongkongu prezentoval Keith Tsang. Zvláštností při provádění průzkumu pro tuto stavbu bylo řízení vrtání. Šikmé vrtání prováděné z povrchu po dosažení hloubky budoucího sběrače pokračovalo rovnoběžně s jeho niveletou.

Valné shromáždění ITA-AITES rozhodlo, že pořadatelem WTC 2012 bude Thajsko, které zvítězilo v napínavém souboji nad Čínou.

Z informací o činnosti pracovních skupin ITA (ITA WGs) je vhodné upozornit na jejich publikační aktivitu, např. WG 19 Conventional Tunnelling. Je dobré také připomenout, že pracují tři výbory ITA – pro bezpečnost provozu v podzemních stavbách (ITA-COSUF), pro vzdělávání (ITA-CET) a pro využití podzemního prostoru (ITA-CUS).

Příslušné dokumenty i další informace o průběhu kongresu i jednáních orgánů ITA-AITES lze nalézt na [www.ita-aites.org](http://www.ita-aites.org).



Obr. 2 Zasedací pořádek valného shromáždění ITA-AITES

Fig. 2 The seating arrangement of the ITA-AITES General Assembly

## TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 2/2009 TUNNELLERS' AFTERNOON 2/2009

On Wednesday the 13<sup>th</sup> June 2009, the ITA-AITES Czech Tunnelling Association held another of its regular half-day seminars entitled the Tunnellers' Afternoon. This seminar was dedicated to the Královo Pole tunnels, which are being driven on the Brno ring road, in difficult geotechnical conditions (clays), with shallow overburden and under existing buildings.

The Tunnellers' Afternoon discussions were preceded by a morning excursion to the Královo Pole tunnels construction site.

V brněnském Bobycentru se konalo ve středu 13. června 2009 Tunelářské odpoledne 2/09, které bylo věnováno Královopolským tunelům na brněnském městském okruhu.

Jednání tunelářského odpoledne předcházela dopolední exkurze na stavbu Královopolských tunelů.

## 3. ZASEDÁNÍ VÝBORU C4 PIARC „ROAD TUNNEL OPERATION“ 3<sup>RD</sup> MEETING OF THE C4 PIARC COMMITTEE „ROAD TUNNEL OPERATION“

The C4 PIARC committee, which unambiguously determines tunnel equipment and operation trends, held the third meeting within the 2008-2011 four-year cycle. The meeting took place from 25<sup>th</sup> to 27<sup>th</sup> March 2009 at the historic building of the Public Works Ministry in Madrid. It was accompanied by interesting excursions to tunnel construction sites. It was conducted by Mr. Pierre Schmitz, Belgium, the chairman of the committee. The initial discussion blocks dealt with the relationship and coordination of activities with the European Commission, the COSUF partnership, the ITA-AITES and other organisations. However, the most important part was the preparation of documents in individual working groups.

Organizace PIARC, která jednoznačně určuje trendy ve vybavování a provozování tunelů (na základě dohody se oproti tomu ITA-AITES věnuje převážně výstavbě tunelů, geotechnice, geologii atd.), pracuje ve čtyřletých cyklech, které končí vydáním řady dokumentů. Poslední cyklus byl ukončen podzimním světovým kongresem PIARC v Paříži v roce 2007. Zasedání výboru C4 bylo již třetí v novém čtyřletém cyklu (2008–2011).

Zasedání se konalo ve dnech 25.–27. března v historické budově ministerstva veřejných prací v Madridu a bylo doprovázeno zajímavými exkurzemi na tunelové stavby. Celé jednání řídil předseda výboru Pierre Schmitz z Belgie. V úvodních blocích se projednával vztah a koordinace aktivit s Evropskou komisí, znalostní sítí COSUF, ITA/AITES a dalšími organizacemi. Pro čtenáře časopisu Tunel však mohou být nejvíce zajímavé informace o přípravě dokumentů v jednotlivých pracovních skupinách. Většina dokumentů je již ve vyšším stupni stadia zpracování a mohou již dnes sloužit jako významný studijní materiál. Proto jsou v dalším textu jednotlivé dokumenty v členění pracovních skupin (WG) krátce popsány (z důvodů autentičnosti jsou ponechány jejich názvy v originále):

### WG1: Operation and safety

#### *Recommendation for strategic tunnel safety management*

Analýza ukázala, že existuje řada dokumentů podobného zaměření, ale ani jeden z nich nemá komplexní záběr. Dokument je zaměřen na instituce, které požaduje direktiva 54/2004/ES, tj. na administrativní a inspekční autority, bezpečnostního manažera tunelu, bezpečnostního technika a celé organizační schéma. Dále definuje role, povinnosti a systém dalšího vzdělávání (netýká se operátorů tunelů).

#### *Guidelines on tunnel staff and emergency teams training, exercises and feedback from operation and incident*

Příručka pro trénování všech složek souvisejících s bezpečností (operátoři, bezpečnostní týmy, týmy údržby a externí intervenční složky). Definuje se celá škála cvičení (interní, externí, specializované ...) a související organizační



Obr. 1 Fascinující plastický model Madridu s vyznačenými tunely v centru řízení tunelů

Fig. 1 A fascinating plastic model of Madrid with tunnels marked in it, at the tunnel control centre

Na tunelářském odpoledni byly předneseny následující přednášky: Statické výpočty, prognózy, realita – Ing. Jiří Pechman (Amberg Engineering Brno, a. s.)

Realizace ražených částí tunelu z pohledu projektanta – Ing. Jan Rožek (Amberg Engineering Brno, a. s.)

Hloubené tunely – Ing. Lubomír Kosík (Amberg Engineering Brno, a. s.)

Ražba Královopolského tunelu II – shrnutí praktických zkušeností – Ing. Josef Bača (Subterra a. s.)

Královopolské tunely – průzkum a monitoring – Ing. David Rupp, GEOTest Brno, a. s., Ing. Václav Veselý, Ph.D., (ARCADIS Geotechnika, a. s.)

Pilotovací práce na portálu Žabovřesky včetně přilehlých objektů a na objektu technologického centra – Richard Dvořák (Zakládání staveb, a. s.)

Zdařilé akce CzTA ITA-AITES se zúčastnilo kolem 85 účastníků.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,  
ita-aites@metrostav.cz, sekretář CzTA ITA-AITES

schéma. Dále se navrhuje hodnocení zpětné vazby ze cvičení v systematické, taktické a strategické rovině.

#### *Recommendation on management of maintenance and safety inspections of tunnels*

Cílem tvorby dokumentu je, že by se kvalita údržby měla obecně zlepšit a měla by být dokonce na evropské úrovni harmonizována, aby se docílila stejné úrovně bezpečnosti i za provozu tunelu. První část Údržba popisuje politiku údržby, důležité parametry, ale i požadavky na subdodavatele. Druhá část řeší inspekce (zodpovědnosti, obsah, zpětnou vazbu ...).

#### *Life-cycle aspect of tunnel equipment*

Cyklus života a cena za nutnou obměnu zařízení významně ovlivňují provozní náklady. Dokument obsahuje analýzu životnosti entit tunelu, vliv údržby na dobu života, vliv teploty, křivky života, dále uvádí typické doby života (osvětlení, SCADA ...) a příklady z jednotlivých zemí (z dotazníku např. vyplývá, že řídicí systém SCADA se „dožívá“ v průměru 10 let, ale kabely již 30 let).

### WG2: Road tunnel safety

Tato skupina patří mezi nejatraktivnější a aktivně v ní pracuje 19 členů.

#### *Current Practice for Risk Evaluation in Road Tunnels*

Hlavním cílem je revidovat dokument Risk Analysis for Road Tunnels, dále analýza všech současných používaných metod pro analýzu rizik a návrh na klasifikaci tunelů dle ADR. Bude vytvořena metodologická báze pro sjednocení hodnocení individuálního a sociálního rizika.

#### *Improving safety in existing tunnels*

Hlavní cíle projektu jsou teprve diskutovány. Prvním tématem má být oceňování stávajících tunelů z hlediska bezpečnosti a druhým popis a definice programů na renovaci tunelů s cílem zajistit očekávanou úroveň bezpečnosti.

### WG3: Influence user behaviour in tunnel

#### *Recommendations regarding road tunnel drivers' education*

Dokument se zabývá znalostmi, které mají mít řidiči ve vztahu k tunelu. Principiální otázky ohledně bezpečnosti při vjezdu do tunelu, při jízdě v tunelu a v kritických situacích se mají řešit již v základní škole a pak v kurzech pro řidiče. Zvláště péči vyžadují profesionální řidiči. Dokument bude definovat i faktory, kterých se to týká.

#### *Improvement of safety in road tunnels through "real time" communication with the users*

První část dokumentu soustřeďuje znalosti o prostředcích, které mohou ovlivňovat chování řidiče v tunelu v normální i mimořádné situaci, a to v reálném čase. V úvahu bude brána i psychologie stresu uživatele tunelu. Každé zařízení bude popsáno a analyzováno právě z hlediska působení na řidiče.



Obr. 2 Řídicí centrum tunelů v Madridu

Fig. 2 Tunnel control centre in Madrid

**WG4: Air quality, fire and ventilation**

*Vehicle emission factors for fresh air demand calculations*

Dokument se zabývá výpočtem čerstvého vzduchu s novými emisními faktory. Cílem je i stanovení emisních faktorů pro různé země a stanovení korekčních faktorů pro budoucnost.

*Basis for Design Fires in Road Tunnels*

Velmi aktuální téma velikosti požárů, jejich dynamiky a modelování. Budou zkoumány ovlivňující parametry, např. vliv ventilace. Výsledkem budou revidované modely požárů.

*Guidelines on the applicability, cost effectiveness and operation of fixed fire suppression systems*

Diskuse a rozbor hasicích systémů: možnosti aplikace sprinklerů, vodních děl a clon, apod. Zhodnocení výhod a nevýhod. Zkušenosti z provozu.

**WG5: Knowledge management**

Skupina je nová a jejím hlavním cílem je integrovat všechny znalosti o tunelech s využitím PIARC dokumentů. Ten jich v oblasti tunelů dosud publikoval 35. Bude vytvořen PIARC Road Tunnel Manual určený pro správce, provozovatele, operátory a návrháře. V principu je to elektronická encyklopedie ve formě kapitol:

*Kap. 1: Strategie – tunelový systém, obecný návrh tunelu, fáze života tunelu, cenové aspekty ohledně výstavby a provozu, platné předpisy a doporučení.*

*Kap. 2: Bezpečnost – obecné principy, elementy bezpečnosti a integrovaný přístup, zkušenosti z nehod, ocenění rizik, principy bezpečnosti, fyzika požáru, nebezpečné zboží, bezpečnostní procedury – hlavně organizace, zlepšení bezpečnosti ve stávajících tunelech.*

*Kap. 3: Lidský faktor – chování lidí z hlediska bezpečnosti, chování uživatelů, dispečerů, vzdělání a informování.*

*Kap. 4: Provoz a údržba – organizace, provozní náklady, zpětná vazba k nehodám, provádění údržby, oceňování kvality tunelu a vztah na údržbu.*

*Kap. 5: Ekologie spojená s provozem – kvalita vzduchu v tunelu, imise, vibrace a hluk, vliv vody na provoz (tunely pod vodou).*

*Kap. 6: Geometrie – budou využity stávající dokumenty PIARC.*

*Kap. 7: Strukturální záležitosti – únikové východy, záhlavy, drenáž pro vodu a PHM, atd.*

*Kap. 8: Zařízení a systémy – ventilace, světlo, komunikace, PBZ, doprava, napájení.*

*Kap. 9: Tunel a oheň.*



**Obr. 3 Rychlovlak AVE propojující Madrid s horským městečkem Segovia tunelem délky 28 km**

**Fig. 3 High-speed AVE train connecting Madrid with the mountain town of Segovia through a 28km long tunnel**

V rámci jednání byly navštíveny městské tunely v Madridu (vč. M30), což je patrně největší městský komplex tunelů v Evropě o celkové délce 56 km. Z exkurze je rozsáhlá dokumentace, zajímavostí je, že se v těchto tunelech využívá filtrace vzduchu. Celodenní exkurze umožnila detailní seznámení s třítrubním tunelem v horách na dálnici AP-6. Zde je zajímavostí to, že se třetí tubus, který byl ražen dodatečně za provozu, střídavě využívá pro dopravu do a z Madridu. Dále byl navštíven 28 km dlouhý železniční tunel Guadarrama spojující Madrid a historické město Segovia.

**Závěry**

Jednání PIARC je vrcholně odborné a je cenným zdrojem poznatků. Obvykle se zpracované dokumenty využívají pro tvorbu národních standardů. Díky aktivní účasti v tomto výboru jsou všechny dokumenty k dispozici naší odborné veřejnosti ve značném předstihu.

**PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc. [pribylp@eltodo.cz](mailto:pribylp@eltodo.cz), ELTODO EG, a. s.**

**VÝROČÍ / ANNIVERSARIES****80. NAROZENINY ING. PAVLA MAŘÍKA  
80<sup>TH</sup> BIRTHDAY OF ING. PAVEL MAŘÍK**

Dne 15. 5. 2009 oslavil 80. narozeniny Ing. Pavel Mařík, kterého mnozí kolegové znají nejen jako odborníka v oboru podzemních staveb, ale i jako dlouholetého člena redakční rady časopisu Tunel, dobrého společníka, který nezkaží žádnou legraci nebo dodnes aktivního hráče bridge.

Významné životní jubileum je dobrým důvodem k ohlédnutí a rekapitulaci dosavadní životní dráhy. Pavel Mařík se narodil v rodině stavitele Jaroslava Maříka v roce 1929 a stejně jako mnoho vrstevníků poznamenala i jeho dětství druhá světová válka, kdy se po uvěznění obou rodičů nacisty a totálním nasazením staršího bratra Jiřího musel sám protloukat útrapami protektorátního státu. Po válce se s rodiči i bratrem vrátil do Němci vysídleného Neveklova a studoval na reálném gymnáziu v Benešově.

Po jeho absolvování v roce 1948 nastoupil na vysokou školu inženýrského stavitelství ČVUT v Praze. K prvnímu dobrovolnému kontaktu s podzemím došlo již v roce 1951, kdy po třech letech studia komunistický režim usoudil, že jako syn podnikatele a nepřítel režimu musí nastoupit vojenskou službu v ostravských dolech. Po roce práce v podzemí byl převelen ke stavebnímu pomocnému technickému praporu na Moravu a po ukončení vojenské služby 15. 3. 1954 nastoupil jako řádný pracovník do firmy Energoprojekt. Pracoval jako projektant stavební části elektrorozvodů a při zaměstnání se mu podařilo v roce 1956 dokončit dobrovolně přerušené studium vysoké školy.

V roce 1966 nastoupil do firmy PUDIS, kde působil nejprve ve funkci vedoucího skupiny a postupně se jako bezpartijní vypracoval až na funkci ředitele střediska. V tomto období se nejprve podílel na projektech podzemní tramvaje v Praze a po změně koncepce městské hromadné dopravy působil jako hlavní inženýr projektu stavební části stanice Muzeum trasy IC metra. K dalším významným podzemním dílům tohoto období patří projekt Těšnovského tunelu na vltavském nábřeží, projektový úkol hloubené varianty tunelů Dobrovského v Brně a zejména projekt Strahovského tunelu od fáze studií v roce 1975 až po prováděcí projekty. Při zpracování



Ing. Pavel Mařík celebrated the 80<sup>th</sup> birthday on 15 May 2009. He has been known by many people not only as an expert in the field of underground engineering, but also as a long-time member of the editorial board of TUNEL, a good companion who never spoils any fun, or a bridge player active till now. This important occasion is a good reason for looking back and recapitulating his life and career till now. Pavel Mařík was born into the family of Jaroslav Mařík, a master builder, in 1929. World War II marked his childhood in a similar way as it did to his age mates. When both his parents had been imprisoned by the Nazis and his older brother Jiří had been forcedly deployed as labour in Germany, he had to struggle through the hardships of the Protectorate of Bohemia and Moravia on his own. After the war, he returned with his parents to the town of Neveklov, the population of which had been displaced by Germans, and attended the high school in Benešov. Once he had received the certification, he entered the Department of Civil Engineering at the Czech Technical University in Prague. He experienced the first, involuntary, contact with the underground in 1951, after three years

of studies. The communist regime concluded then that he, as a son of an entrepreneur and enemy of the regime, had to enlist in the army and work in Ostrava mines. After a year of the work in the underground, he was transferred to an unarmed building labour battalion in Moravia and, on 15/3/1954, when his compulsory military service ended, he was hired as a regular employee by Energoprojekt. He worked in the position of designer for civils works for distribution substations and, in 1956, managed to complete his involuntarily suspended university studies (extramural). In 1966, he entered the PUDIS company, where he worked at the beginning in the position of a head of a team and, gradually, he worked his way up to the position of a director of department, despite the fact that he was a non-Party man. In this period of time, he first participated in designs for the subsurface tram in Prague and, when the urban mass transit concept was changed, he worked in the position of a chief designer for the civils works for Muzeum Station on the metro Line I C. Among other significant underground structures of this period are the design for the Těšnov tunnel on the Vltava River embankment, the feasibility study for the cut-and-cover variant of the Dobrovského tunnel in Brno and, above all, the design for the Strahov tunnel.

projektové dokumentace Strahovského tunelu již došlo ve vyšších stupních projektové dokumentace k prvním kontaktům se západními zahraničními firmami a snaze o změnu technologie ražby na NRTM. Doba však ještě podobným změnám nepřála a tunel byl ražen modifikovanou prstencovou metodou pomocí pološtítu posouvaného na předem vyražených a betonovaných operáčích. Kromě podzemních staveb se podílel na zajímavých geotechnických úlohách, ke kterým např. patřila v roce 1983 rekonstrukce Smetanova nábřeží.

Po změně režimu v České republice využil možnosti soukromého podnikání a v roce 1993 po 45 letech od znárodnění firmy svého otce založil vlastní firmu Pavel Mařík IK (inženýrské konstrukce). V nově založené firmě pokračoval na realizační dokumentaci Strahovského tunelu až po vypracování provozního řádu a digitální dokumentace skutečného provedení, vedl projekty zajištění smíchovského portálu tunelu Mrázovka, rekonstrukce Těšnovského tunelu, rekonstrukce Rašínova nábřeží v úseku od Vyšehradského tunelu až po Mánes, rekonstrukce nábřeží Edvarda Beneše v úseku od předsednictva vlády až po Letenský tunel. Jeho firma zpracovávala pasportizaci objektů v nadloží tunelů silničního okruhu kolem Prahy na stavbách 513 a 514. Aktivní práci ve firmě ukončil v 76 letech v roce 2005. Ukončením činnosti ve firmě však neskončil jeho zájem o podzemní stavby a život kolem nich. Do současnosti sleduje prostřednictvím časopisu Tunel i internetu aktuální informace z domova i ze světa a jako individuální člen se v rámci možností účastní akcí pořádaných Českou tunelářskou asociací. Tunelům a geotechnice věnoval bezmála 40 let života a za celoživotní práci v oboru obdržel od České tunelářské asociace pamětní medaili. Do dalších let přejeme především pevné zdraví, pohodu a neutuchající životní elán.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,  
ita-aites@metrostav.cz, sekretář CzTA ITA-AITES

## K SEDMDESÁTINÁM PROFESORA BARTÁKA SEVENTIETH BIRTHDAY OF PROFESSOR BARTÁK

V červnu tohoto roku se ve zdraví a plné tvůrčí síle dožívá sedmdesátí let náš dlouholetý kolega, kamarád a jeden ze zakladatelů moderní školy českého tunelářství a podzemního stavitelství prof. ing. Jiří Barták, DrSc., profesor geotechniky na ČVUT v Praze. Toto jeho významné životní jubileum nás, kteří jej a jeho práci známe desítky let, opravňuje připomenout jeho zásluhy a aktivity od jeho odborných a vědeckých začátků, kdy jako žák prof. Straky se svým kolegou, pozdějším prof. Buckem, začali ovlivňovat tento významný obor a svými pracemi determinovat jeho budoucí vývoj a rozvoj.

Prof. Barták se narodil 13. června 1939 v Praze. Obecnou a měšťanskou školu navštěvoval v letech 1945–1953 v Praze-Krči, v roce 1956 maturoval na gymnáziu v Praze-Braníku. Fakultu inženýrského stavitelství ČVUT, obor konstruktivně-dopravní, absolvoval s vyznamenáním v roce 1961.

Po nedlouhém působení na stavbě Kaučuku Kralupy byl přijat v roce 1962 jako asistent na katedru silničních staveb Stavební fakulty, v roce 1963 působil jako asistent na katedře železničních staveb a po vzniku katedry geotechniky se stal odborným asistentem u prof. ing. J. Straky, DrSc.

V 2. polovině 60. let absolvoval dlouhodobou stáž v laboratořích mechaniky hornin Hornického ústavu ČSAV a působil u stavebních podniků Kámen Praha a Instav Praha při navrhování a provádění trhacích prací.

Po absolvování vědecké přípravy obhájil v roce 1972 kandidátskou dizertační práci s názvem Statické řešení kotveného pažení hlubokých stavebních jam a v roce 1976 habilitační práci na téma Metoda konečných prvků v geotechnice. V roce 1977 byl jmenován docentem pro obor zakládání staveb a podzemní stavby na katedře geotechniky FSv.

Vědeckou hodnost doktora technických věd získal v roce 1987 po obhájení dizertační práce *Progressivní postupy navrhování hloubených podzemních staveb* a v roce 1988 byl jmenován profesorem pro obor podzemní stavby na Stavební fakultě ČVUT v Praze. V tomto oboru úspěšně pedagogicky působil a působí na stavebních fakultách v Praze, Brně i Bratislavě, stejně tak široký okruh zabírá i jeho podíl na výchově nových vědeckých a vědecko-pedagogických pracovníků. K jeho pedagogickému působení se váže autorství a spoluautorství (vesměs s prof. Buckem) velkého počtu vysokoškolských skript s tematikou podzemních staveb a geotechniky.

Prof. Barták projevoval vždy mimořádné zaujetí pro řešení obtížných úkolů vyskytujících se ve stavební praxi a vzhledem ke svým bohatým zkušenostem je vyhledávaným expertem pro oblast podzemních staveb. Zpracoval stovky studií, odborných posudků a statických výpočtů pro investorské, projekční i dodavatelské organizace v ČR, v posledních letech působil a působí jako expert na velkých podzemních stavbách (stoka „F“ v Praze-Troji, rekonstrukce PVE Stěchovice, tunel Hřebeč, podzemní zásobník plynu Příbram-Háje, tunely a stanice pražského metra, tunely Mrázovka, Valík, Nové spojení, Prackovice, Dobrovského, Blanka a řada dalších podzemních děl).

from studies (1975) to the detailed design. During the work on the design for the Strahov tunnel, initial contacts were made with foreign (western) contractors, which tried to change the excavation technique to the NATM. However, the time did not favour similar changes, thus the tunnel was driven using a modified ring method, by means of a semi-shield moving on abutments, which had been cast in pre-excavated drifts. Apart from underground structures, he participated in interesting geotechnical problems, such as the reconstruction to the Smetana Embankment in 1983. When the regime had changed in the Czech Republic, he took the opportunity for private enterprise and founded his own firm, Pavel Mařík IK (inženýrské konstrukce), in 1993, 45 years after the nationalisation of his father's firm. In the newly founded firm, he continued to work on the detailed design for the Strahov tunnel, up to the development of operating instructions and digital as-built design. He was in charge of the work on designs for the stabilisation of the Smíchov portal of the Mrázovka tunnel, the Těšnov tunnel reconstruction, the reconstruction to the Rašín Embankment within the section between the Vyšehrad tunnel and Mánes, the Edvard Beneš Embankment reconstruction between the Presidium of the Government and the Letná tunnel. His firm carried out a condition survey on buildings above tunnels on the outer Prague City Ring Road, construction lots 513 and 514. He terminated his active work in the firm in 2005, at the age of 76. Nevertheless, the end of the work for the firm has not meant the end of his interest in underground construction projects and the life around them. Till the present time he has kept himself informed about topical domestic and worldwide issues through TUNEL and Internet. As an individual member of the Czech Tunnelling Association he takes part, if possible, in events organised by the association. He dedicated nearly 40 years of his life to tunnels and geotechnics; he was awarded a commemorative medal for the whole-life's work in the industry by the Czech Tunnelling Association. We wish him for upcoming years all the best for good health, wellness and vitality.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,  
ita-aites@metrostav.cz, sekretář CzTA ITA-AITES



In June 2009, our long-time colleague, friend and one of the founders of the modern Czech tunnelling and underground engineering school, Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., professor of geotechnics at the Czech Technical University in Prague, will live to see seventy, boasting sound health and full creative strength. This important occasion entitles us, his friends who have known his work for tens of years, to remember his credits and activities from his professional and scientific start-ups, when he, as a pupil of Prof. Straka, together with professor Bucek, his future colleague, began to influence this important industry and determine its future development through their works.

Prof. Barták was born in Prague on 13th June 1939. He attended a general school and secondary school in Prague-Krč in 1945–1953. He received higher certification at a grammar school in Prague-Braník in 1956 and graduated with a first from the Czech Technical University with a degree in civil engineering from the Department of Civil Engineering and Traffic Structures in 1961.

In 1962, after a not long period during which he was employed at the construction of the Kaučuk Kralupy rubber plant, he was hired by the Department of Road Structures of the Faculty of Civil Engineering as a lecturer. In 1963, he was a lecturer at the Department of Railway Structures and, after the origination of the Department of Geotechnics, he became a fellow working for Prof. Ing. J. Straka, DrSc.

In the mid-1960s, he went on long-term secondment in rock-mechanics laboratories of the Institute of Mining of the Czechoslovak Academy of Sciences and collaborated with construction companies Kámen Praha and Instav Praha in the field of design and execution of blasting.

In 1972, after scientific preparation, he defended his candidate thesis entitled *Structural Analysis of Anchored Support of Deep Construction Trenches* and, in 1976, defended his inaugural dissertation on the topic *Finite Element Method in Geotechnics*. In 1977, he was appointed assistant professor at the Department of Geotechnics of the Faculty of Civil Engineering.

He gained the academic degree doctor of technical sciences in 1987, once he had defended the dissertation thesis entitled *Progressive Procedures in Designing Cut-and-Cover Structures*; in 1988 he was appointed professor in the subject of underground engineering at the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague. He has taught students in this field at faculties of civil engineering in Prague, Brno and Bratislava. Equally wide is the scope of his share in the education of new scientific and scientific-teaching workers. His teaching activities are tied up with the authorship and co-authorship (mostly together with Prof. Bucek) of a great number of university duplicated textbooks on underground construction and geotechnics.

Prof. Barták has always shown keen interest in solving difficult tasks occurring in the construction practice. Owing to the wealth of experience he has gained, he is a sought-after expert in the field of underground structures. He carried out hundreds of studies, expert opinions and structural analyses for project owners, designing offices and contractors in the Czech Republic. In recent years, he has worked as an expert at large underground construction projects (trunk sewer "F" in Prague-Troja, reconstruction of the Stěchovice pumped storage station, the Hřebeč tunnel, the Příbram-Háje gas storage cavern, Prague metro tunnels and stations, the Mrázovka, Valík, New Connection, Prackovice, Dobrovského and Blanka tunnels and many other underground works).

### K jeho nejvýznamnějším pracím výzkumného charakteru patří především práce:

Vyhodnocení nových metod a teorií statického řešení kruhových obezdívek podzemních staveb (1966), Nové metody v podzemním stavitelství (1971), Kotvené pažení stavebních jam (1973), Stanovení průběhu napjatosti horninového masívu v oblasti kolem výrubu matematickým modelováním metodou konečných prvků (1975), Výzkum problémů pažených stavebních jam (1977), Dimenzování výstroje důlních děl nových profilů (1980), Problémy interakce staveb a jejich prvků se zemním prostředím (1983), Tlaky výsypek na železobetonové duté objekty (1985), Adaptace stávajících podzemních prostor pro účely CO (1990), Užité observační metody pro navrhování podzemních staveb (1993), Progresivní postupy navrhování a rozvoj nových technologií v podzemním stavitelství (1998).

### K nejvýznamnějším pracím pro stavební praxi patří zejména:

Posouzení obezdívek vodovodního přivaděče Želivka (1965), Řešení čtyřkloubové obezdívky metra typu VKD Kladno (1969), Řešení stavební jámy a trafostanice na trase IC pražského metra – Hlavní nádraží (1970), Nahrazení tunelu otevřeným zářezem v České Třebové (1970), Řešení základkových uzávěr v Hamru na Jezeře (1972), Řešení rozvětvení tunelových tras metra (1973), Měření deformací pilotové stěny ve stanici Kosmonautů na trase IIC pražského metra (1975), Statické řešení ostění pro tunelovací stroj Priestley (1976), Měření tenkostěnné prefabrikované železobetonové obezdívky dvoukolejného železničního tunelu na přeložce trati Sokolov–Chodov (1980), Řešení stavební jámy rozpletu dostavby III. Vinohradského tunelu v Anglické ulici (1980), Návrh tunelů středního dopravního okruhu v úseku Špejchar–Argentinská (1981), Řešení břevnovského portálu Strahovského tunelu (1984), Návrh směrnic pro projektování a provádění hydroizolačních pláští podzemních objektů (1986), Stabilita opěr Strahovského tunelu (1985), Stabilitní problémy hrází odkališť (1987), Řešení problematiky výstavby kolektorové sítě v Praze (1989), Řešení problematiky kolektorové sítě v Brně (1990–1997), Alternativní řešení výstavby štoly pro stoku „F“ – aplikace NATM (1991), Využití drátkobetonu v podzemním stavitelství (1993), Posouzení stability stavební jámy PVE Štěchovice (1995), Sanace suterénních prostor přesunutého děkanského kostela v Mostě (1996), Posouzení havárie východního portálu tunelu Hřebeč (1996), Statické řešení severního portálu tunelu Mrázovka (1997), Průzkum a sanace těžce havarované kanalizační stoky v Praze-Troji (1997), Provedení a analýza observačních měření na přesypávaném dopravním tunelu v lomu Hvízdalka (1998), Statické řešení obtokové štoly vodního díla Morávka (1998) a řada novějších znaleckých posudků, studií a vyjádření k projektům a výběrovým řízením v České i Slovenské republice.

K uvedenému výčtu se váže přes 250 publikovaných časopiseckých článků a příspěvků ve sbornících vědeckých konferencí. Jako spoluautor a vedoucí redakčního kolektivu se podílel na přípravě uznávaných odborných publikací Tunel Mrázovka (SATRA 2004) a Podzemní stavitelství v České republice (SATRA 2007). Prof. Barták je autorizovaným inženýrem pro obor geotechnika, předsedou zkušební komise ČKAIT pro tento obor a soudním znalcem pro obor zakládání staveb a podzemní stavby.

Jeho zásluhou je realizace již několika vědeckých konferencí Podzemní stavby Praha, jejichž zaměření i obsah výrazně ovlivnil ve prospěch moderních přístupů k projektování a provádění podzemních staveb. Významně se zasloužil o úspěch světového tunelářského kongresu v Praze v roce 2007. Je dlouhodobým členem představenstva a místopředsedou České tunelářské asociace a mnohaletým členem a předsedou redakční rady časopisu Tunel, stejně tak i členem přípravných a vědeckých výborů českých i mezinárodních konferencí.

Rozsáhlá pedagogická, vědecká, odborná a organizační činnost prof. Bartáka svědčí o jeho vysokém pracovním nasazení ve prospěch geotechniky. Ve volném čase se dosud stále věnuje sportovním aktivitám, zejména tenisu, cyklistice a lyžování.

Do dalších let přejeme prof. Bartákoví především stálé zdraví, neucházející elán a ještě mnoho úspěchů v jeho vědecké a odborné činnosti ve prospěch a slávu českého podzemního stavitelství.

**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., člen redakční rady**

### Among the most important works in the field of research, we can name above all the following ones:

Assessment of new methods and theories for structural analyses of circular liners of underground structures (1966), New methods in underground engineering (1971), Anchored support of construction trenches (1973), Determination of stress distribution in rock mass surrounding an excavated opening by means of mathematical modelling using the finite element method (1975), Investigation into problems of supported construction trenches (1977), Design of new profile means of support for mining works (1980), Problems of interaction between structures and their elements and ground environment (1983), Pressures on hollow reinforced concrete structures exerted by spoil heaps (1985), Adaptation of existing underground spaces for civil defence purposes (1990), The use of the observational method in designing underground structures (1993), Progressive design procedures and development of new technologies in underground engineering (1998).

### Among the most important works for construction practice are, above all:

Assessment of the Želivka water tunnel lining (1965), Design for the VKD Kladno type of a four-hinged metro lining (1969), Design for the construction trench and transformer station for Hlavní Nádraží Station on the Prague Metro Line C (1970), Replacement of a tunnel by an open cut near Česká Třebová (1970), Design for sealing of stowed spaces at Hamr na Jezeře (1972), Design for bifurcation of tunnelled metro lines (1973), Measurement of deformations of a pile wall at Kosmonautů Station on the Line II C of Prague Metro (1975), Structural analysis of a lining for a Priestley tunnel boring machine (1976), Measurement on a thin-shell precast reinforced concrete lining of a double-track tunnel on a diversion of the Sokolov–Chodov rail line (1980), Design for a construction trench for the bifurcation of the Vinohrady III tunnel in Anglická Street (1980), Design draft for tunnels on the intermediate circle road within the Špejchar–Argentinská section (1981), Design for the Břevnov portal of the Strahov tunnel (1984), Draft of directives on designing and application of waterproofing jackets to underground structures (1986), Stability of abutments in the Strahov tunnel (1985), Stability problems of mine tailings dams (1987), Solution to problems of developing the utility tunnel network in Prague (1989), Solution to problems of developing the utility tunnel network in Bmo (1990–1997), Alternative design for the construction of a gallery for trunk sewer “F” – the NATM application (1991), The use of steel wire reinforced concrete in underground engineering (1993), Assessment of stability of a construction trench for the Štěchovice pumped storage scheme (1995), Stabilisation of basement spaces in the relocated decanal church in Most (1996), Assessment of the collapse of the eastern portal of the Hřebeč tunnel (1996), Structural design for the northern portal of the Mrázovka tunnel (1997), Survey and rehabilitation of a heavily damaged trunk sewer in Prague-Troja (1997), Execution and analysis of observation measurements on a false transport tunnel in the Hvízdalka quarry (1998), Structural analysis of a diversion tunnel for the Morávka dam project (1998) and lots of newer expert's reports, studies and opinions on designs and tender proceedings in both the Czech and Slovak Republics.

Over 250 articles published in magazines and contributions contained in volumes of papers that were presented at scientific conferences must be added to the above summary. As a co-author and head of the editorial team, he participated in the preparation of generally appreciated technical publications: Mrázovka Tunnel (SATRA 2004) and Underground Construction in the Czech Republic (SATRA 2007). Prof. Barták is a certified geotechnical engineer, the chairman of the ČKAIT (Czech Chamber of Certified Engineers and Technicians) for this specialisation, and a forensic specialist in the field of foundation engineering and underground engineering.

He deserves credit for organising several scientific conferences Underground Constructions Prague. He significantly affected the focus and content of the conferences in behalf of modern approaches toward designing and construction of underground structures. Significant part of the success of the World Tunnel Congress 2007 in Prague can be attributed to his credit. He is a long-time member of the Board and vice-chairman of the Czech Tunnelling Association, and a long-standing member and chairman of the Editorial board of TUNEL, as well as a member of steering committees and scientific councils at Czech and international conferences.

The extensive teaching, scientific, technical and organising activities give evidence of the active engagement of Prof. Barták in behalf of geotechnics. During his free time, he gives himself up to sports activities, first of all tennis, cycling and skiing.

For the years to come, we wish Prof. Barták good health, unflagging energy and lots of success in his scientific and technical activities in behalf of the fame and glory of Czech underground engineering.

**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., Member of Editorial Board**

## PRAŽSKÉ METRO 2009: 40 LET OD ZAHÁJENÍ RAŽEB TUNELŮ – 35 LET V PROVOZU

### PRAGUE METRO 2009: 40 YEARS SINCE THE COMMENCEMENT OF DRIVING THE TUNNELS – 35 YEARS IN OPERATION

The contribution commemorates two anniversaries of the Prague Metro. The driving of tunnels started on the first line (Line C) in 1969. The operation of the first section from Florenc station to Kačerov station successfully started five years later, in 1974.

Některé inženýrské stavby mají specifickou vlastnost: po zahájení stavby je její dokončení v nedohlednu. Dálniční, silniční a železniční stavby, stavby inženýrských sítí – a linek metra pod velkoměsty jsou trvale živým a neustále se rozvíjejícím organismem. Postupně vznikají a jsou ukončovány jejich větve, etapy nebo provozní úseky. Tak neustále přibývají termíny, které si můžeme připomínat.

Před dvěma lety jsme na stránkách Tunelu vzpomínali na dvě takové stavby, z větší nebo menší části podzemní, Vodní dílo Želivka a Pražské metro. To se nám připomíná i dnes, a hned dvěma jubilei.

Vratme se nejdříve do roku 1969.

Období počátků normalizace se projevilo i na stavbě metra přemrštěným zdůrazňováním „nezištné sovětské pomoci“ a využívání našich úspěchů při jeho výstavbě k politickým účelům stranické vládní garnitury.

Pražské metro je ale z mnoha hledisek pozoruhodná stavba. Pro stavbaře například tím, že se staví uprostřed živého velkoměsta s tisíciletou historií, složitou morfologií terénu i rozmanitou geologií podloží. Že zasahuje do mnoha stavebních oborů. Že přechází z desetiletí do desetiletí a že z toho důvodu vyžaduje dlouhodobě sledovat, ověřovat a aplikovat pokroky v podzemním stavitelství ve světě.

Dnes můžeme s odstupem času hodnotit, jak obtížné bylo v tehdejší době vybudovat potřebnou tunelářskou kapacitu, v době dlouholeté recese podzemního stavitelství v Československu, kdy bývalí barabáci byli většinou





Obr. 1 Montáž nemechanizovaného štítu  
Fig. 1 Assembly of a non-mechanised shield

vznikl i později v souvislosti s nezbytnou koncentrací řemeslných prací PSV v krátkých a nekontinuálních obdobích dokončování jednotlivých úseků metra včetně všech vyvolaných investic, staveb a objektů nejrůznějšího charakteru.

Rok 1969 znamenal na stavbě metra ukončení přípravy ražeb mezistaničních úseků. Zavedly se následující technologie budování tratových tunelů: prstencová metoda ražení převážně s použitím trhavin a vstrojení tunelu pomocí erektoru – ukladače litinových tybinků, ražení pod ochranou nemechanizovaného štítu, ražení technologií VKD s osazováním železobetonových prstenců pomocí ukladače pojízdějího po konzolách v ostění.

V rychlém sledu pokračovalo zahájení jednotlivých ražeb. Z jámy ve Štětkově ulici za dnešní stanicí Vyšehrad začali 20. ledna tuneláři Vodních staveb razit PTT (pravý tratový tunel) a skončili již 30. září téhož roku první prorážkou do jámy budoucí stanice Pražského povstání. Následovaly Vojenské stavby 30. dubna se zahájením ražby LTT mezi stanicí Muzeum a I. P. Pavlovo. A konečně 1. srpna začal podnik VKD razit tunely mezi stanicí Pankrác a Pražského povstání. Jáma ve Štětkově ulici zaznamenala pak 10. listopadu ještě zahájení další ražby – LTT do stanice Pražského povstání. Letošní rok je tedy rokem razičských jubileí.

Uplýnulo dalších pět let – a my se přenesme do roku 1974.



Obr. 4 Traťový tunel v šachtě pod pankráckým kostelíkem  
Fig. 4 Running tunnel in a shaft under a little church in Pankrác



Obr. 2 Stavební jáma Mezibranská – Václavské nám. (Muzeum)  
Fig. 2 Mezibranská – Wenceslas Square. (Museum Station) excavation box

rozptýlení v jiných stavebních oborech. Pořádilo se to ve spolupráci vyššího dodavatele stavby, národního podniku Vodní stavby, později k tomu účelu vyčleněnému podniku Metrostav s podniky Vojenské stavby a VKD – Výstavba kamenuhelných dolů Kladno.

Podobný problém pak vznikl i později v souvislosti s nezbytnou koncentrací řemeslných prací PSV v krátkých a nekontinuálních obdobích dokončování jednotlivých úseků metra včetně všech vyvolaných investic, staveb a objektů nejrůznějšího charakteru.

Rok 1969 znamenal na stavbě metra ukončení přípravy ražeb mezistaničních úseků. Zavedly se následující technologie budování tratových tunelů: prstencová metoda ražení převážně s použitím trhavin a vstrojení tunelu pomocí erektoru – ukladače litinových tybinků, ražení pod ochranou nemechanizovaného štítu, ražení technologií VKD s osazováním železobetonových prstenců pomocí ukladače pojízdějího po konzolách v ostění.

V rychlém sledu pokračovalo zahájení jednotlivých ražeb. Z jámy ve Štětkově ulici za dnešní stanicí Vyšehrad začali 20. ledna tuneláři Vodních staveb razit PTT (pravý tratový tunel) a skončili již 30. září téhož roku první prorážkou do jámy budoucí stanice Pražského povstání. Následovaly Vojenské stavby 30. dubna se zahájením ražby LTT mezi stanicí Muzeum a I. P. Pavlovo. A konečně 1. srpna začal podnik VKD razit tunely mezi stanicí Pankrác a Pražského povstání. Jáma ve Štětkově ulici zaznamenala pak 10. listopadu ještě zahájení další ražby – LTT do stanice Pražského povstání. Letošní rok je tedy rokem razičských jubileí.

Uplýnulo dalších pět let – a my se přenesme do roku 1974.



Obr. 3 Noční snímek rozestavěné stanice Muzeum  
Fig. 3 Night photo of Muzeum Station, under construction

Připomeňme si, že stavbou metra byl tehdy první provozní úsek trasy C, tj. od stanice Florenc po stanici Kačerov o provozní délce 6,6 km (tj. mezi střední nástupiště koncových stanic), s 9 stanicemi a depem Kačerov. Stavba byla zahájena ještě v rámci projektu podpovrchové tramvaje 7. ledna 1966 výkopem pro přeložky inženýrských sítí v Opletalově ulici. Po rozhodnutí vlády z 9. 8. 1967 o přechodu na výstavbu metra pokračovaly práce podle operativně upravených projektů s respektováním již mělce založené stanice Hlavní nádraží s bočními nástupišti a přílehlými tunely směrem k Muzeu. Po 4 letech výstavby metra převzal od 1. 1. 1971 funkce vyššího dodavatele stavby n. p. Metrostav.

Celková délka tratových tunelů trasy označované jako 1C je 9,390 km. Ražené tunely mají v délce 4,469 km ostění z litinových a v délce 2,753 km ostění z železobetonových tybinků. Hloubené tunely mají monolitické betonové ostění v délce 1,361 km a 0,806 km je v podzemních stěnách. Maximální dosažené výkony v ražbě: pod ochranou štítu – 100 m Metrostav), erektorem – 51 m (Vojenské stavby) a ukladačem VKD – 84 m.

Pro úplnost ještě možno doplnit objem výkopku ze stanic a depa Kačerov – 1,750 mil. m<sup>3</sup>, objem uloženého betonu přes 200000 m<sup>3</sup> a 4000 t ocelových konstrukcí stanic Florenc a I. P. Pavlova. Stěny stavebních jam stanic a hloubených tunelů byly zabezpečeny 30 000 m<sup>2</sup> podzemních stěn, 5000 m<sup>2</sup> záporového pažení, 11 000 m<sup>2</sup> železobetonovými pilotami a bylo osazeno několik desítek kilometrů zemních kotev. Celkové náklady prvního provozního úseku metra činily v tehdejších cenách 3759,6 mil. Kčs, z toho stavební část 2801,1 mil. Kčs.

Na přelomu let 1973/1974 bylo na stavbě metra zvláště rušno. K předání stavby 1C připravené do zkušební jízdy došlo již 22. prosince. Týden nato, 29. prosince, se uskutečnila ověřovací jízda po celé délce úseku za účasti pracovníků ze staveb, vedení podniků i neoficiálních hostů.

V první pracovní den nového roku, tj. 2. ledna 1974, se pak konala oficiální slavnostní zkušební jízda. Současně padlo rozhodnutí uvést trasu do provozu s cestujícími o sedm týdnů před termínem – k 9. květnu 1974.

Mnohých z toho, co ještě zbývalo vykonat, se zdálo nemožné. Většina pracovníků na stavbě cítila, že jde o jejich vlastní prestiž. Práce na metru přestala být prací jako na kterékoli jiné stavbě. Zkrácený termín provokoval, byla tu společná vůle jej splnit.



Obr. 5 Rozestavěné depo Kačerov  
Fig. 5 Kačerov depot – under construction

Na atmosféru napětí konce roku 1973 a prvních čtyř měsíců 1974 nikdo z těch, kdo stavěli metro v Praze, nikdy nezapomene. Vždyť šlo o první stavbu tohoto druhu u nás, o stavbu pro Prahu, a lidé se ochotně dali vtáhnout do toho víru společného úsilí.

Zatímco do konce roku 1973 muselo být dokončeno vše v tzv. placeném prostoru, tj. od kolejí po turnikety, koncentrovaly se v prvním čtvrtletí 1974 stavební a montážní práce do prostoru neplaceného, do vestibulů, podchodů, výstupů a okolí stanic. Situace byla kvalitativně rozdílná v tom, že ke zkušebnímu provozu bylo třeba dílo dokončit především funkčně, kdežto k zahájení provozu s cestujícími i esteticky včetně vazby na povrchovou dopravu. Mimo to bylo nutno dokončit veřejnoprávní kolaudace, které znamenaly nejen množství administrativy, ale i mnoho dodatečných víceprací, které kolaudační komise nařídily jako podmínku pro bezpečný provoz. Tím se objem dokončovacích prací na poslední chvíli zvětšoval. Kolaudace musely skončit do 12. dubna, dříve než začaly jízdy vlaků podle grafikonu a komplexní zkušební provoz všech zařízení. Prakticky to znamenalo, že většina prací kromě povrchových úprav v okolí stanic musela být dokončena o měsíc dříve, než začne provoz s cestujícími. Postup výstavby bylo nutno řídit a sledovat ze dne na den, na stavbě depa se při kompletaci provozních místností mluvilo o hodinách.

Velký tlak se v závěrečné fázi přesouval na dodavatele řemeslných prací. Pracovníci ZUKOV, dodavatele zámečnických výrobků se speciální povrchovou úpravou, montovali poslední prvky z nerez, eloxovaného hliníku,

skleněné stěny a umělecká osvětlovací tělesa. Pracovníci PRAGONEON rozsvítili informační tabule a znaky. Kameníci Českomoravského a Pražského průmyslu kamene měli snad práce nejvíce. Mramorové obklady a žulové dlažby zdobí nejen podzemní prostory, ale po schodech a stěnách výstupů plynule musí navázat i na vnější úpravu stanic či okolních objektů. U mnoha výstupů se zřizovala či adaptovala loubí v přilehlých domech (Florenc, Muzeum, I. P. Pavlova). Současně se dokončovalo mnoho dalších řemesel, na nichž se podílelo na 40 různých specializovaných dodavatelů. Čas se neúprosně krátil a termín, kdy pražská veřejnost zhodnotí a – jako obvykle – tvrdě zkritizuje dílo mnoha let usilovné práce, byl za dveřmi.

Avšak první vlak toho 9. 5. 1974 skutečně vyjel, stavba byla připravena včas! Proto si dnes můžeme připomenout – po čtyřicátém jubileu zahájení razičských prací – také 35. výročí dne, kdy jsme poprvé uslyšeli upozornění: Ukončete nástup, dveře se zavírají!

První provozní úsek trasy C z Florence na Kačerov byl průběžným kamenem pro projektanty, investory, dodavatele, ale i pro obyvatele Prahy. Zejména pro ty, kterým jsme metro stavěli po řadu let pod okny. Byli jsme z mnoha oborů a profesí, jedno jsme však měli společné: nikdo z nás nestavěl metro. Proto byl úspěch první trasy tak důležitý. Pro získání sebedůvěry na jedné a důvěry na druhé straně.

**ING. KAREL MATZNER,**  
*tehdejší vedoucí odboru realizace metra*

## AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

### ČESKÁ REPUBLIKA

#### MĚSTSKÝ OKRUH MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA

##### TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (ŠPELC)

Dne 30. března 2009 byla téměř po 6 měsících opět obnovena ražba JTT a o týden později i ražba STT. Ražba obou tunelových trub probíhá v technologické třídě 5a se svislým členěním kaloty a zajištěním výrubu ochrannými deštníky tvořenými mikropilotami ze samozávrtných svorníků nebo z ocelových tyčí (systém Symetrix).

Přitom kvalita nadloží a předem provedených sanačních opatření se ověřuje každých 20 m, čemuž odpovídá i dlíčí povolování ražeb po daných úsecích. Pro ověření vlastní kvality injektovaného nadloží je navrženo 5 velkopřítlačových vrtů, které se provádějí z povrchu Stromovky do sanovaného nadloží tunelu. Současně s těmito kontrolními vrty z povrchu se provádějí dva ověřovací vrty z průzkumné štolky v průměru 70–100 mm.

Jako opatření pro zamezení nekontrolovaného pohybu nepovolovaných osob v dotyku stavby bylo na základě rozhodnutí státní báňské správy v parku Stromovka zřízeno nad pracovišti ražeb neprůhledné oplocení.

Do poloviny května tak bylo od znovuzahájení ražeb vyraženo cca 45 m kaloty STT a cca 35 m kaloty JTT, celkem tedy od začátku ražeb již cca 1315 m kaloty STT a cca 1245 m kaloty JTT. Dále probíhají i práce na ražbě opěří a uzavírání dna STT i JTT.

Osádky razičů firmy Metrostav a. s. tak stejně jako vedení stavby věří, že další nejbližší zastávka potom bude už jenom na konci tunelu.

#### TUNELY MYPRA

Zahájení ražeb obou třípruhových tunelů ze stavební jámy Myslbekova stále čeká na svoji příležitost. Z pohledu celkového HMG stavby je jisté, že taková skutečnost by byla vítanou pomocí z pohledu celkového vedení stavby, a tak se může Metrostav a. s. i nadále těšit na to, že takové podmínky v budoucnu přece jenom někdy nastanou.

#### TUNEL STAVBY 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Betonáže definitivního ostění třípruhového tunelu jsou již zcela dokončeny, a to včetně venkovních koncových portálových kleneb. Z ostění dvoupruhového tunelu ještě chybí v ražených částech dobetonovat cca 150 m, tj. je asi 10 % délky této roury. Připravuje se bednění pro betonáž obou atypických portálových bloků. Daří se i raženým propojkám, které jsou vybetonovány z poloviny.

V obou rourách pokračují práce na zřízení kabelovodu, chodníků, kanalizace a požárního vodovodu.

V hloubené jámě u Lochkova jsou dokončeny vnější hydroizolace s mechanickou ochranou a probíhají zásypy stavební jámy. Z provozně-technického objektu u Sliveneckého portálu je dokončena hrubá stavba, objekt u Radotínského portálu má zatím dokončenu spodní stavbu.

#### TUNEL STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Stavba pomalu ale jistě směřuje ke svému dokončení. Jako důkaz může posloužit i to, že v polovině května je již dokončena definitivní dvoupru-

### THE CZECH REPUBLIC

#### MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

##### THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (ŠPELC) TUNNEL

The excavation of the STT resumed on 30th March 2009, after nearly 6-month suspension; the NTT excavation recommenced a week later. Both tunnel tubes are being driven through excavation support class 5a, with a vertical excavation sequence applied to the top heading, using canopy pre-support consisting of self-drilling rock bolts or steel rods (the Symetrix system).

The quality of the bedrock and the stabilisation measures performed ahead of the face have been verified every 20m; the excavation advance lengths within specified sections have been approved on this basis. Quality of the grouted overburden itself is verified by means of 5 large-diameter boreholes, which were designed to be drilled from the Stromovka Park surface to the tunnel overburden being stabilised. Two 70–100mm diameter checking boreholes are carried out from within the exploration gallery, concurrently with the verification boreholes being drilled from the surface.

Based on a decision of the State Bureau of Mines, a non-transparent fence was installed over the headings as a measure designed to prevent uncontrollable movement of persons at the contact with the construction site.

About 45m and 35m of the NTT and STT top heading excavation, respectively, was completed from the resumption till the half of May, which means that about 1315m and 1245m of the NTT and STT top heading excavation respectively have been completed since the beginning of the excavation. The bench excavation and closing of the bottom is underway in both the NTT and STT.

Metrostav a.s. mining crews as well as the project management believe that the next stopping which will take place will be only at the end of the tunnel.

#### MYPRA TUNNELS

The excavation of both triple-lane tunnels from the Myslbekova construction trench is still waiting for the opportunity to commence. In terms of the general schedule of the project, it is certain that the commencement would mean a welcome help for the overall project management. Therefore, Metrostav a.s. may further look forward to such conditions which will possibly appear sometime in the future.

#### THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The casting of the final lining of the triple-lane tunnel has been completely finished, including external end-portal vaults. Regarding the double-lane tunnel lining, about 150m, roughly 10% of the tunnel tube length, remain to be cast. Formwork for both atypical portal blocks is being prepared. The mined cross passages also proceed successfully – a half of the casting has been completed.

The work on cableways, walkways, sewerage and a hydrant line continues in both tunnel tubes.

As far as the construction trench near Lochkov is concerned, outer waterproofing with mechanical protection has been completed and the backfilling of the trench is underway. The tunnel operation-service building at the Slivenec portal has been structurally completed; the structure at the Radotín portal has only the substructure finished.

hového tunelu v ražené části a provádí se betonáž nouzového zálivu. V hloubené části potom probíhá betonáž definitivního ostění, a to jak na dvoupruhové, tak i na třípruhové části tunelu. Je předpoklad, že definitivní ostění bude celkově dokončeno k 30. 6. 2009.

Současné již i započaly práce, které budou určovat definitivní podobu v budoucnu provozovaných tunelů, jako jsou betonáže obrubníků, chodníků a pokládka kanalizace.

## TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Zde i pro dále uplynulší období platí, že ražby pokračují na obou tunelových rourách, kde bylo v době uzávěrky tohoto čísla vyraženo cca 600 m (T II – Subterra, a. s.), resp. 500 m (T I – OHL ŽS). Současné byly v pracovním proudu za právě probíhající ražbou zahájeny práce i na definitivním ostění, a to betonáží protiklenby. Kompenzační injektáže ani tryskové injektáže se momentálně neaplikují. Z pohledu zastíženého geologie je i dobrou zprávou, že není nutné ani provádění mikropilotových deštníků. Pozornost pracovníků prováděcího sdružení (OHL ŽS, Subterra, a. s., a Metrostav a. s.) a odborníků z Rady monitoringu se tedy zejména soustředí na výsledky měření konvergencí v tunelových rourách a na vývoj poklesové kotliny. Zatím se stav jeví jako uspokojivě stabilizovaný.

## ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Finišují razičské práce na přestrojování jednokolejového tunelu č. 2 na bezmála 600 m dlouhý dvoukolejný tunel. V závěrečné příportálové části jsou opět velmi nepříznivé geologické podmínky, takže se ražba provádí pod ochranou mikropilotových deštníků. Kromě toho se důsledně uplatňuje montáž provizorní protiklenby na dně kaloty. Nicméně projektantem předpokládaný rozsah těchto mikropilotových deštníků (100 m) by neměl být překročen. Prorážka je v kalotě přepokládána v půli června. Pak bude až do října pokračovat výlom jádra a protiklenby ve směru od prorážky zpět k východnímu portálu. V průběhu těchto prací bude v letním období vyražena také spojovací štola k tunelu č. 1, který bude po ukončení prací sloužit jako úniková štola. Tyto práce provádí Subterra, a. s.

Vedle těchto prací již také pracovníci firmy Firesta zahájili přípravu na montáž formy pro definitivní ostění a betonáž protiklenby.

## DÁLNIČNICE D8 – 805 LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Na ostře sledovaném posledním realizovaném úseku dálnice D 8, z pohledu sportovní terminologie, zatím dlouhodobě a stále vedou mosty nad tunely 2 : 1. Proč? Protože tunel Radejčín stále nemá stavební povolení a mosty Opárno a Dobkovičky zase naopak mají. Nicméně alespoň příznivci mostního stavitelství si jistě přijdou v tuto chvíli na své, jelikož většina budovaných mostních konstrukcí je rozvinuta ve své plné kráse.

Pro fandů podzemního stavitelství tak zůstává k obdivu stále jen tunel Prackovice, kde se na obou tunelových rourách razí poslední metry, a slavnostní prorážka je proto plánována na červen 2009. Tunely jsou raženy v plném profilu pod ochranou mikropilotových deštníků. Současné je připravován i start betonáže definitivního ostění. Práce na tunelu provádí společně firma Metrostav a Subterra.

## KANALIZACE KARVINÁ A MIKROTUNELOVÁNÍ

V tomto čase můžeme konstatovat, že většina razičských prací byla na stavbě Kanalizace Karviná již dokončena. Jednalo se zde o aplikaci celého spektra tunelářských technologií, a to mikrotunelování v profilech 300, 1000 a 1400 mm počínaje, přes ražbu otevřeným štítem až po ražbu klasickou. V současné době se dokončují již jenom poslední protlaky v části Darkov, které provádí firma Tchas společně s OHL ŽS. Na souboru všech razičských prací se podílely ještě firmy VOKD a Subterra. Přejímka stavby je plánována na září roku 2009.

## KOLEKTOR VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ – OPRAVA TRASY C

V těchto dnech na projektu, který je situován v centru našeho hlavního města Praha, probíhá ražba třetí lávky kolektoru, hloubení únikového výlezu a v některých úsecích se i betonuje definitivní ostění. Dále pokračuje montáž ocelových konstrukcí a celkové výstroje kolektoru. Plánovaná přejímka by se měla uskutečnit v srpnu tohoto roku. Připomínáme, že stavbu realizuje sdružení MENASU ( Metrostav, Navatyp, Subterra).

ING. KAREL FRANČZYK, [k.franczyk@subterra.cz](mailto:k.franczyk@subterra.cz),  
SUBTERRA a. s.,

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.

## SLOVENSKÁ REPUBLIKA

### TUNEL BŮRIK

Diaľničný tunel Bôrik s dĺžkou tunelových rúr 985 a 979 m je súčasťou prvej etapy úseku diaľnice D1 Mengusovce–Jánovce na severe Slovenska. Práce na výstavbe tunela pokračovali na jar 2009 budovaním technologických centráľ pred tunelovými portálmi a montážou potrubia požiarneho

## THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The construction is slowly but surely heading towards completion. A proof can be seen in the fact that the final lining in the mined part of the double-lane tunnel was completed as early as the middle of May and the concrete casting along the emergency lay-by is underway. In the cut-and-cover section, the casting of the final lining has progressed in both the double-lane and triple-lane parts of the tunnel. It is expected that the whole final lining will be finished on 30th June 2009.

At the same time, the work operations which will determine the definite appearance of the tunnels to be operated in the future, such as the casting of curbs and walkways or laying of sewerage, have started.

## DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

The excavation has continued in both tunnel tubes. About 600m and 500m of the excavation had been completed in the T II (Subterra a.s.) and T I (OHL ŽS), respectively, till this magazine issue copy deadline. At the same time, the work flow further continued behind the advancing excavation by starting the work on the final lining, namely the casting of the invert. Neither compensation grouting nor jet grouting is being applied at the moment. Other good news in terms of the encountered geology is the fact that canopy tube pre-support is not necessary. The attention of employees of the contractor (a consortium consisting of OHL ŽS, Subterra a.s. and Metrostav a.s.) and the Monitoring Board experts is therefore focused on results of convergence measurements in the tunnel tubes and the development of the settlement trough. For the time being, the condition appears to be satisfactorily stabilised.

## JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

The excavation work consisting of replacing the excavation support and converting the single-track tunnel No. 2 to a nearly 600m long double-lane tunnel is finishing. The geological conditions in the final portal section are again very unfavourable. The excavation is therefore carried out using canopy tube pre-support. In addition, a temporary invert is consistently installed at the top heading bottom. Nevertheless, the extent of the micropile umbrellas anticipated by the designer (100m) should not be exceeded. The top heading is expected to break through in the middle of June. The core and invert excavation in the direction back from the breakthrough toward the eastern portal will follow, lasting till October. The connection adit to tunnel No. 1 will also be driven during the course of this work, in the summer season. Once completed, it will be used as an escape gallery. This work is carried out by Subterra a.s.

In addition to the above-mentioned work, Firesta employees have started preparations for assembling formwork for the casting of the final lining and invert.

## THE D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805 LOVOSICE - ŘEHLOVICE

Regarding the closely monitored stretch of the D8 motorway which is the last to be constructed, in terms of sports terminology, the score has still been bridges 2, tunnels 1. Why is it so? Because the building permit for the Radejčín tunnel has not been issued yet, while the Opárno and Dobkovičky bridges already have their permits. Nevertheless, bridge-engineering fans will certainly come into their own now because they can already admire the beauty of the majority of the bridge structures being constructed.

Underground engineering fans still have only the Prackovice tunnel, where the final metres of both tunnel tubes are being excavated, as a subject of admiration; the breakthrough ceremony is planned for June 2009. The tunnels have been driven full-face, under the protection of micropile umbrellas. At the same time, the start of the casting of the final lining is being prepared. The work on the tunnel is performed jointly by Metrostav and Subterra.

## SEWERAGE NETWORK IN KARVINÁ - MICROTUNNELLING

Today we can state that the majority of mining operations for the Karviná sewerage project have been completed. The construction saw the application of a wide range of tunnelling technologies, from the microtunnelling which was used for driving 300mm, 1000mm and 1400mm profiles, through the driving by an open-face shield, to classical mining methods. Today only the last pipejacks in the Darkov part are being completed jointly by Tchas and OHL ŽS. The complex of mining operations was performed even with the participation of other companies, namely VOKD and Subterra. The final acceptance is planned for September 2009.

## THE WENCESLAS SQUARE UTILITY TUNNEL – REPAIR TO THE C ROUTE

At present, the work on the utility tunnel, which is located in the centre of Prague, the Czech capital, consists of the excavation of the third bench, sinking of an escape shaft and, in some sections, casting of the final lining. In addition, the assembly of steel structures and the overall support of the utility tunnel is continuing. The planned final acceptance of the works should take place in August 2009. We are bringing back to readers' minds the fact that the contractor for the project is MENASU (a consortium consisting of Metrostav, Navatyp and Subterra).

ING. KAREL FRANČZYK, [k.franczyk@subterra.cz](mailto:k.franczyk@subterra.cz),  
SUBTERRA a. s.,

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.

vodovodu v tuneli. V nasledovnom období by mala byť úplne ukončená a odovzdaná stavebná pripravenosť zhotoviteľovi technologickej časti. Kým druhý a tretí úsek diaľnice D1 Mengusovce–Jánovce boli uvedené do prevádzky v decembri 2008, prvý úsek by mal byť ukončený a sprevádzkovaný do konca roku 2009.

## PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNIC A RÝCHLOSTNÝCH KOMUNIKÁCIÍ

Vláda SR na svojom zasadnutí v apríli vyslovila súhlas s uzavretím 30ročnej koncesnej zmluvy na projektovanie, výstavbu, financovanie, prevádzku a údržbu piatich úsekov diaľnice D1 medzi Žilinou a Prešovom tvoriacich tzv. prvý balík PPP projektov. Balík je tvorený úsekmi D1 Dubná Skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov a Fričovce–Svinia v celkovej dĺžke okolo 75 kilometrov s tunelmi Rojkov (1,8 km), Havran (2,8 km), Čebrať (2 km) a Šibenik (0,6 km). Minister dopravy by mal podpísať koncesnú zmluvu do 15. júna 2009 s úspešným uchádzačom, medzinárodným konzorciom vedeným francúzskou spoločnosťou Bouygues Travaux Publics SA, ktorého ďalšími členmi sú firmy Doprastav, Váhostav-SK, Colas, Intertoll a Mota Engil. Celková dĺžka trvania projektu je 32 rokov vrátane predpokladanej doby výstavby dva až tri a štvrt roku.

Ministerstvo dopravy tiež ukončilo koncesný dialóg pre tretí balík PPP s dvomi uchádzačmi, konzorciami Skanska–Vinci a Hochtief–Alpine. Konzorcium by mali predložiť svoje ponuky do polovice mája. Tretí balík PPP zahŕňa výstavbu a prevádzku technicky veľmi náročných úsekov diaľnice D1, Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Lietavská Lúčka–Žilina a Višňové–Dubná Skala v dĺžke zhruba 29 kilometrov, vrátane tunelov Višňové (7,5 km), Žilina (0,6 km) a Ovčiarско (2,3 km).

## REKONŠTRUKCIA ELEKTRICKOVÉHO TUNELA V BRATISLAVE

V súťaži na rekonštrukciu električkového tunela v Bratislave vyhralo Združenie pre električku pod hradom, tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS, a. s., a Trnavská stavebná spoločnosť, a. s. Práce v tuneli sa začnú v máji 2009 a ukončené by mali byť do 12 mesiacov. Električkový tunel dĺžky 792 m bol vybudovaný v rokoch 1943–1949 ako cestný tunel a až v roku 1983 bol po celkovej rekonštrukcii zmenený na električkový. V rámci rekonštrukcie budú vykonané úpravy ostenia tunela, vybuduje sa nový kolajový spodok i zvršok a tiež bude zvýšený bezpečnostný štandard tunela.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, [frankovsky@terraprojekt.sk](mailto:frankovsky@terraprojekt.sk),  
TERRAPROJEKT, a. s.

## THE SLOVAK REPUBLIC THE BÔRIK TUNNEL

The Bôrik motorway tunnel, with the tunnel tubes 985m and 979m long, respectively, is part of the first stage of the D1 motorway section between Mengusovce and Jánovce, in the north of Slovakia. The tunnel construction work continued in spring 2009 by erecting equipment centres in front of the tunnel portals and installing hydrant lines in the tunnel. The forthcoming period of time should see the civil works completed to the extent required by the M+E contractor for the installation of tunnel equipment, and handed over to them. While the second and third stretches of the Mengusovce–Jánovce section of the D1 motorway were opened to traffic in December 2008, the first stretch should be completed and operable by the end of 2009.

## MOTORWAY AND EXPRESSWAY PPP PROJECTS

During its April session, the government of the Slovak Republic expressed its consent with a 30-year concession agreement to be concluded for the design, construction, funding, operation and maintenance of five sections of the D1 motorway between the towns of Žilina and Prešov, forming the so-called First Package of PPP projects. The package comprises the Dubná Skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov and Fričovce–Svinia sections of the D1 at the total length of about 75 kilometres, containing the Rojkov (1.8km long), Havran (2.8km), Čebrať (2km) and Šibenik (0.6km) tunnels. By 15th June 2009, the minister of transport is expected to award the concession contract to the winning bidder, an international consortium consisting of Bouygues Travaux Publics SA (the leader), Doprastav, Váhostav-SK, Colas, Intertoll and Mota Engil. The total length of the project period is 32 years (including the anticipated duration of the construction period of two to three and a quarter of years).

In addition, the Ministry of Transport concluded the concession dialogue for the third PPP package, which involved two bidders: Skanska–Vinci and Hochtief–Alpine consortia. The consortia should submit their bids by the middle of May. The third PPP package comprises the construction and operation of technically very complicated sections of the D1 motorway: Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Lietavská Lúčka–Žilina and Višňové–Dubná Skala, at the total length of about 29km, including the Višňové (7.5 km long), Žilina (0.6 km) and Ovčiarско (2.3 km) tunnels.

## RECONSTRUCTION OF A TRAM TUNNEL IN BRATISLAVA

The winner of the competition for the reconstruction of the tram tunnel in Bratislava is a consortium Združenie pre električku pod hradom, consisting of OHL ŽS, a. s., Skanska BS, a. s. and Trnavská stavebná spoločnosť, a. s. The work on the tunnel will start in May 2009 and the completion should not take more than 12 months. The 792m long tram tunnel was constructed in 1943–1949 as a road tunnel; in 1983, after overall reconstruction, was converted into a tram tunnel. The planned reconstruction will comprise the modification of the tunnel lining and construction of new substructure and trackwork; the tunnel safety standard will be improved.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, [frankovsky@terraprojekt.sk](mailto:frankovsky@terraprojekt.sk),  
TERRAPROJEKT, a. s.

## ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

[www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz)

## PŘÍPRAVA MEZINÁRODNÍ KONFERENCE „PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010“

## PREPARATION OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE “UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010”

The most important news of the proceeding preparation of the 11<sup>th</sup> international conference Underground Constructions Prague 2010 is the information about the issuance of the 1st bulletin, containing, first of all, a call for abstracts of papers.

**Therefore, do not forget that abstracts must be submitted not later than 30<sup>th</sup> June 2009, using the conference web page [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz)!**

In addition, the bulletin contains information about conference fees and registration deadlines. In June 2009, an offer for the conference sponsorship will be sent to companies, together with information about the Technical Exhibition.

Other information is available at [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz).

Nejdůležitější zprávou z pokračující přípravy 11. mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010 je informace o vydání 1. bulletinu, který obsahuje především výzvu k zaslání abstraktů příspěvků.

**Nezapomňte tedy, abstrakty prostřednictvím webových stránek konference na [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz) odeslat do 30. června 2009!**

Bulletin dále obsahuje informace o konferenčních poplatcích a termínech pro registraci.

V měsíci červenci 2009 bude rozeslána firmám nabídka podpory konference (sponzorování) a informace o technické výstavě.

Organizátoři nesmírně oceňují, že zahraničními členy vědecké rady konference se stali:

Felix Amberg (Švýcarsko), Jean-Gilles Arnaudet (Francie), Jean-Luc Audureau (Francie), Miloslav Frankovský (Slovensko), Prof. Robert Galler (Rakousko), Gustav Klados (Maďarsko), Prof. Marek Kwasniewski (Polsko), Prof. Bernhard Maidl (Německo), Prof. Wulf Schubert (Rakousko), Wolfgang Stipek (Rakousko), Dr. Peter Štefko (Slovensko), Prof. Markus Thewes (Německo), Dr. Alun Thomas (Velká Británie), Dr. Harald Wagner (Rakousko).

Všechny informace lze nalézt na [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz).

## OZNÁMENÍ

### 14. konference CzSTT, 23. a 24. září 2009

Hotel Bezruč, Beskydy, Malenovice

*Motto: „Vše, co jste chtěli vědět o bezvýkopových technologiích a báli jste se zeptat“*

Pořadatel: Česká společnost pro bezvýkopové technologie  
([www.czstt.cz](http://www.czstt.cz))

Spolupořadatel: Severomoravské vodovody a kanalizace Ostrava, a. s.  
Generální sponzor: Ingstav Brno, o. z., člen skupiny TCHAS

## VALNÉ SHROMÁŽDĚNÍ CzTA CzTA GENERAL ASSEMBLY

The regular General Assembly of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association was held in the Břevnov Monastery on Wednesday the 6th June 2009. At the beginning, the General Assembly remembered Ing. Georgij Romancov, who died in January 2009.

One of the topics was the award of first ITA-AITES Czech Tunnelling Association's commemorative medals (see the picture). The medal is 40mm in diameter; it is coined in 999/1000 pure silver. Its author is Mr. Petr Soušek, a Brno-based medal maker.

The first holders of the commemorative medal, according to the decision of the CzTA Board, are:

CzTA honorary members - Prof. Zdenek D. Eisenstein, Ph.D., and Ing. Jindřich Hess;

Ing. Georgij Romancov CSc. – in memoriam;

Ing. Karel Matzner and Ing. Pavel Mařík (this year's octogenarians);

Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.;

Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.;

Ing. Jozef Frankovský (for long-term work in the TUNEL Editorial Board and development of collaboration of the CzTA and the STA).

Pravidelné valné shromáždění České tunelářské asociace ITA-AITES se konalo v Břevnovském klášteře ve středu 6. června 2009. V úvodu valné shromáždění uctilo památku Ing. Georgie Romancova, který zemřel v lednu letošního roku.

Valné shromáždění schválilo **zprávu předsedy asociace** o její činnosti od valného shromáždění v roce 2008. Dále schválilo **hospodaření asociace v roce 2008** (plánovaná ztráta byla 210 tis. Kč, skutečná 77,06 tis. Kč) a **rozpočet na rok 2009**, který počítá se ztrátou 295 tis. Kč. Část této ztráty tvoří dotace na akce CzTA (odborný zájezd do Švýcarska dotuje CzTA částkou 100 tis. Kč) a výdaje na přípravu konference PS Praha 2010. Ty by se v případě vyrovnáného ekonomického výsledku konference měly na účet asociace vrátit v příštím roce.

Jedním z dalších bodů bylo udělení prvních **pamětních medailí** České tunelářské asociace ITA-AITES (viz obr.). Medaile má průměr 40 mm a je vyražena ze stříbra 999/1000 (obr. 1). Jejím autorem je brněnský medailér pan Petr Soušek.

Prvními nositeli pamětní medaile podle rozhodnutí předsednictva CzTA jsou: Čestní členové CzTA – Prof. Zdenek D. Eisenstein, Ph.D., a Ing. Jindřich Hess;

Ing. Georgij Romancov, CSc. – in memoriam;

Ing. Karel Matzner a Ing. Pavel Mařík (letošní osmdesátníci);

Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.;

Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.;

Ing. Jozef Frankovský (za dlouholetou práci v redakční radě časopisu Tunel a rozvoj spolupráce mezi CzTA a STA).

Medaile na valném shromáždění převzali z rukou předsedy CzTA paní Anna Romancová, manželka zemřelého Ing. Romancova, Ing. Jindřich Hess, Ing. Karel Matzner a Ing. Pavel Mařík.

Dalším oceněným budou medaile předány později.

Valné shromáždění pak schválilo návrh na složení **redakční rady časopisu Tunel** pro funkční období 2009 až 2012 (bude uvedeno v tiráži čísla 3/2009 časopisu Tunel).



Obr. 3 Nositelé medailí – zleva: Ing. Karel Matzner, Ing. Pavel Mařík a paní Anna Romancová, která se svým synem Markem převzala medaili udělenou in memoriam Ing. Georgii Romancovi, CSc.

Fig. 3 Medal holders – from the left: Ing. Karel Matzner, Ing. Pavel Mařík and Mrs. Anna Romancová, who, together with her son, Mark, took over the medal awarded in memoriam to Ing. Georgii Romancov, CSc.



Obr. 1 Líc a rub pamětní medaile CzTA ITA-AITES

Fig. 1 Obverse and verso of the ITA-AITES CzTA commemorative medal



Obr. 2 Předseda CzTA předává pamětní medaili Ing. Jindřichovi Hessovi

Fig. 2 The chairman of the CzTA handing the commemorative medal over to Ing. Jindřich Hess

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., předseda přípravného výboru konference **Podzemní stavby Praha 2010**, informoval přítomné o stavu její přípravy.

V diskusi upozornil na složitý problém Ing. Václav Soukup, člen předsednictva CzTA a ředitel divize 05 Metrostav a. s. Nový **stavební zákon č. 183/2006 Sb.** již neobsahuje speciální ustanovení pro velmi specifické stavby, kterým tunely jistě jsou. Tím se účastníky řízení stávají všichni majitelé pozemků a nemovitostí nad tunelem, kteří mohou odmítnout se stavbou tunelu souhlasit dokonce bez udání důvodu. Řízení se navíc nesmírně komplikuje, např. u připravovaného železničního tunelu Praha–Beroun by bylo nutné doložit souhlasné stanovisko od cca 40 000 vlastníků.

Ing. Soukup oznámil, že Metrostav a. s. a on osobně se snaží najít řešení této situace a vyzval přítomné zástupce firem ke spolupráci.

V závěru oficiální části valného shromáždění přijali jeho účastníci následující usnesení:

### Usnesení z valného shromáždění CzTA, které se konalo 6. května 2009 v Břevnovském klášteře v Praze 6

Valné shromáždění schvaluje zprávu předsedy o činnosti komitétu a jeho předsednictva v období od minulého valného shromáždění, které se konalo 15. května 2008.

Valné shromáždění schvaluje hospodaření komitétu za rok 2008 a návrh rozpočtu na rok 2009.

Valné shromáždění projednalo složení redakční rady časopisu Tunel pro funkční období 2009 až 2012 podle návrhu předsednictva.

Valné shromáždění vzalo kladně na vědomí hlavní aktivity CzTA v následujícím období:

- ediční záměry CzTA;
- ustavení nové PS pro mechanizované tunelování (zájemci o práci v této PS jsou vyzváni, aby se přihlásili do sekretariátu CzTA);
- přípravu mezinárodní konference PS 2010;
- pořádání tunelářských odborných a tematických zájezdů do Švýcarska.

Následovaly **odborné prezentace firem Metrostav a. s.** (dokončení ražeb tunelů na Islandu) a **Angermeier Engineers, s. r. o.** (možnosti moderních geodetických metod v podzemních stavbách).

Záznam z jednání VS je k dispozici na [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz).

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,  
[ita-aites@metrostav.cz](mailto:ita-aites@metrostav.cz), sekretář CzTA ITA-AITES