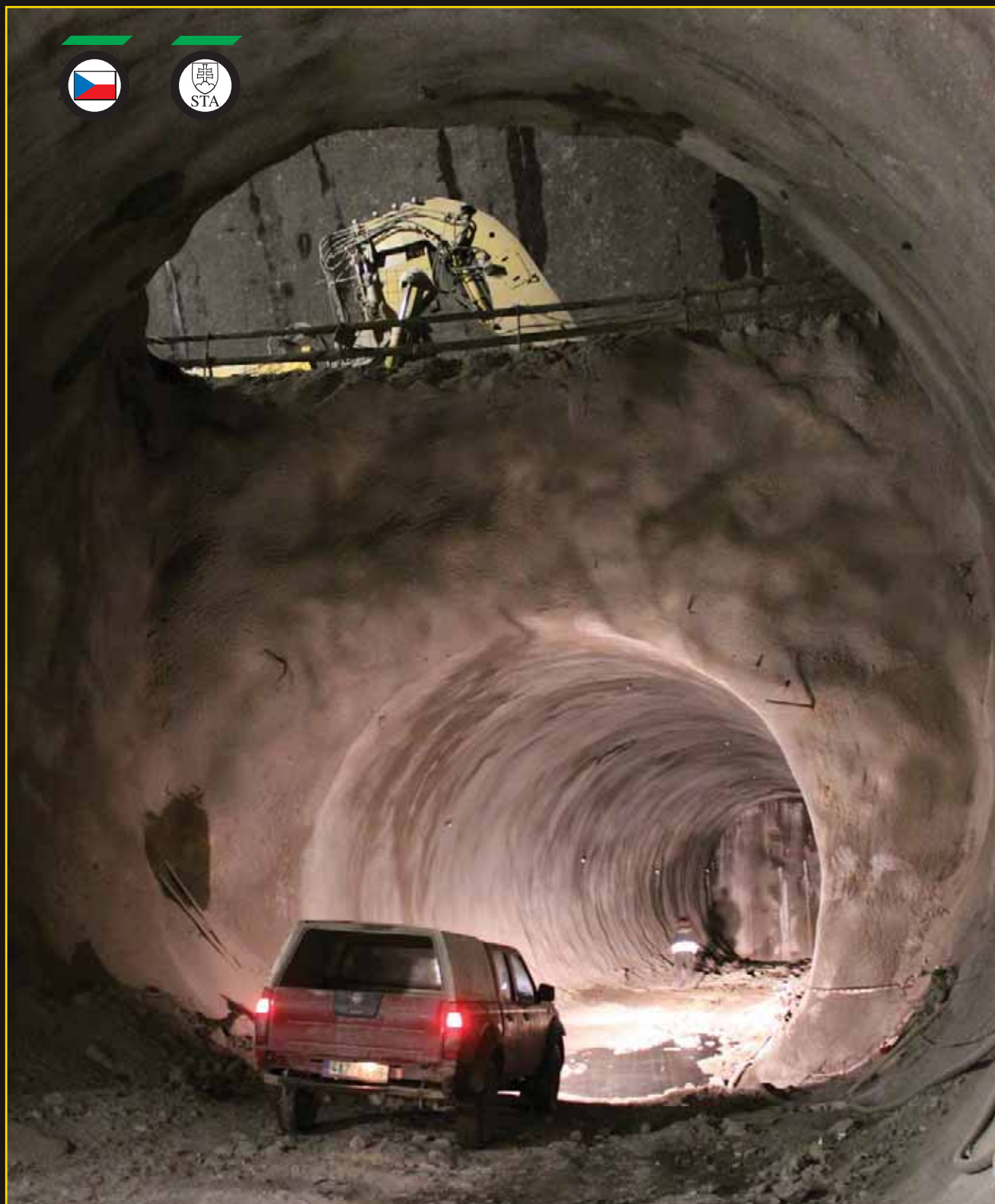


TuM ei

č. 1
2011

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





ENGINEERING EXCELLENCE

Your Ultimate Partner in Underground Engineering

The ILF Group is a 100% independent and privately owned engineering and consulting firm with more than 40 years of experience. ILF has a permanent staff of over 1,700 employees in more than 30 offices worldwide.

ILF has been entrusted with engineering services for outstanding tunneling and underground projects and has been involved in the design and implementation of more than 2,000 km of tunnel and underground structures.

Specializing in:

- | | | |
|--------------------------|----------------------------|----------------------------|
| ■ Geology & Hydrology | ■ Mechanical Engineering | ■ Design supervision |
| ■ Rock/Soil Mechanics | ■ Electrical Engineering | ■ Construction supervision |
| ■ Tunneling Technologies | ■ Geotechnical Engineering | ■ Project Management |
| ■ Structural Engineering | ■ Risk Analysis | ■ Claim Assistance |

Examples of Milestone Projects:

- Railway Tunnel Prague - Beroun (25 km), Czech Republic
- Brenner Base Tunnel (55 km), Austria / Italy
- Wienerwald Railway Tunnel (13 km), Austria
- Brisbane Airport Link and Northern Busway Project (15 km), Australia
- Devil's Slide Tunnels (2.6 km), USA
- City Tunnel Dobrovskeho Brno (1.2 km), Czech Republic
- Crossrail Project, Rapid Transit / Underground System (7 km), Great Britain
- Metro Warsaw Line 2 (7 km), Poland
- Metro Prague Line V. A (6 km), Czech Republic

ILF Consulting Engineers, s.r.o.

Jirsíkova 5, 186 00 Prague 8
Czech Republic
Phone: +420 225091 - 420
Fax: +420 225091 - 433
E-Mail: info@prague.ilf.com

ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH

Feldkreuzstrasse 3, 6063 Rum/Innsbruck
Austria
Phone: +43 512 2412 - 0
Fax: +43 512 2412 - 5900
E-Mail: info@ibk.ilf.com



Vážení čtenáři časopisu TUNEL,

jsm rád, že vás mohu přivítat v roce 2011 a seznámit s prvním číslem časopisu TUNEL tohoto roku. Toto číslo zároveň zahajuje 20. ročník vydávání časopisu. Za tato uplynulá léta se časopis vyvíjel až do dnešní česko-anglické verze na vysoce profesionální úrovni. V odborné veřejnosti je časopis vysoce hodnocen za jeho informace o záměrech i vlastní realizaci v podzemním stavitelství. Časopis rekapituluje vývoj podzemního stavitelství i po stránce teoretické, vývoje technologií, geotechnických měření, stavebních materiálů, strojního vybavení a informací z dalších příbuzných oborů.

Toto číslo je věnováno firmě PUDIS, a. s., která je tunelářské veřejnosti zvláště v Praze dobře známa z projektování některých staveb městského okruhu a připravované Radlické radiály. Zajímavý je již první článek od firmy PUDIS, a. s., který rekapituluje vývoj řešení tunelů Radlické radiály. U této stavby do budoucna věřím, že hlavní město Praha najde finanční prostředky a tato důležitá část hlavní uliční sítě města bude zrealizována.

Přečtete-li si další články, dozvíte se podrobnosti z realizace městského okruhu v Praze, a to jak z hloubeného, tak raženého úseku, ale i mnohé další. Nechtěl bych ale popisovat všechny články, protože vy určitě sami posoudíte, že stojí za to si je přečíst. Myslím, že každý si najde tu část, která ho zaujme odborně i technicky.

Přece jen bych chtěl upozornit na článek *Právní odpovědnost za znalost geologického prostředí při stavbě tunelu* (Alexandr Rozsypal). Navazuje tím na článek v TUNELU č. 4/2010 *Právní vztahy, jako možná rizika podzemních staveb*. Myslím, že k otázce geologických průzkumů, rizik a zodpovědnosti při realizaci podzemních děl se ještě v dalších číslech vrátíme.

Ještě jedno zamyšlení. Přečtete si prosím články, prohlédněte si fotoreportáže, prolustujte aktuality z ČR a SR. Výsledek je, že i přes období finanční krize (doucejme, že je za námi), se podzemní stavitelství nezastavilo. Některé stavby se dokončují, některé začínají a podstatné je, že další se připravují. Důkazem toho jsou tunely Dobrovského v Brně, železniční tunely na trati Praha – České Budějovice, městský okruh v Praze, zahájení výstavby trasy metra VA, projekty dálničních tunelů na Slovensku i v Česku i již zmiňovaná Radlická radiála. S těmito a dalšími stavbami vás bude časopis v dalších číslech seznamovat.

Ale jak vidíte i z tisku, musí investoři po letech, dá-li se tak říci „finanční hojnosti“, daleko více zaměřit svoji činnost na důkladnou přípravu staveb již v koncepční fázi přípravy, při porovnávání možných řešení s ohledem na účelnost a reálnost stavby a jejího financování. Příprava potřebuje propracované technologické postupy pro realizaci stavby a kvalitní projektování přípravné a zadávací dokumentace. V neposlední řadě se zvyšuje odpovědnost investora za reálný finanční propočet celé stavby, do kterého se promítají vlivy z geologického průzkumu, z podmínek technických řešení, ale také předpokládaná inflace a další možné finanční vlivy (úvěry, půjčky, pojistné, výkupy pozemků...). Důsledné plnění těchto činností v přípravě a rozhodování o dané stavbě pak zajišťuje větší klid a soustředění na vlastní realizaci.

Tím, že se v podzemním stavitelství stále něco děje, další stavby se připravují a realizují, je vidět, že podzemní stavitelství žije. Přeji všem čtenářům i za redakční radu hezké chvíle s 20. ročníkem časopisu TUNEL.

Ing. Josef Kutil

člen redakční rady časopisu TUNEL

Dear TUNEL journal readers,

It is a pleasure for me to be allowed to welcome you in the year 2011 and acquaint you with the first 2011 issue of TUNEL journal. This issue is, at the same time, the first in the 20th volume of the journal to be published this year. During the course of the past years, the journal has gradually developed up to the current Czech-English version, reaching a high professional level. The professional public highly values the journal for providing information on concepts and implementation of underground construction projects. The journal recapitulates the development of the underground construction industry even in terms of theory, development of technologies, geotechnical measurements, building materials, mechanical equipment and information from other related construction branches.

This issue is dedicated to PUDIS a. s., a company which is well known to the tunnelling public first of all in Prague from designing for some structures forming the City Circle Road (inner circle) and for the Radial Road project being today under planning. Even the first paper submitted by PUDIS a. s. is interesting. It recapitulates the development of the solution for tunnels on the Radlice radial road. In the case of this project I believe that Prague Municipality will find funding for it in the future and this important component of the main street network will be implemented.

If you read the other papers, you will come to know details of the works on the City Circle Road in Prague, both on the cut-and-cover / cover-and-cut and mined tunnel sections, as well as lots of other information. Anyway, I would not like to describe all papers because you, the journal readers, will certainly decide by yourself that they are worth reading. I believe that each of you will be able to find the part which will intrigue them both professionally and technically.

But still and all, I would like to draw your attention to the paper entitled „Legal responsibility for knowledge of geological environment during tunnel construction“ (Alexandr Rozsypal). It links to the preceding paper published in TUNEL No. 4/2010 „Legal relations as possible risks for underground structures“. I believe that we will again get back to the problem of geological surveys, risks and responsibilities during the course of underground construction in future issues of the journal.

Another reflection: Kindly read the articles, view picture reports and leaf through current news from the CR and SR. The result of your survey is the finding that, despite the financial crisis period (which, we hope, is behind us) the underground construction industry has not stopped its activities. Some projects are being completed, some are starting and some are under planning (which is a very important feature). The Dobrovského Tunnels in Brno, railway tunnels on the Prague – České Budějovice rail line, the City Circle Road in Prague, the commencement of works on the Metro V A line extension, motorway tunnel projects in Slovakia and also in Czechia, as well as the above mentioned Radlice radial road. Our journal will acquaint you with these and other constructions in the next issues.

But, as you even can see in the press, project owners must, after years of what we could call „financial abundance“, much more focus their attention on thorough project planning as early as the concept stage of planning, taking into consideration the usefulness and viability of the construction and its funding while comparing possible solutions. The planning needs well-developed technological procedures for the construction and good-quality planning documents and tender documents. At last but not least, client's responsibility increases as far as the realistic financial estimation of the entire project is concerned. It must reflect effects following from the geological survey, conditions contained in technical solutions, as well as the anticipated inflation rate and other possible financial effects (credits, loans, insurance premiums, land purchase costs etc.). Consistent fulfilling of these activities in the planning stage and when deciding on the particular project ensures more quiet during the course of the construction operations themselves.

Owing to the fact that something has been taking place in the underground construction industry, new projects are being planned and implemented, it is obvious that the underground construction industry is alive. I wish all readers, also on behalf of the Editorial Board, to enjoy the time spent with the 20th volume of TUNEL journal.

Ing. Josef Kutil

member of Editorial Board





VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

nejsem asi sám, kdo považuje časopis Tunel za výkladní skříň českého podzemního stavitelství. Jsem tedy rád, že mohu na jeho stránkách připomenout, že akciová společnost PUDIS si v letošním roce připomíná 45 let od svého vzniku. Dnešní PUDIS je následníkem Projektového ústavu dopravních a inženýrských staveb, založeného 1. 4. 1966. Těší mne, že během své existence realizoval projekty, průzkumy a monitoringy na stavbách, ze kterých se skládá historie českých podzemních staveb.

V životě firmy je 45 let dlouhá doba. Za tu dobu prošlo jejími kanceláři několik generací projektantů, techniků a dalších zaměstnanců rozmanitého zaměření. Patří mezi ně i ti, kteří se zabývají podzemním inženýrstvím. Mohu ale také říci, že není profese, která by se při přípravě a návrhu podzemních staveb neúčastnila. V současném složení společnosti podporují odborné profesní projektanty i další týmy z oblasti geologie, geotechniky, inženýrské ekologie a životního prostředí. Všichni nacházejí při návrhu podzemních staveb uplatnění. Čerpají přitom ze zkušeností nabytých spoluprací na projektech, na kterých se společnost účastnila.

V šedesátých letech minulého století bylo úkolem nově účelově založené společnosti projektování a inženýrsko-geologický průzkum pražské podpovrchové dráhy. Připomenu například, že na rýsovacích prknech v jejích kancelářích byly navrženy i dnešní podoby stanic první trasy metra C Hlavní nádraží, Muzeum, Kačerov a Vyšehrad.

V sedmdesátých letech pokračoval PUDIS v průzkumech a geotechnickém monitoringu pro pražské metro a na základě jeho projektu byl realizován Těšnovský tunel na pravém břehu Vltavy. Letem osmdesátým již dominuje ve výutu činnosti PUDIS komplexní příprava středního dopravního okruhu v úseku Špejchar – Argentinská a Strahovského tunelu. Devadesátá léta jsou v činnostech PUDIS charakterizována výkonem funkce generálního projektanta Strahovského tunelu a západního segmentu pražského městského okruhu s tunely Mrázovka a Zlíchov. V té době také byly realizovány geotechnické průzkumy pro tunely Prackovice a Radejčín na dálnici D 8.

V prvním století nového tisíciletí se PUDIS výrazně podílel na komplexních geotechnických monitorinzích pro silniční tunel Libouchec na dálnici D 8 a tunel Lochkov (stavba 514) na silničním okruhu kolem Prahy a prováděl například také geotechnický monitoring na stavbách pražských kolektorů (kolektor Vodičkova, kolektory Václavské náměstí).

V projekční oblasti v současné době zabezpečuje PUDIS funkci generálního projektanta pro stavby městského okruhu v úsecích Strahovský tunel – Myslbekova a Myslbekova – Pražský most, které jsou realizovány výhradně v tunelech. Snad tento stručný a neúplný výčet nejvýznamnějších aktivit společnosti v oboru podzemních staveb dokládá, že PUDIS je pevně zařazen mezi firmy, které mají k podzemnímu inženýrství co říci.

V dnešní době jsou tunely neoddělitelnou součástí dopravních staveb. Nebylo tomu tak ale v českém prostředí vždy. Dlouho byl automobilový tunel chápán pouze jako nezbytná součást trasy, nutná pro překonání terénní překážky. Až devadesátá léta minulého století tento úsudek poopravila. V pražském prostředí k tomu přispěly zejména otevřené diskuse o směřování města do dalších období. Výsledkem je, že v platném územním plánu Prahy je na automobilové tunely již pohlíženo v urbanistických souvislostech. Je třeba, aby to tak chápala nejen odborná, ale i laická veřejnost. Ta je však převážně zastupovaná aktivními skupinami, které ale často nezastávají většinový názor. Posláním čtenářů časopisu Tunel je tedy nejen vstřebávat informace z odborných textů, ale i napomoci k nepřetržité diskusi při prosazování tunelů jako nedílných součástí návrhů dopravních staveb. Úvodní článek tohoto čísla *Tunely na Radlické radiále Jihozápadní město – Smíchov* je k této diskusi příspěvkem. Jak z textu článku vyplývá, je to „běh na dlouhou trať“.

Přeji všem čtenářům časopisu mnoho úspěchů v naplnění tohoto poslání. V PUDISu se o to neustále snažíme.

DEAR READERS,

Probably I am not the only person who considers TUNEL journal to be a showcase of the Czech and Slovak underground engineering industry. I am therefore happy that I can remind you on its pages that this year PUDIS joint-stock company will celebrate the 45th anniversary of its origination. Today's PUDIS is the successor of the Designing Office for Traffic-Related and Civil Engineering Structures, which was founded on 1st April 1966. I am pleased with the fact that during its existence the company carried out designs, surveys and monitoring for projects forming the history of the Czech underground construction industry.

Forty-five years is a long time in terms of the life of a company. Several generations of designers, technical engineers and other employees of various professions passed through it during that period. The underground engineering profession is among them. I can also say that there is no profession in the company which would not have participated in the planning and designing for underground structures. The current composition of the company prefers specialist designers for individual professions as well as other teams from the field of geology, geotechnics, engineering ecology and living environment. All of them are used in designing underground structures. In doing so, they draw on experience gained during their collaboration on the designs which the company participated in.

In the 1960s, the task for the new purpose-founded company was to carry out designs and engineering geological surveys for the Prague underground railway project. Let me remember, for example, the fact that even the current design of stations on the first metro line, the Line C, i.e. Hlavní Nádraží, Muzeum, Kačerov and Vyšehrad stations, originated on drawing boards in its offices.

In the 1970s, PUDIS continued to carry out surveys and geotechnical monitoring for Prague metro. In addition, the Těšnov tunnel, running along the right bank of the Vltava River, was constructed according to a design developed by the company. The list of PUDIS activities in the 1980s was dominated by the comprehensive preparation of the Prague's medium traffic circle in the section between Špejchar and Argentinská Street, and the Strahov tunnel. The PUDIS activities during the 1990s are characterised by its function of the general designer for the Strahov tunnel and the western segment of Prague's City Circle Road, containing the Mrázovka and Zlíchov tunnels. This is also the period during which the company carried out geotechnical surveys for the Prackovice and Radejčín tunnels on the D8 motorway.

In the first century of the new millennium, PUDIS significantly participated in comprehensive geotechnical monitoring for the Libouchec tunnel on the D8 motorway and the Lochkov tunnel (construction lot 514) on the Prague City Ring Road (outer ring). In addition, for example, it carried out geotechnical monitoring for the construction of utility tunnels in Prague (the Vodičkova Street and Wenceslas Square utility tunnels).

As far as the current designing activities are concerned, SUDOP is performing the function of the general designer for the City Circle Road, the Strahov tunnel - Myslbekova Street and Myslbekova Street - Pražský Most sections, which are completely formed by tunnels. I believe that this brief and incomplete summary of the most important activities of the company in the field of underground construction is sufficient to prove that SUDOP has been firmly incorporated among companies having their say in the field of underground construction engineering.

Tunnels are today inseparable part of transport-related projects. It did not used to be so always in the Czech environment. A road tunnel was for a long time considered to be only a part of a route necessary for overcoming terrain obstacles. It was only in the 1990s that this opinion was corrected. In the Prague environment, open discussions on the heading of the city towards the future were the driver contributing most of all to the change. The result is that automobile tunnels are viewed in the valid master plan for Prague in urban contexts. It is necessary for the lay public to understand it in the same way as the professional public does. The problem is that the lay public is mostly represented by active groups, which often maintain positions different from general views. The mission of TUNEL readers is therefore not only absorbing information from technical articles, but also helping to maintain an uninterrupted discussion while promoting tunnels as inseparable parts of transport-related projects. The paper opening this journal issue, entitled "Tunnels on the Radlice Radial Road; South-Western Town - Prague Smíchov District" is my contribution to this discussion. As it follows from the paper, it is a "long-distance running case".

I wish all TUNEL readers continuous success in accomplishing this mission. We, PUDIS employees, will keep striving for it.

ING. ALEŠ MERTA

*předseda představenstva a generální ředitel PUDIS, a. s.
Chairman of the Board and C.E.O. PUDIS a. s.*

TUNELY NA RADLICKÉ RADIALE JIHOZÁPADNÍ MĚSTO – SMÍCHOV

TUNNELS ON THE RADLICE RADIAL ROAD; SOUTH-WESTERN TOWN – PRAGUE SMÍCHOV DISTRICT

ALEŠ MERTA, LUKÁŠ KOŘÍNEK, VLADIMÍR PETRŽILKA

ÚVOD

V září 2010 byly na pražském okruhu zprovozněny stavby č. 512, 513 a 514 v úseku dálnice D1–Slivenec. V rozdělené kompetenci, mezi stát zastoupený Ředitelstvím silnic a dálnic a hlavním městem Praha zastupovaným odborem městského investora MHMP, je tak pražský komunikační systém postupně kompletován. V severní části města probíhá výstavba rozsáhlého souboru staveb na městském okruhu Blanka a 1. stavby Vysočanské radiály, v západním segmentu je z hlediska dopravních staveb zatím poměrně klid. I zde jsou však v rozdílných fázích přípravy projednávány významné dopravní investiční záměry. Jedním z nich je i Radlická radiála a stejně jako u ostatních staveb hlavní uliční sítě města jsou pro reálnost položení její trasy do území rozhodující podzemní úseky – tunely.

ÚZEMNÍ STABILIZACE RADLICKÉ RADIALY – VÝVOJ VARIANT DOPRAVNÍHO ŘEŠENÍ

Radlická radiála má v systému hlavní uliční sítě města nezpochybnitelný význam. Propojuje silniční a městský okruh a sbírá a rozvádí tak v území vnější a vnitřní dopravní vztahy. Postup její územní stabilizace nebyl jednoduchý. Území, kterým má Radlická radiála od západu na východ projít, vytváří pro trasu specifické terénní i urbanistické podmínky. Mezi údolní nivou Vltavy, kde leží trasa městského okruhu, a planinou Jinonic je rozdíl více než 100 výškových metrů. Dramatické výškové rozdíly jsou zjevné i v severo-j jižním řezu, kde severně nad radlické údolí vystupují Paví vrch a jižně Kesnerka, přecházející do horizontu Dívčích hradů. Překážku pro průchod územím tvoří i historická zástavba Jinonic a osídlené radlické údolí, orientované ve směru přirozené trasy radiály.

Historicky nejstarší trasovací varianty ze 70. let minulého století pocházejí ze systémové mapky Základního komunikačního systému hl. m. Prahy. Byly charakteristické vedením radiály úbočím Kesnerky a umístěním rozsáhlé mimoúrovňové křižovatky s městským (tehdy středním dopravním) okruhem v oblasti Koulky na Smíchově. Tato varianta, zakotvená ještě ve směrném Územním plánu Prahy z roku 1986, však vyvolávala poměrně značné demolice současné zástavby zejména v oblasti spodních Radlic. V nových společenských podmínkách po roce 1989 již nemohla obstát.

Podstatný zlom v pojetí vedení Radlické radiály nastal počátkem 90. let. V důsledku přehodnocení zásad při tvorbě nového porevolučního územního plánu Prahy se postupně vyvíjely i názory na možnost uplatnění tunelů na dopravních automobilových stavbách. To umožnilo zabývat se i variantami, které se v dřívější době nejevily reálně. Posun ve vývoji řešení Radlické radiály nastal zejména v souvislosti s pracemi na *Urbanistické studii Smíchov*. Několik prověřovacích studií prokázalo, že sporné zaústění Radlické radiály na městský okruh v prostoru pod Koulkou má při uplatnění většího rozsahu tunelů alternativu. Pro trasu radiály se hledaly ideální stopy v širokém rozptylu variant. Prověřovány byly tunely pod Pavím vrchem, pod kopcem Kesnerka i pod Dívčími hradů. Místo napojení Radlické radiály tak oscillovalo od prostoru u Ženských domovů na Smíchově až ke křižovatce u zlíčovského předpolí Barrandovského mostu.

INTRODUCTION

September 2010 saw construction lots No. 512, 513 and 514 of the Prague City Ring Road project (the D1 motorway – Slivenec section) opened to traffic. The Prague road system is thus being gradually completed, with the competences divided between the state, represented by the Roads and Motorways Directorate of the Czech Republic, and the City of Prague, represented by the City Investor Department. The work on an extensive package of construction lots forming the Blanka complex of tunnels on the City Circle Road and the work on the lot No. 1 of the Vysočany Radial Road is underway in the northern part of the city, while there has been relative peace in the western segment as far as transport-related construction is concerned. However, important transport-related project concepts in different planning phases are being negotiated even in this part of Prague. One of them is the Radlice Radial Road. The same as in the case of other construction projects forming the main street network in the city, underground sections, i.e. tunnels, are the deciding factors for the viability of the incorporation of its alignment into the territory.

TERRITORIAL STABILISATION OF THE RADLICE RADIAL ROAD – THE DEVELOPMENT OF VARIANTS OF THE TRAFFIC SOLUTION

The importance of the Radlice Radial Road within the main street network system in the city is unquestionable. It connects the Prague City Ring Road (the outer circle) with the City Circle Road (the inner circle), collecting and distributing both external and internal traffic relationships within the area. The process of the territorial stabilisation of the road was not simple. The area which the Radlice Radial Road is to pass through from the west to the east creates specific terrain and town planning conditions for the alignment. There is a difference between the elevation of the Vltava River plain, where the City Ring Road alignment is found, and the Jinonice plain, exceeding 100 metres. Dramatic differences in elevation are obvious even in the north-southern cross section, where Paví Vrch hill rises above the Radlice valley in the north and Kesnerka hill, passing to the Dívčí Hrad horizon, ascends in the south. An obstacle to the passage across the area is even formed by the historic development of Jinonice and the populated Radlice valley, which is oriented in the direction of the natural alignment of the radial road.

The historically oldest route variants from the 1970s can be found in a system map of the Principal Road System of the City of Prague. A distinctive feature of the variants was the route running on the flank of Kesnerka hill, and the location of a vast grade-separated intersection with the City Circle Road (which was a middle transport circle at that time) in the area of Koulka in the district of Smíchov. However, this variant, which was even incorporated into the Master Plan of 1986, required relatively significant demolitions of existing buildings, first of all in the area of lower Radlice. It could not stand in the new social conditions after 1989.

A substantial break in the concept of the Radlice Radial Road alignment took place at the beginning of the 1990s. As a result of the revaluation of principles applied to the development of the new post-revolution master plan for Prague, opinions on the possibility to use tunnels in road construction projects developed. Owing to this fact it was possible to deal with variants which had seemed to be unrealistic



Obr. 1 Varianta městská (PUDIS, a. s.)
Fig. 1 The urban variant (PUDIS, a. s.)



Obr. 2 Varianta segregovaná (PUDIS, a. s.)
Fig. 2 The segregated variant (PUDIS, a. s.)

Snad právě proto, že žádná z nových variant neprokázala jednoznačně svoje kvality, ponechávala přechodná fáze územní dokumentace Prahy – Plán stabilizovaných území z roku 1994 – pro řešení Radlické radiály poměrně značnou volnost. V zájmovém území potvrdil dočasný územní plán v podstatě pouze současnou zástavbu a konkretizaci funkčního a prostorového uspořádání území radlického údolí a Jinonic odkázal na další územněplánovací dokumentaci. Podmínkou samozřejmě bylo rozhodnout o koncepci radiály ve vztahu k jejímu funkčnímu začlenění do území.

Koncept územního plánu z roku 1996 opustil chápání Radlické radiály jako kapacitní rychlostní komunikace a v úseku mezi stanicí metra Radlická a Jinonicemi umístil trasu radiály do Radlické ulice. Zároveň potvrdil její napojení na městský okruh v oblasti Zlíchova. Průběžná trasa radiály však stále procházela územím v různých subvariantách, pohybujících se mezi tzv. variantou „městskou“ a variantou „segregovanou“. V následném období byl poměrně rozsáhlý prostor věnován rozhodování, která ze dvou základních variant zaručí pro dotčené území dostatečný rozvojový potenciál a přitom zajistí i funkčnost celého nadřazeného dopravního systému v západním segmentu hlavního města. Varianty městská a segregovaná se od sebe odlišovaly i rozsahem tunelových úseků, a tím i očekávanými investičními náklady.

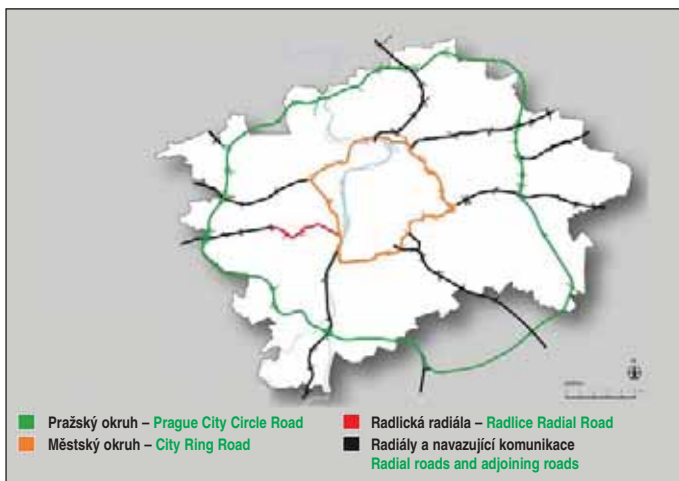
Městská varianta (obr. 1) byla charakterizována snahou o začlenění dopravní trasy do území s maximálním respektováním současných urbanistických vztahů. Varianta zdůraznila význam sběrné funkce komunikace pro obsluhu přilehlého území. Vlastní

before. The advance in the development of the solution for the Radlice Radial Road occurred first of all in the context of the work on the “Town Planning Study for Smíchov”. Several verification studies proved that there was an alternative to the controversial connection of the Radlice Radial Road to the City Circle Road in the area under the Koulka homestead if a larger extent of tunnels had been accepted. Ideal horizontal alignments were sought within widely spread variants for the radial road route. Examinations were focused on tunnels under Paví Vrch hill, under Kesnerka hill and under Dívčí Hradý hillock. Thus the location for the connection of the Radlice Radial Road oscillated between the area next to Ženské Domovy and the intersection at the Zlíchov side of the Barrandov Bridge.

Possibly because of the fact that none of the new variants had proved unambiguously its quality, an interim phase of Prague town-planning documents (the Plan for Stabilised Areas of 1994) maintained relatively great freedom for the Radlice Radial Road solution. Basically, the interim master plan regarding the area of operations confirmed the existing buildings, referring the details of the functional and spatial arrangement of the Radlice valley and the Jinonice district to subsequent town planning documents. Of course, there was a condition that the decision on the concept of the radial road had to be made taking into consideration the functional incorporation of the road into the area.

The Master Plan concept of 1996 abandoned the idea of the Radlice Radial Road to be a high-capacity expressway, placing the radial road route in the section between Radlická metro station and Jinonice to the Radlická Street footprint. At the same time it confirmed its connection to the City Circle Road to be in the area of Zlíchov. However, the running route of the radial road passed across the area in various sub-variants, ranging from the so-called “urban” variant and “segregated” variant. In the subsequent period of time a relatively wide space was left for making the decision on which of the two basic variants would guarantee sufficient development potential for the area affected by the construction, at the same time guaranteeing the functionality of the entire higher-level traffic system in the western segment of the capital. The urban and segregated variants differed one from the other even in the extent of the sections to be tunnelled and the expected investment costs.

The urban variant (see Fig. 1) was characterised by efforts to incorporate traffic routes into the area with the existing town planning relationships being respected to a maximum extent. The variant stressed the importance of the collecting function of the road for urban services in the adjacent area. The existing profile of Radlická Street was used for the alignment itself to the maximum extent, expecting that its width would be enlarged to increase its capacity and improve the traffic parameters. The section passing across Jinonice was assumed to run at the underground level. This variant represented a sober solution in terms of investment costs, with the earthmoving volumes minimised, the existing streets reasonably used and the length of the tunnel under Dívčí Hradý minimised.



Obr. 3 Radlická radiála JZM–Smíchov v systému hlavní uliční sítě hl. m. Prahy (SATRA, s. r. o.)

Fig. 3 The Radlice Radial Road between South-Western Town and Smíchov within the main street network of the City of Prague (SATRA, s. r. o.)

trasa využila v maximální míře existující profil Radlické ulice s tím, že předpokládala její úpravu rozšířením, tj. posílením kapacity a dopravních parametrů. V průchodu Jinonicemi předpokládala vedení v podzemní úrovni. Varianta prezentovala investičně střízlivé řešení, spočívající zejména v minimalizaci zemních prací, využití stávajících komunikací a minimalizaci délky tunelu pod Divčímí hrady.

Segregovaná varianta (obr. 2) byla navržena pokud možno mimo stávající zástavbu, urbanistickou osou území zůstala dnešní Radlická ulice. Tam kde to nebylo možné, byla položena do terénního zářezu nebo byla trasována v tunelu. Charakterem potvrdila v podstatě pokračování dnes provozované Rozvadovské spojky, oproti variantě městské obsahovala delší tunelové úseky. Segregace trasy se projevila příznivěji na dotčení zástavby radlického údolí negativními vlivy z vedení dopravy, zároveň však omezila možnosti dopravního připojení ve více křižovatkách.

Urbanistická studie Radlice – Jinonice z roku 2001 prověřovala ještě provedení radiály ve dvou výše zmíněných variantách. Po projednání ve výborech dopravy a územního rozvoje zastupitelstva hl. m. Prahy se však již rozhodnutí o volbě varianty klonilo k segregované trase. Výbory stanovily podrobnější podmínky, podle kterých byly obě varianty optimalizovány. V následném multikriteriálním posouzení se zvažovala hlediska dopravní, urbanistická, životního prostředí i investiční. V několika krocích se technické řešení postupně přibližovalo politickému konsenzu městských částí (Praha 5 a Praha 13), na jejichž územích má být dopravní stav-

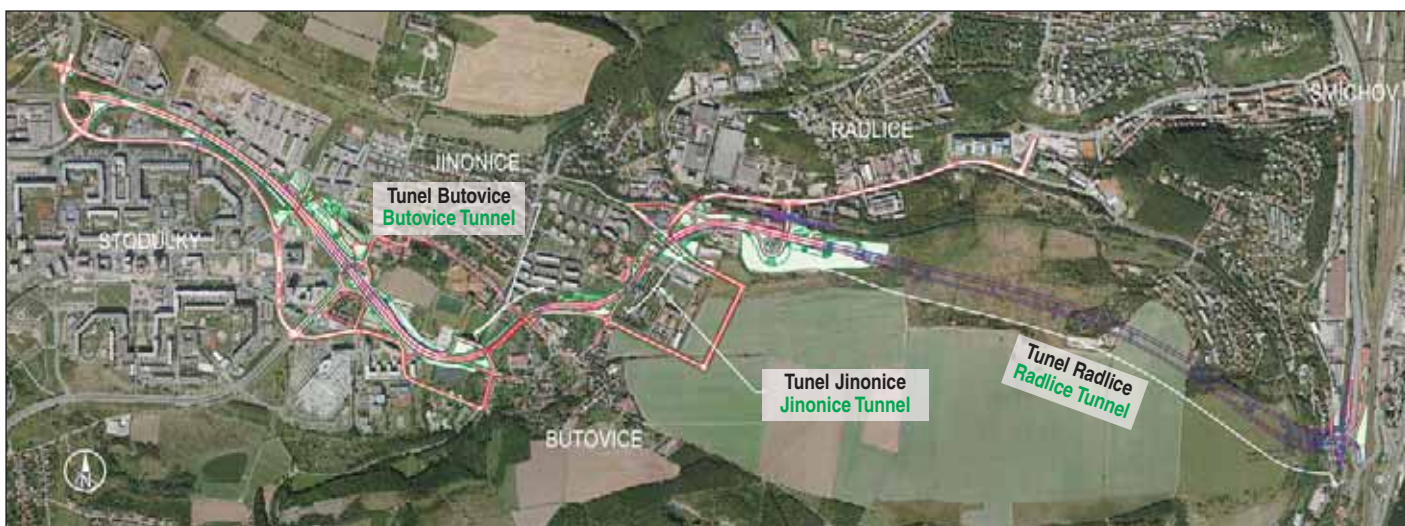
The segregated variant (see Fig. 2) was designed to run outside developed areas as much as possible; current Radlická Street remained to be the town-planning axis of the area. Where this route was not possible, it was placed into an open cut or into a tunnel. Basically its character confirmed the continuation of the today operating Rozvadov Connecting Road; compared with the urban variant, it contained longer sections to be tunnelled. The route segregation proved to be more advantageous in terms of negative effects induced by traffic on buildings in the Radlice valley; on the other hand it limited the possibilities of connecting the traffic at more intersections.

The Radlice – Jinonice Town Planning Study of 2001 re-examined the two above-mentioned variants of the radial road alignment. After discussions in Prague City Council's committees for traffic and territorial development, the decision on the variant to be selected verged to the segregated alignment. The committees defined more detailed conditions, which were used for the optimisation of both variants. During the subsequent multi-criteria assessment process, the aspects of traffic, town planning, environment and investment costs were evaluated. In several steps the technical solution gradually came nearer to the political consent of the municipal districts in the territories in which the traffic construction was to be located (Prague 5 and Prague 13); the final decision was made in the conclusion that only the segregated variant would be further processed. It was carried out in the Feasibility Study, which adjusted, at the expense of increasing the length of the tunnels, longitudinal gradients in the tunnelled section (the maximum gradient was reduced from 5.5% to 4.8% in the last version), proposed a modification of the connection of local relationships, defined the basic concept of the technological equipment and proposed the division of the Radlice Radial Road into construction-operating lots. At the same time, the civil defence system, which had been planned according to the original task to be interconnected with the metro Line B protection system, was excluded from the Radlice tunnels.

After the Master Plan was approved in October 2005, the preparation of the Radlice Radial Road construction passed to the direct competence of the Municipality of Prague, the City Investor Department, which issued the instruction in 2006 to start the work on the final design.

RESULTANT PROPOSAL – THE MAIN CHARACTERISTIC OF THE RADLICE RADIAL ROAD PROJECT

In its resultant solution, the Radlice Radial Road fulfils the function of the main collecting road for the area of Radlice, Jinonice and South-Western Town. Through extending the Rozvadov Connecting Road, it links the Prague City (outer) Ring Road and the (inner) City Circle Road (see Fig. 3). It runs in the west-eastern direction across the whole area being solved and is connected to the City Circle Road



Obr. 4 Přehledná situace trasy Radlické radiály s vyznačením tunelových úseků (PUDIS, a. s.)

Fig. 4 General layout of the Radlice Radial Road route, with tunnel sections marked in it (PUDIS, a. s.)



Obr. 5 Vyuštění tunelu Radlice na městský okruh směrem na sever (Artoo, s. r. o.)
Fig. 5 Connection of the Radlice tunnel to the City Circle Road in the northward direction (Artoo s. r. o.)

ba umístěna a závěrem bylo definitivně rozhodnuto, že k dalšímu dopracování byla určena již pouze varianta segregovaná. Stalo se tak v tzv. Studii realizovatelnosti, která upravila za cenu prodloužení tunelů podélné sklon v tunelové části (maximální sklon se podle poslední úpravy snížil z 5,5 % na 4,8 %), navrhla úpravu napojení místních vztahů, stanovila základní koncepci technologické vybavenosti a navrhla rozdělení Radlické radiály na stavebně-provozní úseky. Zároveň byl z tunelů Radlice vyloučen ochranný systém civilní ochrany, který podle původního zadání měl být propojen do ochranného systému metra trasy B.

Schválením změny územního plánu v říjnu 2005 se příprava akce Radlické radiály překloupila do přímé kompetence odboru městského investora MHMP a ten dal v roce 2006 pokyn k zahájení prací na zhotovení dokumentace pro územní rozhodnutí.

VÝSLEDNÝ NÁVRH – HLAVNÍ CHARAKTERISTIKA STAVBY RADLICKÉ RADIÁLY

Radlická radiální komunikace ve svém výsledném řešení plní funkci hlavní sběrné komunikace pro prostor Radlic, Jinonic a Jihozápadního města. Prodloužením Rozvadovské spojky propojuje silniční a městský okruh (obr. 3). Prochází v západo-východním směru celým řešeným územím a prostřednictvím pěti mimoúrovňových křižovatek je napojena na nižší místní komunikační síť (MÚK Bucharova, MÚK Řeporyjská, MÚK Butovice a MÚK Jinonice) a v MÚK Zlíchov na městský okruh v prostoru Zlíchovského tunelu.

Celková délka řešeného úseku je cca 5,50 km, z toho 2,68 km ve volné trase a zbytek, tedy prakticky polovina, v tunelech. Z hlediska kategorizace se jedná o čtyřpruhovou směrově rozdělenou místní sběrnou komunikaci s přídatnými pruhy podle potřeby v kategorii MS 4 cdk -/24,5/80 (km 0,0–1,4) a MS 4 dk -/20/70 (km 1,4 – tunel Radlice), když návrhové parametry se postupně snižují od Rozvadovské spojky k městskému okruhu. Celá stavba obsahuje 12 mostních objektů, tři lávky pro pěší, značný rozsah opěrných a zárubních zdí a například také kolejové úpravy na železniční trati Praha Smíchov – Hostivice. Kromě hlavní komunikace řeší projekt i poměrně obsáhlé návaznosti na širší území, zejména na městskou infrastrukturu vybavenost. Na celé trase Radlické radiály jsou navrhovány celkem tři tunely. Ražený tunel Radlice o celkové délce 2220,5 m a hloubené tunely Jinonice a Butovice shodné délky 299 m. To je patrné z přehledné situace na obr. 4.

Základní údaje přípravy stavby

Investorem Radlické radiály JZM – Smíchov (stavba č. 9567) je, stejně jako u ostatních úseků nadřazeného dopravního systému Prahy uvnitř silničního okruhu, hlavní město Praha, zastoupené Odborem městského investora Magistrátu hl. města Prahy. Výkonnou činnost investora zde zastupuje mandátář, kterým je VIS, a. s., komplexním zajištěním projektů pro všechny fáze přípravy je podle výsledku výběru ve veřejné obchodní soutěži, vyhlášené již v roce 2002, Sdružení PUDIS–SATRA.

through four grade-separated intersections (GSI) to the lower-level local road network (the Bucharova, Řeporyjská, Butovice and Jinonice GSIs) and through the Zlíchov GSI, in the area of the Zlíchov tunnel.

The total length of the section being solved is about 5.50km; 2.68km of this length is an open track section and the remaining part, virtually a half, is in tunnels. In terms of the road categorisation, it is a local collector road, a four-lane dual carriageway with outside lanes according to requirements of MS 4 cdk -/24,5/80 category (km 0.0 – 1.4) and MS 4 dk -/20/70 category (km 1.4 – the Radlice tunnel), with the design parameters diminishing gradually from the Rozvadov Connecting Road toward the City Circle Road. The entire project comprises 12 bridge structures, three pedestrian bridges, a great amount of retaining walls and revetment walls and, for instance, trackwork on the Prague Smíchov – Hostivice rail line. In addition to the main road, the project solves a relatively wide scope of connections to the wider territory, first of all to the urban infrastructure. Three tunnels are proposed for the entire Radlice Radial Road route, namely the Radlice mined tunnel at the total length of 2,220.5m and the Jinonice and Butovice cut-and-cover tunnels at identical lengths of 299m. This is shown in the general layout presented in Fig. 4.

Basic construction planning data

The owner of the project for the Radlice Radial Road between South-Western Town and Smíchov (construction lot No. 9567) is the same as the owner for the other sections of Prague's higher-level traffic system found inside the City Ring Road, i.e. the City of Prague represented by the Municipality of Prague, the City Investor Department. The executive activities of the project owner are represented by VIS a.s., a mandatory. The complete design for all stages of the planning process will be provided by a PUDIS–SATRA Consortium, which won the open tender as early as 2002.

The concrete investment project preparation started by negotiating the draft of the documentation for issuance of zoning and planning decision (DZD 07/2007). The comments and conclusions gathered during the EIA process, running in parallel, were incorporated into the so-called second DZD draft (12/2010), which is currently under negotiation in the second round. The project owner's aim is preparing conditions for submitting the application for the planning permission during 2011 and fluently continuing by subsequent steps required for obtaining the building permit.

Environmental impact assessment (EIA)

The assessment of the environmental impact (the EIA) according to requirements of the Law No. 100/2001 Coll. was carried out jointly with the first draft of the documentation for issuance of zoning and planning decision. Declaratory proceedings took place on the basis of the announcement of the goal. The documents required by Annex 4 of the above-mentioned law were worked off in compliance with conclusions of the declaratory proceedings. The EIA process was concluded by a public debate in 03/2009, after several additional studies, and by the issuance of an approving opinion on the assessment of the environmental impact of the project by the respective administrative body (the Environmental Protection Department of the Municipality of Prague). The tens of conditions contained in the opinion were acceptable for the project owner without substantial disagreements and they were incorporated into the documentation for issuance of zoning and planning decision. On the contrary, the project owner received instructions through the opinion how to proceed while selecting from the, till then partial, variant solutions. Among other suggestions, the EIA opinion supported the need for performing a detailed geological survey by means of an exploratory gallery.

Geomorphological and geological conditions

The area of operations being surveyed comprises the area of Prague 5 – municipal districts of Radlice, Nové Butovice, Jinonice, Smíchov and Zlíchov. Geomorphologically it is part of the Prague Plateau.

The surface of the area is very rugged for the Radlice tunnel. The landscape plastics is the result of denudation of a Cretaceous peneplane and erosion by the Vltava River and its tributaries. The relief

Konkrétní investorská příprava stavby byla zahájena projednáním návrhu dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR, 07/2007). Shromážděné připomínky a závěry ze souběžně probíhajícího procesu EIA byly zapracovány do tzv. druhého návrhu DUR (12/2010), který se aktuálně v druhém kole projednává. Cílem investora je připravit podmínky pro podání žádosti o územní rozhodnutí v průběhu roku 2011 a plynule dále navázat dalšími kroky pro získání stavebního povolení.

Posouzení vlivů stavby na životní prostředí (EIA)

Společně s prvním návrhem dokumentace pro územní rozhodnutí byla zpracována i dokumentace posuzování vlivů na životní prostředí podle zákona 100/2001 Sb. (EIA). Na základě oznámení záměru proběhlo zjišťovací řízení a podle jeho závěrů byla následně dopracována i dokumentace podle přílohy 4 uvedeného zákona. Po několika vložených studiích byl proces EIA završen v 03/2009 veřejným projednáním a v červenci 2009 i vydáním souhlasného stanoviska k posouzení vlivů provedení záměru na životní prostředí příslušného orgánu, kterým byl OOP MHMP. Desítky podmínek stanoviska byly pro investora přijatelné bez zásadních rozporů a nebyl problém s jejich zapracováním do dokumentace pro územní rozhodnutí. Naopak v řadě případů obdržel investor prostřednictvím stanoviska návod, jak postupovat při výběru do té doby dílčích variantních řešení. Mimo jiné stanovisko EIA podpořilo i potřebu provést v předstihu podrobný geologický průzkum prostřednictvím průzkumné štoly.

Geomorfologické a geologické poměry

Sledované zájmové území zahrnuje oblast Prahy 5 – městské části Radlice, Nové Butovice, Jinonice, Smíchov a Zlíčov, geomorfologicky patří k pražské plošině.

Pro tunel Radlice je povrch území velmi členitý. Plastika krajiny je výsledkem denudace křídové paroviny a eroze Vltavy a jejích přítoků. Reliéf křídové paroviny zůstal zachován při severozápadním okraji území v oblasti Vidoule a při jihovýchodním pásu zájmového prostoru v prostoru Dívčích hradů. Vedle erozivní a akumulární činnosti Vltavy se na členitosti území podílela i různá odolnost předkvartérního podkladu vůči erozi a denudaci. V tvrdých, zvětřaných odolnějších horninách, zejména vápencích, vznikly strmé svahy a ostře zaříznutá údolí, kdežto mělká, širší údolí jsou charakteristická pro méně odolné horniny. Značná různorodost území je v oblasti Zlíčova setřena akumulární činností Vltavy, kdy značné terasové uloženiny vyrovnávají výškové rozdíly a sprašové návěje a i svahové uloženiny zmírňují strmost svahů. Původní morfologie terénu je také narušena vlivem lidské činnosti, jako jsou např. navážky pro terénní úpravy a výstavbu, rozsáhlé vápencové lomy a cihlářské hlinišť, zářezy a násypy železničních tratí. Nejvyšší nadmořská výška území se pohybuje kolem 335 m n. m. a nejnižší na Zlíčovské straně 225 m n. m.

Geologická zpráva pro úroveň dokumentace pro územní rozhodnutí čerpá z poměrně bohatých archivních pramenů. Z výsledků geologické rešerše vyplývá, že tunel Radlice bude procházet územím s poměrně složitou geologickou skladbou s kombinací devonských, silurských a ordovických sedimentů. Vlastní těleso raženého tunelu bude umístěno převážně ve skalním podloží, hloubené úseky pak i v pokryvných útvech.

Oba souběžné radlické tunely budou raženy v prostředí, kde bude docházet ke střídání petrograficky, a tím i geotechnicky odlišných hornin s pevností v prostém tlaku od 5 do 120 MPa (horniny rozpojitelné běžnými mechanismy až použití trhacích prací – diabásy), často s tektonickými poruchami o mocnosti 0,5 až 2 m (ojediněle i 7 m), s výplní střípkovité zeminy. V devonských a silurských vápencích lze očekávat zvodnělé krasové závrtky s výplní tekutých písků.

Na základě zhodnocení inženýrsko-geologického a geotechnického hlediska zpráva předběžného geotechnického průzkumu doporučuje při ražbě tunelů použít nové rakouské metody (NRTM) a v hloubených úsecích aplikovat pažicí stěny (zarážené, milánské nebo pilotové). V částech u portálů je pak nutno uvažovat s doplňujícími technologiemi zajišťujícími stabilitu výrubu – jehlování, tryskové injektáže, vodorovné mikropiloty podél obvodu



Obr. 6 Západní portál tunelu Radlice (Artoo, s. r. o.)

Fig. 6 Western portal of the Radlice tunnel (Artoo s. r. o.)

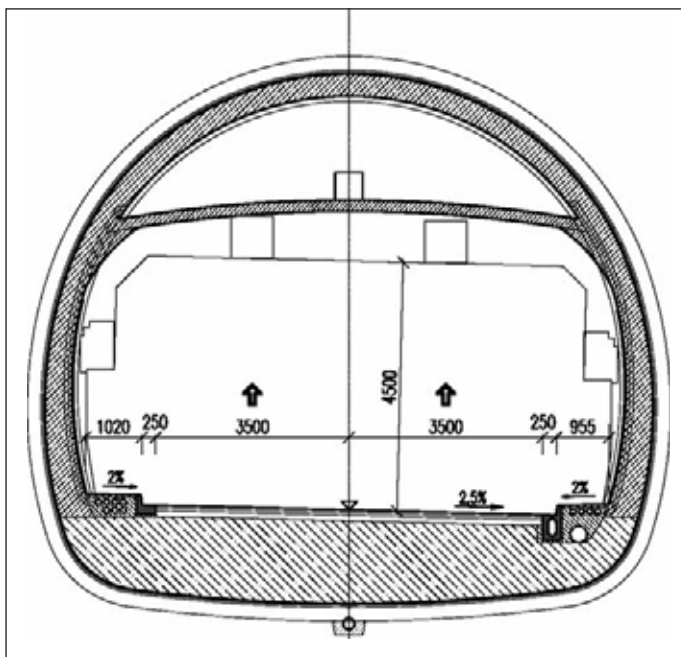
of the Cretaceous peneplane remained unchanged at the north-western edge of the area, in the area of Vidoule, and along the south-eastern belt of the area of operations in the area of Dívčí Hrad. Apart from erosion and accumulation activities of the Vltava River, the rugged character of the surface is the result of varying resistance of the pre-Quaternary basement rocks to erosion and denudation. Steep slopes and valleys cutting sharply into the surface originated in hard rocks, above all limestones, which were more resistant to weathering, whilst shallow and wider valleys are distinctive of less resistant rock types. The substantial variability of the area was removed in the area of Zlíčov owing to the accumulation activities of the Vltava River, where the significant terrace deposits flattened out differences in altitudes and aeolian deposits of loess and colluvial deposits moderated the sheerness of slopes. In addition, the original terrain morphology is disturbed by human activities, e.g. made ground for terrain finishing or construction purposes, vast limestone quarries and brick-clay pits, cuttings and embankments for railway tracks etc. The highest altitudes of the area fluctuate about 335m a.s.l.; the lowest altitude of 225m a.s.l. is on the Zlíčov side.

The geological report for the issuance of zoning and planning decision draws upon relatively rich archive sources. It follows from the results of retrieval of geological data that the Radlice tunnel will pass through an area featuring a relatively complex geological structure containing a combination of Devonian, Silurian and Ordovician sediments. The body of the mined tunnel itself will mostly run through the bedrock, while the cut-and-cover sections will even be located in the cover.

Both parallel Radlice tunnels will be driven through an environment in which petrographically, thus also geotechnically, different rock types will alternate, with the uniaxial compressive strength ranging from 5 to 120MPa (the rock types which are breakable by common equipment only when blasting is used – diabases), frequently containing tectonic faults 0.5 up to 2.0m thick (sporadically even 7.0m), with friable soil filling. Water-bearing karst sinkholes filled with quicksand can be expected in Devonian and Silurian limestones.

Based on the engineering geological and geotechnical assessment, the preliminary geotechnical survey report recommends that the New Austrian Tunnelling Method (the NATM) be used, whilst bracing walls (sheet pile walls, slurry walls or pile walls) be used in cut-and-cover sections. Supplementary excavation stabilising techniques (forepoling, jet grouting, canopy tube pre-support, inverted arch) must be taken into consideration for the portal sections. The excavation sequence will be based on the thickness of the tunnel overburden, existing buildings and the maximum limits set for the ground surface deformation.

In subsequent stages of the engineering geological survey required for so complicated works as the tunnels on the Radlice Radial Road are, it will be necessary to adhere to standard staging of the survey. The preliminary geotechnical survey (which was carried out for the documentation for issuance of zoning and planning decision) will



Obr. 7 Vzorové uspořádání ražených tunelů s uzavřenou izolací – dvoupruhový tunel (SATRA, s. r. o.)

Fig. 7 Standard cross section of mined tunnels with closed waterproofing – the double-lane tunnel (SATRA, s. r. o.)

výrubu, spodní protiklenba. Způsob členění výrubu bude vycházet z velikosti nadloží tunelu, povrchové zástavby a stanovení maximální povolené deformace povrchu území.

V dalších etapách inženýrskogeologického průzkumu pro tak náročné dílo, jako jsou tunely v úseku Radlické radiály, bude nezbytné dodržet standardní etapizaci průzkumu. Na předběžný geotechnický průzkum (zpracován pro dokumentaci k územnímu rozhodnutí) bude potřebné navázat podrobným průzkumem pro dokumentaci ke stavebnímu povolení. Tento průzkum by měl být zaměřen zejména na ověření způsobu založení všech tunelových objektů pomocí vertikálních a horizontálních průzkumných děl. Výška skalního nadloží ve více než polovině délky trasy tunelu pod Dívčími hrady však přesahuje 80 m. Vrtným průzkumem z povrchu by bylo nutné provádět jádrové vrty, jejichž délka přesahuje 100 m. To samo o sobě je z technického hlediska velmi komplikované a získané výsledky dávají pouze bodové informace, které mohou podat zkreslenou představu o zastiženém horninovém prostředí. Navíc povrch terénu, z kterého by bylo nutné provádět vrtný průzkum, je velmi členitý a v řadě případů obtížně přístupný. Zpráva proto doporučila v kritických úsecích trasy, kde lze předpokládat zastižení rizikových vápencových poloh s očekávanými výskyty krasových jevů, provedení dovrchné od Zlíchova průzkumné štoly k ověření geologie, hydrogeologie a geotechnických charakteristik in situ přímo v jednom z tunelů.

Průzkumná štola pro tunel Radlice

Požadavek na realizaci podrobného geotechnického průzkumu formou průzkumné štoly, a to před zahájením prací na dokumentaci pro stavební povolení, uplatnil i Obvodní báňský úřad v Kladně ve svém vyjádření k projektu akce *Radlická radiála – zpracování EIA a projednání průzkumné štoly* ze dne 22. 5. 2006. Zároveň ve svém vyjádření Obvodní báňský úřad Kladno shrnul cíle, kterých má být provedením průzkumného díla dosaženo, a investor požadavek OBÚ Kladno akceptoval.

Ražba průzkumné štoly není činností upravenou stavebním zákonem, bude provedena v rámci inženýrskogeologického průzkumu podle ustanovení § 2 odst. d) zák. ČNR č. 62/1998 Sb., o geologických pracích, upraveného zákonem č. 366/2000 Sb. Pro povolení a registraci podrobného inženýrskogeologického průzkumu a pro opatření stavebního povolení zařízení staveniště a výběr zhotovitelů prací byl proto v 08/2006 zpracován projekt. Podle přípraveného projektu bude štola prováděna z těžní šachty umístěné

have to be followed by a detailed survey for the documentation for issuance of building permit. This survey should be focused first of all on the verification of the method for the foundation of all tunnel structures, using vertical and horizontal exploration workings. However, the rock cover thickness exceeds 80m along over a half of the length of the section under Dívčí Hrady. If the borehole survey is carried out from the surface, the core holes would be over 100m long. The survey would be very complicated and the results obtained by the survey would provide only information in points, which could allow a distorted notion of the ground environment encountered. In addition, the terrain surface from which the borehole survey would have to be carried out is highly dissected, in many cases difficult to access. This is why the report recommended for the critical stretches of the route where encountering of risky limestone layers threatens in which the existence of karst phenomena can be expected, that the excavation of the exploratory gallery designed to verify in-situ, directly in one of the tunnels, the geological, hydrogeological and geotechnical characteristics should proceed uphill from Zlíchov.

Exploratory gallery for the Radlice tunnel

The Regional Bureau of Mines Kladno, through its opinion on the design for the “Radlice Radial Road – preparation of the EIA and discussion of the exploratory gallery” of 22/05/2006, imposed a requirement for a detailed geotechnical survey by means of an exploratory gallery to be carried out before the work on the final design starts. At the same time the Regional Bureau of Mines Kladno, in its opinion, summarised the objectives to be achieved by implementing the exploratory gallery, and the project owner accepted the Kladno Bureau’s requirement.

The excavation of the exploratory gallery is not an activity controlled by the building law. It will be carried out within the framework of the engineering geological survey, which is controlled by par. 2 of clause d) of the Czech National Council’s Law No. 62/1998 Coll. on geological works, as amended by the Law No. 366/2000 Coll. For the purpose of the registration and obtaining the approval for the detailed engineering geological survey, as well as obtaining the building permit for the construction site facility and selecting contractors for the work, the design was prepared in 08/2006. The design specified that the gallery would be driven from a hoisting shaft located approximately 15m south of the entry portal of the Zlíchov tunnel, where a base for the site facility will also be established (on the premises of a car repair shop found on Czech Railways’ land).

The documentation for registration of the geological survey including tender documents has been available since 08/2006. Since the back-up facilities required for the survey operations are found on the land owned by Czech Railways, the building permit for the site facility was issued by the Rail Authority. The building permit has been in force since February 2007. After that date the project owner and the land owner concluded a lease contract for the land affected by the construction. Then the project owner commenced the preliminary work securing the land. The works schedule guaranteed that the gallery excavation and the Radlice Radial Road construction could start in 2008 and at the end of 2009, respectively.

The exploratory gallery design requires that the gallery should run within the cross-section of the future G ramp up to the main tunnel tube bifurcation area. From this location it will pass, on the maximum gradient of 6.06%, to the cross section of the top heading of the northern tunnel tube. This system will allow the in-situ verification of geological conditions in the location which are the most important from the aspect of the safety of the future works; if required, it will be possible to carry out pre-excavation grouting in an advance from the exploratory gallery. The cross section of the exploratory gallery with the area of 13.46 m² is designed for rubber-tired haulage. Till now it has been assumed that the gallery will be driven at the length of 300m. Supplementary preliminary geotechnical surveys for the Jinovice portal, for the Dívčí Hrady area were coordinated with the exploratory gallery design being prepared. As of today, several hydro-boreholes have been installed in the area of operations; they are regularly monitored.

cca 15 m jižně od vjezdového portálu Zlíčovského tunelu, kde také v areálu opravní vozů na pozemcích ČD vznikne základna pro zařízení staveniště.

Dokumentace pro registraci geologického průzkumu je k dispozici již od 08/2006, a to včetně zadávací dokumentace pro výběr zhotovitele. Protože zázemí pro provádění průzkumu je na pozemcích Českých drah, vydal stavební povolení pro zařízení staveniště Drážní úřad. Stavební povolení je pravomocné již od února 2007 a následně investor uzavřel s vlastníkem na dotčené pozemky i nájemní smlouvu a zahájil přípravné práce pro zajištění pozemku. Vše bylo načasováno tak, aby realizace štol byla zahájena v roce 2008 a vlastní stavba Radlické radiály na přelomu let 2009 a 2010.

Průzkumná štola je vyprojektována v profilu budoucí rampy G do oblasti rozpletu hlavní tunelové trouby, odkud maximálním sklonem 6,06 % nastupuje do polohy kaloty severního tunelu. Budou tak ověřeny geologické podmínky v místě, které jsou z hlediska bezpečnosti budoucího díla nejdůležitější, v případě potřeby bude možno z průzkumné štol provádět v předstihu i sanační injektáže. Profil průzkumné štol o velikosti příčného řezu 13,46 m² je navržen pro kolovou dopravu a zatím se předpokládá, že štola bude vyražena v délce 300 m. Koordinovaně s připravovaným projektem průzkumné štol byly dále zpracovány doplňující předběžné geotechnické průzkumy pro jinonický portál, pro oblast Dívčí hrady a také podrobný hydrogeologický průzkum pro průzkumnou štolu. V zájmové oblasti je nyní osazeno několik hydrovrtů, které jsou pravidelně monitorovány.

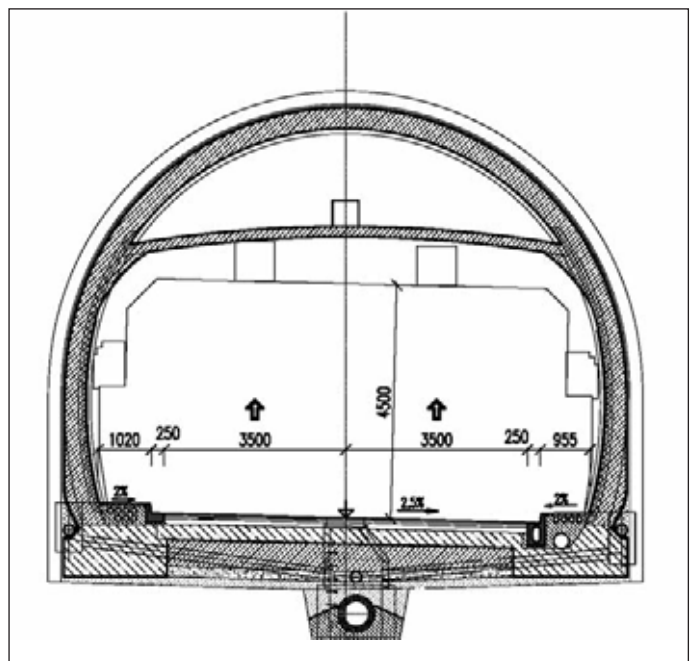
Ražený tunel Radlice

Radlický tunel je navržen na trase Radlické radiály v mezikřižovatkovém úseku mezi MÚK Jinonice a připojením na městský okruh v MÚK Zlíčov. Niveleta radiály zde nastoupává z podjezdu železniční tratě na Smíchově na jinonickou planinu a překonává výškový rozdíl více než 100 m.

Vlastní tunelová trasa je tvořena dvěma tunelovými tubusy, dvěma vjezdovými a dvěma výjezdovými rampami napojujícími se na již zmíněnou část městského okruhu. Vizualizace vyústění tunelových ramp tunelu Radlice na městský okruh směrem na sever je patrná z obr. 5, vizualizace jinonického portálu Radlického tunelu je znázorněna na obr. 6. Tunel je v převážné délce ražený s hloubeným západním portálovým úsekem a hloubenými úseky v dvoupruhových tunelových křižovatkových rampách. Jižní tunelová trouba ve směru klesání trasy je dvoupruhová ve spádu 4,85 %. Severní tunelová trouba ve směru stoupání trasy je třípruhová ve sklonu 4,8 %. Celková délka tunelových trub ražených je 4084 m, z toho je 1795 m v třípruhovém uspořádání a 195 m v tunelových rozpletech. Celková délka hloubených tunelových trub je 627 m, z toho je 179,5 m v třípruhovém uspořádání.

Třípruhový severní tunel má dva průběžné a jeden stoupací pruh, které se v raženém tunelovém rozpletu dělí na dva dvoupruhové tunely (rampa G a J). Tunelové rampy G a J se napojují na již zprovozněnou část MO v prostoru Zlíčov. Profil jižního tunelu je v celé své délce navržen jako dvoupruhový. Dvoupruh se v raženém tunelovém rozpletu rozšiřuje o odbočovací pruh a dále se dělí na dva samostatné dvoupruhové tunely (rampa H a I) s návazností na připojení k městskému okruhu. Základní šířka jízdního pruhu je navržena na 3,5 m s vodícími proužky 0,25 m. Uvažovány jsou oboustranné nouzové chodníky šířky 1 m. U průjezdných tunelových propojek (4 v trase tunelu) jsou zřízeny nouzové zálivy. Tunelové propojky jsou rozvrhnuty po 250 m. Naproti tunelovým propojkám je vždy situována kabina SOS, která je ještě umístěna i v mezipolohách mezi propojkami, takže vzdálenost SOS kabin je asi 125 m.

Výška průjezdného profilu je uvažována 4,5 m. Příčný profil je navržen v souladu s ČSN 737507 a počítá s umístěním dopravních značek a ventilátorů nad průjezdným profilem. Hloubené tunely v oblasti Zlíčova jsou navrženy s rovným stropem s rezervou na umístění ventilátorů. V převážné části tunelů je nad vozovku vzduchotechnický kanál o profilu 11,2 m² u dvoupruhového a 17,6 m² u třípruhového tunelu.



Obr. 8 Vzorové uspořádání ražených tunelů s deštníkovou izolací – dvoupruhový tunel (SATRA, s. r. o.)

Fig. 8 Standard cross section of mined tunnels with umbrella-type waterproofing – the double-lane tunnel (SATRA s. r. o.)

The Radlice mined tunnel

The Radlice tunnel location is designed to be in the Radlice Radial Road section between the Jinonice GSI and the connection to the City Ring Road at the Zlíčov GSI. The vertical alignment of the road rises in this location from the railway underpass in Smíchov toward the Jinonice plain, getting over a difference in altitudes exceeding 100m.

The tunnel route itself consists of two tunnel tubes, two entry ramps and two exit ramps linking to the above-mentioned part of the City Ring Road. The visualisation of the connection of the Radlice tunnel's ramps to the City Ring Road is presented in Fig. 5, whilst the visualisation of the Jinonice portal of the Radlice tunnel can be seen in Fig. 6. The major part of the tunnel length is designed as a mined structure, with a cut-and-cover western portal section and cut-and-cover sections of the double-lane ramps at the intersections. The double-lane southern tunnel tube, running in the direction of the downhill gradient of the route, descends at 4.8%. The northern tunnel tube, running in the direction of the uphill gradient of the route rises at 4.8%. The total length of the mined tunnel tubes is 4,084m; 1,795m of this length are in the triple-lane configuration and 195m are in tunnel bifurcation chambers. The total length of cut-and-cover tunnel tubes is 627m; 179.5m of this length are in the triple-lane configuration.

The triple-lane northern tunnel tube contains two thoroughfare lanes and one truck climbing lane. They split in the bifurcation chambers, forming two double-lane configurations entering the G and J tunnel ramps. The G and J ramps connect to the part of the City Ring Road in the area of Zlíčov, which has already been opened to traffic. A double-lane configuration is designed for the entire length of the southern tunnel tube cross section. The double-lane profile is enlarged in the mined bifurcation chamber, where a turning lane is added. Subsequently it is split into two independent double-lane tunnels (H and I ramps), linking to the City Ring Road. The basic width of a traffic lane is designed at 3.5m, with edge lines 0.25m wide. Emergency walkways 1.0m wide are assumed to be on both sides. Emergency parking bays will be provided at vehicular sized cross passages (there are 4 of them along the tunnel route). The cross passages are spaced at 250m intervals. SOS cabins are located opposite each cross passage and at the mid points between the cross passages. The intervals between the SOS cabins therefore amount to about 125m.



Obr. 9 Obnovený městský parter nad tunelem Jinonice (Artoo, s. r. o.)
Fig. 9 Renewed urban floorscape above the Jinonice tunnel (Artoo s. r. o.)

U obou portálů jsou navržena technologická centra. Západní, třípodlažní s obestavěným prostorem 16 tisíc m³ navazuje přímo na jinonický portál, východní je umístěno na Zlíchově v blízkosti ulice Křížová a je rovněž ve třech podlažích s obestavěným prostorem asi 10 tisíc m³.

Pro zamezení průniku podzemních vod do interiérů tunelů se v úrovni dokumentace pro územní rozhodnutí uvažuje s celoplaštovou i s deštníkovou izolací, která v návrhu jako investičně méně náročné řešení převažuje. Oba hydroizolační systémy jsou v tunelových stavbách ověřeny a oba systémy mají svoje výhody i nevýhody. Systém s uzavřenou izolací (obr. 7) přináší při bezchybné funkci v dlouhodobém horizontu budoucímu správci nezanedbatelné úspory a zjednodušení udržovacích prací. Celobvodová izolace chrání kompletní statické konstrukce tunelu včetně spodní klenby, a to zejména při výskytu podzemních vod s agresivitou, což je možné při návrhu zohlednit. Naopak celoplaštová zvyšuje jednorázové náklady při výstavbě podzemního díla. Je to především z důvodu nutnosti započítání plného hydrostatického tlaku při statickém návrhu tunelu, což má vliv na jeho tvar, tloušťku i stupeň vyztužení ostění. Naproti tomu deštníková izolace (obr. 8) s sebou při výstavbě nese nemalé úspory. Podle některých finančních rozvah dosahují oproti tunelům, které musí odolávat plnému hydrostatickému tlaku, okolo 23 %. Tyto snížené náklady při výstavbě jsou ale naproti tomu kompenzovány zvýšenými náklady na pravidelnou údržbu odvodňovacího systému po celou dobu životnosti díla. K problematice volby izolačního systému se vyslovilo i stanovisko k hodnocení stavby na životní prostředí, které vzhledem k obavám z nepříznivé migrace podzemních vod při uplatnění drenážního efektu neizolované tunelové konstrukce preferuje nepropustnou konstrukci tunelových tubusů. V dalším stupni projektové přípravy se výběr varianty hydroizolačního systému, a tím i konstrukčního řešení tunelů bude opírat o výsledky získané při ražbě průzkumné štoly a z vyhodnocení monitoringu ve sledovaných hydrovrtech.

Hloubené tunely Butovice a Jinonice

Zastavěné území Butovic a Jinonice prochází Radlická radiála pod úrovní městského parteru soustavou dvou tunelů shodné délky 299 m s otevřeným mezitunelovým úsekem, sevřeným do zárubních zdí. Niveleta radiály je zde proto účelově zanořena do spodního patra tak, aby nad stropy dokončených tunelů vznikl dostatečný prostor pro průběh podzemní inženýrské infrastruktury území a aby na povrchu nebyla omezována vegetace. Vizualizace obnoveného městského parteru nad tunelem Jinonice je na obr. 9.

Konstrukci obou tunelů tvoří uzavřený monolitický rám ze železobetonu se střední stěnou a plochým stropem (obr. 10). Protože do tunelu Jinonice zasahuje připojovací pruh z přilehlé křižovatky, není v šířce symetrický. Západní trouba je třípruhová, východní dvoupruhová. Tunel Butovice má standardní šířkové uspořádání 2 x 2 jízdní pruhy. Výška průjezdného průřezu obou tunelů je 4,5 m,

The overhead clearance of 4.5m is proposed. The cross section is designed in compliance with requirements of ČSN 73 7507 standard, taking into consideration the room necessary for the installation of traffic signs, fans above the clearance profile and a tolerance on a change in the roadway structure thickness. A flat roof deck of the cut-and-cover tunnels in the area of Zlíchov is designed with a margin for the installation of fans underneath. A ventilation duct will be installed above the roadway in the major part of the tunnels, with the cross-sectional areas of 11.2 m² in the double-lane tunnel and 17.6m² in the triple-lane tunnel tube.

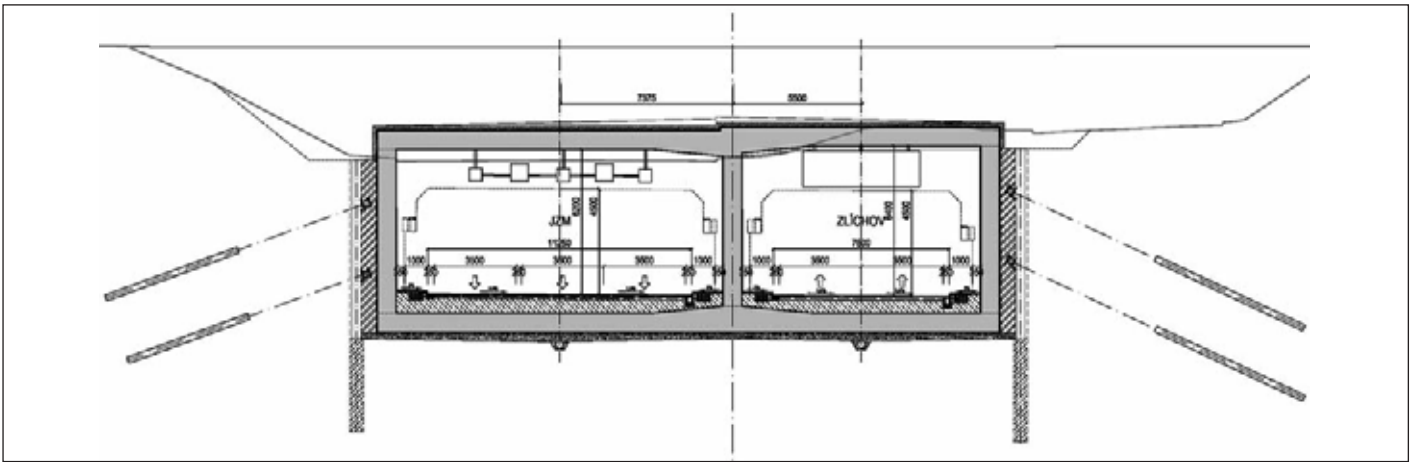
Technical services centres are designed to be at both portals. The three-storey western centre building with the wall-in space of 16,000m³ is directly connected to the western portal, whilst the eastern centre is located in Zlíchov, near Křížová Street. It is also a three-storey structure; the wall-in space amounts to 10,000m³.

Both a closed waterproofing system and an umbrella-type system, which prevails in the design draft as the less capital-intensive solution, are assumed at the level of documentation for issuance of zoning and planning decision to prevent inflows of ground water into the tunnel interior. Both waterproofing systems have been tried on tunnel structures and both have their advantages and disadvantages. In the long term, the closed waterproofing system (see Fig. 7), if functioning flawlessly, means significant savings and simplified maintenance for the future administrator. The closed waterproofing system protects complete structural parts of the tunnel, including the invert. This fact can be taken into consideration by the designer first of all in locations where corrosive ground water is to be encountered. On the other hand, the closed waterproofing system increases non-recurring costs during the work on the underground structure. This is so first of all because of the necessity of incorporating the full hydrostatic pressure into the structural design for the tunnel, which affects the geometry, thickness and reinforcement of the tunnel lining. In contrast, the umbrella-type waterproofing system (see Fig. 8) yields significant savings during the course of the construction. According to some financial considerations, savings up to 23% can be achieved compared with the tunnels which have to withstand the full hydrostatic pressure. On the other hand, the reduced costs incurred during the construction are balanced by increased expenses of regular maintenance of the drainage system, which is necessary throughout the tunnel life cycle. Problems of the selection of the waterproofing system were also addressed in the opinion on the Environmental Impact Assessment, which prefers a non-permeable structure of the tunnel tubes, taking into consideration the fears on unfavourable migration of ground water if the drainage effect of the tunnel structure missing the waterproofing took place. In the next stage of the design preparation the selection of the variant of the waterproofing system will be grounded on results obtained during the course of the exploratory gallery excavation and assessed results of the monitoring of the hydro-boreholes.

Butovice and Jinonice cut-and-cover tunnels

The Radlice Radial Road crosses the developed area of Butovice and Jinonice, passing under the floorscape through a system consisting of two tunnels of identical lengths of 299m, with an open-cut inter-tunnel section contained between revetment walls. The road alignment in this area is on purpose sunk to the lower level so that a space sufficient for the underground utility services required for the area remained available above the roof decks of the finished tunnels and vegetation on the surface was not restricted. The visualisation of the renewed floorscape is shown in Fig. 9.

The structure of both tunnels is a closed cast-in-situ reinforced concrete frame with a central wall and a flat roof deck (see Fig. 11). Because of the fact that a slip lane running from the adjacent intersection enters the Jinonice tunnel, the tunnel is not symmetric in terms of the width. The western and eastern tubes contain three lanes and two lanes, respectively. The Butovice tunnel roadway configuration is standard, 2 x 2 traffic lanes. The overhead clearance in both tunnels is 4.5m, with a free space above the clearance profile designed for the installation of traffic signs and fans. The other items of the technological and safety equipment are designed at



Obr. 10 Vzorové uspořádání hloubeného tunelu Jinonice (PUDIS, a. s.)

Fig. 10 Standard cross section of the Jinonice cut and cover tunnel (PUDIS a. s.)

když stavebně je nad průjezdným profilem volný prostor pro umístění dopravního značení a ventilátorů. Ostatní technologické a bezpečnostní vybavení je navrženo na úrovni požadované pro tuto délku a kategorii tunelu. Energetické napájení pro osvětlení, vzduchotechniku a ostatní technologickou vybavenost, včetně systému řízení dopravy a systému řízení technologií pro oba tunely bude zajištěno z podzemního technologického centra TGC Jinonice, které je vestavěno do zárubní zdi mezi tunely. Otevřený úseku mezi tunely je přístupný po nouzové obslužné komunikaci a schodištěm.

ZÁVĚR

Předkládaný článek se poněkud odlišuje od textů zveřejňovaných v časopisu Tunel. Neobsahuje podrobné technické popisy projektovaných podzemních staveb či zkušenosti z jejich realizace. Je zaměřen více na fázi územní stabilizace a přípravy projektu. Naznačuje, jak posun v názorech na tunelová díla, doprovázený i vývojem stavebních technologií, ovlivnil i proces zahrnutí Radlické radiály do územního plánu v aktuální podobě. Úvodem článku jsou zmiňována sedmdesátá léta jako počátek vývojových variant řešení radiály. V nejbližších měsících, tedy asi po třiceti pěti letech, bude projekt Radlické radiály otestován v územním řízení. Z hlediska územního plánu veřejně prospěšná stavba Radlické radiály JZM – Smíchov tedy postoupí do dalšího kola posuzování podle stavebního zákona a bude možné zahájit práce na dokumentaci pro stavební povolení. Podmínkou proto je i zahájení prací na průzkumné štolě, připravené k realizaci již více než čtyři roky. Poté snad bude příležitost seznámit odbornou veřejnost již s řešením konkrétních technických problémů projektu, bude jich určitě s přihlédnutím k rozsahu stavby dost.

ING. ALEŠ MERTA, ales.merta@pudis.cz,
ING. LUKÁŠ KORÍNEK, lukas.korinek@pudis.cz,
PUDIS, a. s.,

ING. VLADIMÍR PETRŽÍLKA, vladimir.petrzilka@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek

a scope required for the particular length and category of the tunnel. The power for tunnel lighting, ventilation and other equipment, including the traffic control and equipment control systems, will be supplied for both tunnels from the underground Jinonice Technical Services Centre, which is built in the revetment wall between the tunnels. The open-air section between the tunnels is accessible along an emergency service road and a staircase.

CONCLUSION

This paper slightly differs from usual papers published in Tunel journal. It does not contain detailed technical description of underground structures being under design or experience gained during construction. It is more focused on the planning stabilisation stage and designing stage. It outlines the process during which opinions on tunnel constructions changed together with the development of construction technologies, even influencing the process of the incorporation of the Radlice Radial Road into the Master Plan in the current form. The 1970s are mentioned above, in the introduction, as the period during which the initial variants of the radial road were developed. In the months to come, which means roughly thirty five years later, the Radlice Radial Road design is going to be tested in the planning enquiry. The project of the Radlice Radial Road between South-Western Town and Smíchov, which is publicly beneficial as far as the Master Plan is concerned, will proceed to the next round of assessments required by the Building Law and it will be possible to commence the work on the final design. For that reason the commencement of the excavation of the exploratory gallery, which has been ready to start for over four years, is a condition for it. We believe that once it has been completed, it will be possible to inform the professional public about solutions to particular technical problems, which will certainly be plentiful taking into consideration the scope of the works.

ING. ALEŠ MERTA, ales.merta@pudis.cz,
ING. LUKÁŠ KORÍNEK, lukas.korinek@pudis.cz,
PUDIS, a. s.,

ING. VLADIMÍR PETRŽÍLKA, vladimir.petrzilka@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

LITERATURA / REFERENCES

MERTA, A., PETRŽÍLKA, V., HAVRDA, A. *Tunely radlické radiály*. In Podzemní stavby Praha 2010 – dopravní a městské tunely Praha 2010, CzTA ITA-AITES.

Prověření realizovatelnosti Radlické radiály. Praha : SATRA, spol. s r. o., 06/2003.

Radlická radiála JZM – Smíchov, stavba 9567, tunel Radlice – Podrobný inženýrskogeologický průzkum, průzkumná štola. Praha : VIS, a. s., 08/2006.

Podrobný hydrogeologický průzkum pro průzkumnou štolu. Praha : PUDIS, a. s., 06/2009.

Radlická radiála JZM – Smíchov, stavba 9567. Dokumentace pro územní rozhodnutí, Praha : Sdružení PUDIS-SATRA, 11/2010.

ODVODŇOVACÍ ŠTOLA STRAHOVSKÉHO AUTOMOBILOVÉHO TUNELU DRAINAGE GALLERY FOR THE STRAHOV AUTOMOBILE TUNNEL

VÁCLAV KRCH, RADOVAN CHMELAŘ, LIBOR SÍLA, RICHARD KUK, RADKO RIEGER

1 ÚVOD

Strahovský automobilový tunel je součástí městského okruhu v Praze. Jeho výstavba byla zahájena v 80. letech 20. století a do provozu byl uveden v roce 1997. Konstrukce tunelu odpovídá v té době dostupným a obvyklým materiálům a technologiím používaným v České republice. Již od počátku byly patrné netěsnosti v ostění a průniky podzemních vod do vnitřních prostor tunelových trub. Viditelně se tyto průsaky projevují zejména v jižních partiích tunelu. To samozřejmě nepříznivě ovlivňuje bezpečnost provozu zejména v zimním období. Reálné řešení z vnitřního prostoru tunelů v podstatě neexistuje, aniž by dlouhodobě nebyla sanovaná tunelová trouba vyřazena z provozu. Tento způsob opravy by vyžadoval rozsáhlé vybourání vnitřních konstrukcí, vybudování celoodvodňovací izolačního pláště a vložení „sekundární“ obezdívky. Těsnící injektáže za rub stávajícího ostění nelze považovat za trvale účinné řešení. Proto byla zvolena metoda, která neomezí provoz v tunelu. Navržené řešení spočívá ve vybudování odvodňovací štoly umístěné mezi oba tunely pod úroveň jejich dna. Předpokladem správné funkčnosti štoly, tj. snížení hydrostatického tlaku za rubem ostění tunelů, je návrh takového ostění štoly, které dlouhodobě umožní průsaky podzemní vody do štoly. Původní řešení navržené v dokumentaci pro stavební povolení a v tendrové dokumentaci předpokládalo ze standardně vybudované štoly – ostění ze stříkaného betonu – lokálně, tj. v místech předpokládaných soustředěných přítoků – vybudování jímacích vrtů. Tento základní odvodňovací systém pak byl doplněn drenážní geotextilií vloženou mezi primární ostění ze stříkaného betonu a horninového masivu a dalšími odvodňovacími vrty po trase štoly, prováděnými do boků štoly. Po důkladné rozvaze z hlediska hydrotechnické funkčnosti a trvanlivosti navrženého systému bylo povoleno nové řešení uplatněné při realizaci díla. V tomto článku je popsáno nové navržené řešení, jež se snaží v maximální míře spojit dva protichůdné, avšak zásadní požadavky na odvodňovací štolu:

- a) Zajistit co největší celoplošnou drenážní schopnost ostění štoly.
- b) Zajistit požadovanou statickou únosnost ostění s minimálními dopady ražby na povrchovou zástavbu a zejména na konstrukce tunelových trub Strahovského tunelu.

Investorem Strahovských automobilových tunelů a v současnosti i odvodňovací štoly je magistrát hl. města Prahy (hl. město Praha), pověřeným investorem – mandatářem firma VIS, a. s.

2 KONSTRUKCE A VÝSTAVBA STRAHOVSKÉHO AUTOMOBILOVÉHO TUNELU (SAT)

Strahovský automobilový tunel (SAT) je umístěn v západním sektoru městského okruhu mezi ulicemi Plzeňskou na Smíchově a Patočkovou v Břevnově. Vyražen je pod strahovskou náhorní plošinou s nedalekou dominantou Prahy – vrchem Petřín. Strahovský tunel se skládá ze dvou dvoupruhových tubusů, západního a středního (projektovaná třetí, východní tunelová trouba nebyla realizována). Jeho celková délka činí 2004 m, z toho 1560 m bylo raženo. Autorem projektu Strahovského automobilového tunelu byla firma PUDIS, zhotovitelem stavby byla firma Metrostav se subdodavatelem několika jejích částí firmou Vojenské stavby [2].

Ražba Strahovského tunelu byla prováděna z obou portálů současně. Použita byla modifikovaná jádrová metoda, používaná do tlačivých hornin. Nejprve byly pomocí prstencové metody v celé délce ražené části tunelů vyraženy opěrové tunely (s ostěním z prefabrikovaných železobetonových dílců – tubingů). Tyto opěrové tunely byly následně částečně vybetonovány, aby tvořily opěry pro ražbu přístropí (kaloty). Posléze byla pomocí speciálně sestaveného

1 INTRODUCTION

The Strahov Automobile Tunnel is part of the City Ring Road (the inner ring) in Prague. The construction work on the tunnel commenced in the 1980s and ended by the commissioning in 1997. The tunnel structure corresponds to the materials and technologies which were available in the Czech Republic at that time. It was since the very beginning that leaks in the lining and seepage of ground water into the internal spaces of the tunnel tubes had been observed. The leaks are visible first of all in the southern parts of the tunnel. Of course, they adversely affect the safety of traffic, most of all in winter seasons. In substance, there is no realistic solution to be implemented from within the tunnel without putting the tunnel out of operation for a long time. This way of repair would require extensive demolition of inner structures, installation of a closed waterproofing system and insertion of a “secondary” lining. Sealing grouting behind the existing lining cannot be considered to be a permanently effective solution. For that reason a method which will not threaten traffic in the tunnel was adopted. The proposed solution consists of a drainage gallery to be driven between the tunnel tubes, at the level of the tunnel bottom. A condition for proper functioning of the gallery, i.e. reduction in the hydrostatic pressure behind the tunnel lining, is that the gallery lining design must allow water to seep into the gallery in the long term. The original solution proposed in the final design and tender documents assumed that abstraction wells would be locally bored from a gallery driven in a standard manner (lined in shotcrete), in the locations where the concentrated inflows would be anticipated. This basic drainage system was subsequently modified by adding drainage geotextile between the primary shotcrete lining and the rock mass, together with additional drainage holes to be drilled to the gallery sides along the gallery route. After thorough consideration from the aspect of hydrotechnical functionality and longevity of the proposed system, a new solution was adopted, the one which was eventually applied to the works. This paper describes the proposed solution, endeavouring after joining the following two contradictory but principal requirements for the drainage gallery to the maximum extent possible:

- a) to ensure as large as possible full-area drainage capacity of the gallery lining.
- b) to ensure the required load-bearing capacity of the lining with minimum impacts of the excavation on existing buildings and, first of all, on structures of the Strahov tunnel tubes.

The owner of the Strahov automobile tunnel project and, currently, even of the drainage gallery project, is Prague Municipality, represented by VIS a.s. as a client-mandatar.

2 THE STRUCTURE AND CONSTRUCTION OF THE STRAHOV AUTOMOBILE TUNNEL (SAT)

The Strahov automobile tunnel (SAT) is located in the western sector of the City Ring Road (the inner ring) between Plzeňská Street in the district of Smíchov and Patočkova Street, the district of Břevnov. It passes under the Strahov Plateau with its dominant - Petřín Hill. The Strahov tunnel consists of two double-lane tubes, the western and central ones (the planned third tube, the eastern one, has never been built). The total length amounts to 2004m; 1560m of this length were constructed by mining methods. The author of the design for the Strahov automobile tunnel was PUDIS, the contractor was Metrostav with Vojenské Stavby acting as a sub-contractor for several parts of the project. [2].

nemechanizovaného pološtítu od jihu a pomocí ukladače – erektoru od severu ražena kalota, opěří a dno. Ostění kaloty je provedeno z prefabrikovaných dílců – železobetonových tubingů, vzájemně šroubovaných. Kontakt a těsnost tohoto ostění s okolním horninovým masivem jsou zajišťovány pomocí kontaktní a těsnicí injektáže [1]. Obdobně je provedena počva. Je tvořena ze tří železobetonových prefabrikovaných dílů, v ložných spárách spojených trny, ve styčných spárách bez spojovacích prostředků. Kontakt s opěrami byl aktivován pomocí lisů a následně zmonolitněn. Vzhledem k použitému příčnému systému větrání je pod horní klenbou zavěšen monolitický strop s dělicí příčkou, který vytváří prostor pro vzduchotechnické kanály. Odvodnění tunelů je zajištěno oboustrannými podélnými průběžnými odvodňovacími žlaby podél obrubníků vozovky. Do těchto žlabů je svedena jednak technologická voda z údržby tunelů, jednak podzemní voda, která pronikla do tunelů stropní konstrukcí. Voda ze žlabů je svedena u jižního portálu do jímky a dále do veřejné kanalizace. Podzemní voda, která nechtěně proniká do spodní klenby, se protlačuje skrz výplňový beton pod vozovkou a trhlkami v kontinuálně vyztužené a betonované vozovce tl. 200 mm na její povrch. Tato skutečnost zejména v zimním období představuje závažné dopravní riziko. Voda z vozovky se dále samovolně shromažďuje v kanalizačních šachticích, kde přes permanentní údržbu způsobuje ucpávání drenážního systému. Doposud skrytou, avšak dlouhodobě působící a mnohem nebezpečnější skutečností je působení vysoce agresivní podzemní vody na rub nosné konstrukce Strahovského tunelu. Koncentrace síranového iontu se podle hydrogeologických průzkumů, ale i nových provedených chemických rozborů pohybuje v rozmezí od 1096,3 mg/l do extrémní hodnoty 5224 mg/l, což je dle ČSN EN 206-1 (73 2403) stupeň XA2 (středně agresivní) až XA3 (vysoce agresivní prostředí). Tato skutečnost by v budoucnu mohla postupně vést i k poruše nosného systému tunelu.

Ražba Strahovských tunelů probíhala v ordovických horninách paleozoika barrandienu, převážně v břidlicích, méně v křemencích. Problematické z hlediska podmínek ražby byly výrazně podrcené zlomové zóny, při ražbě v nich byly zaznamenány zvýšené deformace jak v podzemí, tak i na terénu. Ražba Strahovských tunelů byla prováděna v celé své délce pod hladinou podzemní vody. Hladina podzemní vody vlivem ražby tunelů nejprve výrazně poklesla na dno tunelů a po ukončení výstavby tunelů opět nastoupala ve většině trasy nad tunelové trouby.

3 PROJEKT ODVODŇOVACÍ ŠTOLY POD PROVOZOVANÝMI STRAHOVSKÝMI TUNELY

Účelem stavby odvodňovací štoly je docílit odvodnění horninového prostředí kolem tunelů, a tím zásadně eliminovat množství průsaků do interiéru Strahovského tunelu. Stávající systém odvodnění ve Strahovských tunelech se velmi rychle zanáší („zasyntrovává“) a přestává být funkční. Vybudováním odvodňovací štoly jako plno-profilového drenu s jímacími rozrážkami doplněnými o jímací vrty je vytvořena možnost odvodnění horninového prostředí kolem obou tunelů. Cílem projektované a v současné době budované stavby je dlouhodobé snížení hladiny podzemní vody kolem ostění tunelů a snížení hydrostatického tlaku (případně i vzlaku) na konstrukci Strahovských tunelů. Tím dojde k podstatnému snížení množství průsakových vod do tunelů. Autorem projektu odvodňovací štoly ve stupni pro povolení stavby (DSP) je firma SATRA, s. r. o., realizační projektovou dokumentaci zajišťuje pro dodavatele EUROVIA CS, a. s., firma PUDIS, a. s. Zhotovitelem stavby je EUROVIA CS, a. s., s podzhotovitelem PRAGIS, a. s.



Obr. 1 Přehledná situace Strahovských tunelů a odvodňovací štoly
Fig. 1 Synoptic layout of the Strahov tunnels and the drainage gallery

The Strahov tunnel was driven simultaneously from both portals. A modified side-drift method used for squeezing ground was applied. Abutment tunnels (with a segmental lining consisting of precast concrete tubings) were driven first throughout the length of the mined part of the tunnel. The abutment tunnels were subsequently partially filled with concrete to form supports for the calotte. Then the calotte, core and bottom excavation followed. A specially assembled non-mechanised semi-shield drove the tunnel from the south, whilst the erector method was used from the north. The lining of the calotte consists of precast segments – reinforced concrete tubings, bolted with each other. The contact of this lining with surrounding ground and its sealing was ensured by contact and sealing grouting [1]. The bottom lining is constructed similarly. It is made up of three reinforced concrete precast elements, connected in radial joints with dowels, whilst no means of joining were used in circumferential joints. The contact with the abutments was activated by hydraulic jacks and was subsequently made monolithic. Because of the transverse ventilation system used, a cast-in-situ slab is suspended under the upper vault, with a partition forming spaces for ventilation ducts. The tunnel drainage is ensured by means of continuous drainage troughs running on both sides along roadway curbs. These troughs collect process water from tunnel maintenance operations as well as ground water seeping to the tunnel through the suspended slab structure. Water from the troughs is directed to a sump at the southern portal and further to public sewerage. Ground water seeping accidentally to the invert forces itself through the infill concrete under the roadway and, through small cracks in the continually reinforced, 200mm thick concrete roadway to its surface. This fact poses significant risk to traffic, first of all during winter seasons. Water from the roadway is further spontaneously collected in sewerage manholes, where, despite permanent maintenance, it causes clogging of the drainage system. Much more dangerous in the long-term acting effect, which has remained hidden till now, is the impact of highly corrosive ground water on the external surface of the load-bearing structure of the Strahov tunnel (according to hydrogeological surveys as well as newly conducted chemical analyses, the concentrations of sulphatic ions vary from 1096.3mg/L to an extreme value of 5224mg/L, which is of the XA2 degree (medium corrosive) according to ČSN EN 206-1 (73 2403) to XA3 degree (highly corrosive environment). This reality could gradually lead to a defect of the structural system of the tunnel in the future.

The Strahov tunnel was driven through the Barrandian Palaeozoic Era, Ordovician Period rocks, mostly shales, less through quartzites. In terms of the excavation conditions problematic were significantly

4 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY A ŘEŠENÍ ODVODNĚNÍ

Hydrogeologické poměry v oblasti Strahovských tunelů jsou relativně složité. Samotné automobilové tunely byly raženy v ordovických horninách – v horninovém prostředí s puklinovou propustností. Zde byla před ražbou tunelů a následně je i po výstavbě tunelů vyvinutá ordovická zvodně s úrovní hladiny podzemní vody v převážné většině trasy nad tunelovými tubusy. Kromě této ordovické zvodně existuje ještě v prostoru strahovské plošiny další zvodně v křídových pískovcích, které jsou od ordovických hornin odděleny izolátorem z vrstvy křídových jílovců. Křídové pískovce, na rozdíl od hornin ordoviku, jsou horninovým prostředím s průlinovou propustností. Tato křídová zvodně se v převážné většině přelévá na okraji křídových sedimentů do prostředí zvětralých ordovických hornin či do deluviálních sedimentů (pokryvných útvarů). Přeliv podzemní vody z křídových hornin do deluviálních sedimentů byl též příčinou sesuvu tělesa lanové dráhy na Petřín v 60. letech 20. stol. V prostoru Strahovských tunelů se však křídová zvodně přelévá pouze do puklinové ordovické zvodně. Při ražbě Strahovských tunelů, respektive při hloubení šachet u technologického centra na Strahově, došlo pravděpodobně i přes provedené injektáže k propojení těchto dvou zvodní. Na průsaky do interiéru Strahovských tunelů (nejen v oblasti Strahova, ale i v dalších úsecích) reagoval v 90. letech 20. stol. doplňující hydrogeologický průzkum s pokusy eliminovat přítoky podzemní vody do již hotových tunelů pomocí odlehčovacích vrťů. Účinnost těchto opatření však nebyla dostačující. Proto byla navržena koncepce odvodnění horninového prostředí v okolí Strahovských tunelů pomocí výstavby odvodňovací štol.

Principem odvodňovací funkce této štolý a ochrání konstrukci Strahovského tunelu před účinky tlakové, vysoce agresivní podzemní vody je vytvoření gravitačního dvouetážového drenážního systému. Je tvořen souvislou horní etáží, která je provedena ze 150 mm mocné propustné vrstvy praného kačírku frakce 8–16 mm. Tato horní etáž je hydraulicky zaústěná do dolní etáže odvodnění, kterou tvoří po obvodu perforované drenážní potrubí DN 200 mm. Podélné drenáže jsou dvě, umístěné na bocích štolý. Provedení dvou drenáží je nezbytné pro oddělení rozdílných hydraulických tlaků, které mohou působit na obou stranách štolý, a zajištění volného odtoku vody dolní etáží. Kačírek je pěchován za železobetonové pažiny a rámy z ocelové důlní výztuže profilu K 21. Celá tato skladba tvoří primární ostění. Sekundární ostění není v této fázi realizováno. Po vyhodnocení funkce štolý, a jejich dopadů na snížení průsaků do Strahovských tunelů bude rozhodnuto o eventuálním prodloužení odvodňovací štolý k severnímu portálu Strahovských tunelů. Teprve po vyrazení celého díla bude vybudováno sekundární ostění z monolitického betonu.

5. POLOHOVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ ODVODŇOVACÍ ŠTOLY

Portál odvodňovací štolý se nachází v podzemním obslužném vjezdu do Strahovských tunelů. Přístup pro výstavbu štolý je z ulice Kobrovy v Praze 5 (obr. 1). Odvodňovací štola se skládá ze dvou částí. Do staničení km 0,160 se jedná o přístupovou část odvodňovací štolý, která zprava obchází jámu hloubeného úseku Strahovských

sheared and faulted zones, where increased deformations were recorded during the excavation both in the underground and on the surface. The excavation of the Strahov tunnels passed throughout its length under the water table. In the beginning the water table substantially dropped owing to the tunnel excavation, but after the completion of the tunnel construction it again rose above the tunnel tubes along a prevailing part of the route length.

3 DESIGN FOR THE DRAINAGE GALLERY UNDER THE OPERATING STRAHOV TUNNELS

The purpose of constructing the drainage gallery is to drain the ground environment around the tunnels so that the amount of seepage into the Strahov tunnels interior is substantially minimised. The drainage system in existing Strahov tunnels has been quickly clogging (filling with sinter) and its functionality has been ending. The development of the drainage gallery as a full-profile drain with short abstraction adits supplemented by abstraction wells will make dewatering of the ground environment around the tunnels possible. The objective of the project which is currently under construction is to reduce the water table level around the tunnel lining and reduce the hydrostatic pressure (possibly even the uplift forces) acting on the Strahov tunnel structures in the long term. As a result, the amount of water seeping into the tunnels will be substantially reduced. The author of the final design for the drainage gallery is SATRA s.r.o., while PUDIS a.s. carries out the detailed design for EUROVIA CS, a.s., the construction contractor. PRAGIS is a sub-contractor for EUROVIA CS, a.s.

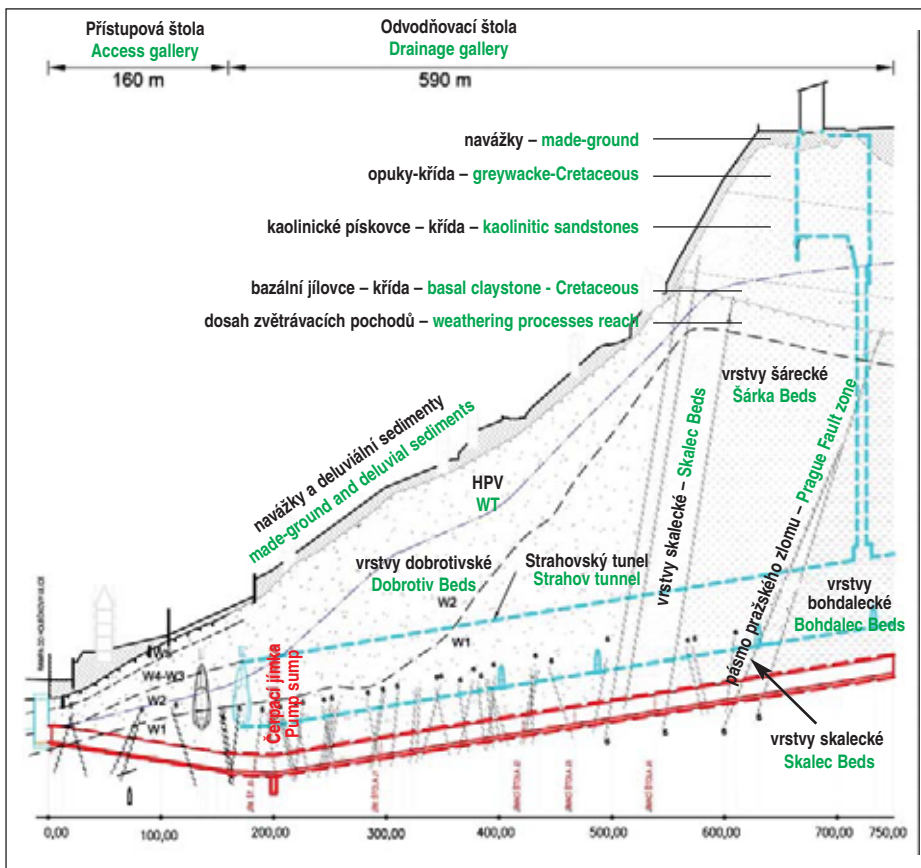
4 HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS AND THE SOLUTION FOR THE DRAINAGE

Hydrogeological conditions in the area of the Strahov tunnels are relatively complicated. The automobile tunnels themselves were driven through Ordovician rock forming an environment featuring fissure permeability. An Ordovician aquifer had developed in this environment before the tunnel excavation, with the water table level found to a major extent above the tunnel tubes. In addition to this aquifer there is another aquifer in the Strahov Plateau area, existing in Cretaceous sandstones, which are separated from Ordovician rocks by an isolator formed by a layer of Cretaceous claystone. The Cretaceous sandstones, in contrast with Ordovician rocks, form an intrinsic permeability rock environment. This Cretaceous aquifer in the majority overflows at the edge of Cretaceous sediments to a rock environment consisting of weathered Ordovician rocks or deluvial sediments (surface deposits). Overflowing of ground water from Cretaceous rocks to deluvial sediments was one of the causes of a slide of the Petřín funicular track in the 1960s. Fortunately, the Cretaceous aquifer in the area of the Strahov tunnels only overflows to the fissure-permeability Ordovician aquifer. Despite extensive grouting, the two aquifers got probably interconnected during the excavation of the Strahov tunnels (sinking the shafts at the service centre on Strahov hill). In the 1990s a supplementary hydrogeological survey responding to the seepage to the Strahov tunnel interiors (not only in the area of Strahov but also in other sections) was conducted and attempts were made to eliminate ground water inflows into the completed tunnels by means of relief wells. Unfortunately, effectiveness of these measures was insufficient. This is why the concept of draining the rock environment in the Strahov tunnels surroundings by means of a new drainage gallery was proposed.

The principle of the draining effect of this gallery and protecting the Strahov tunnel against effects of the highly corrosive ground water found in the condition of high pressure is the creation of a double-stage gravity drainage system. It consists of a continuous upper stage formed by a 150mm thick permeable layer of washed pea gravel with the grain-size fraction of 8 – 16mm (around the gallery circumference). This upper stage is hydraulically connected to the lower stage of the drainage system, consisting of DN 200mm drainage pipes perforated



Obr. 2 Pohled na jižní portál Strahovských tunelů
Fig. 2 A view of the southern portal of the Strahov tunnels



Obr. 3 Podélný řez odvodňovací štolou (5x převýšeno)

Fig. 3 Longitudinal section through the drainage gallery (5 times exaggerated)

tunelů. Od staničení km 0,160 až do jejího konce km 0,750 se jedná o vlastní odvodňovací štolu, která je od staničení km 0,190 situována pod Strahovskými tunely (obr. 2). Zde štola již plní svou drenážní funkci.

V místech s největšími zaznamenanými přítoky do Strahovských tunelů jsou jako doplňující opatření navrženy jímací štoly délky 25 m, které jsou kolmé na odvodňovací štolu. Z těchto jímacích štol jsou ještě vyprojektovány u zvlněných úseků ve Strahovských tunelech jímací vrty. O umístění a provedení zmíněných doplňujících konstrukcí bude rozhodnuto až v průběhu budování díla na základě vyhodnocení přítoků do odvodňovací štoly.

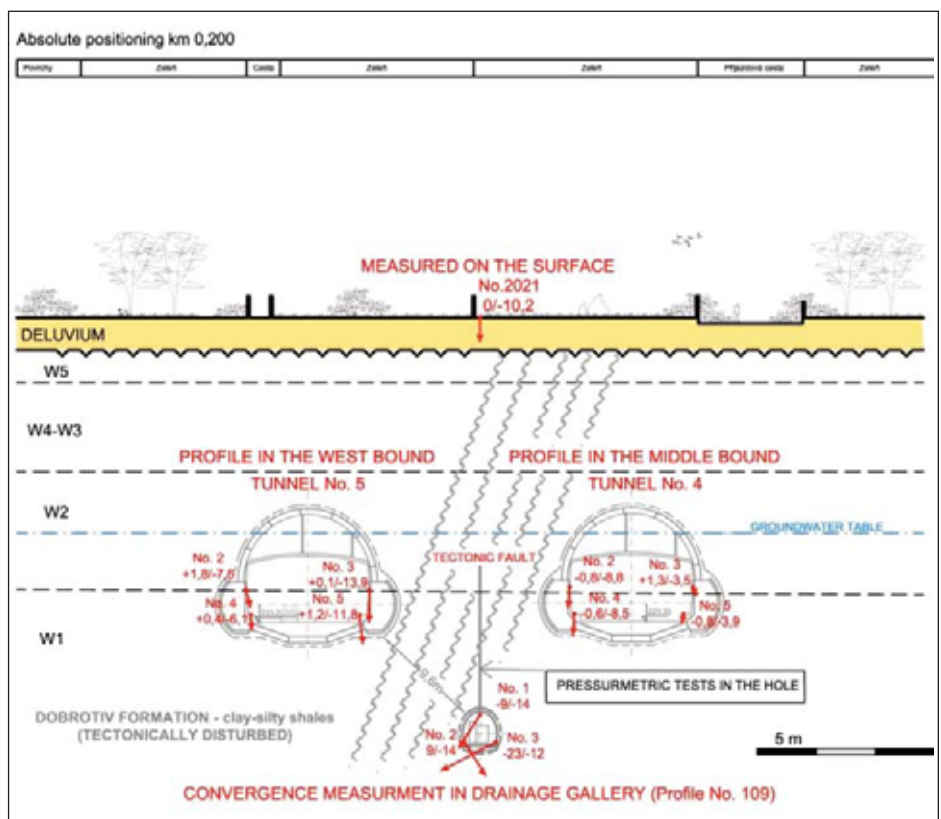
6 PROBLEMATIKA STATICKÉHO ŘEŠENÍ

Jak již bylo zmíněno v úvodu, do problematiky návrhu konstrukce a jejího statického řešení zasáhl zejména střet protichůdných požadavků geotechniků a vodohospodářů. Koncepte „skládaného ostění“, viz níže, vycházela z několika statických posouzení pomocí matematického modelování metodou konečných prvků (MKP). Výpočet MKP zohledňoval stav horninového masivu po realizaci ražeb Strahovských tunelů, tedy zhodnotil reálné zatěžovací podmínky vyplývající z dané geologické stavby a parametry zhuťné vrstvy kačírku zjištěné měřením na stavbě. Právě diskuse o kvalitě uložení „kačírkové“ zakládky jako plnoprofilového drénu a její následné zavedení do výpočtů vyvolávalo značnou nejistotu. Proto byly provedeny ověřovací zkoušky „in situ“ pro ověření reálné

around the circumference. There are two longitudinal drains there, which are located on the sides of the gallery. Two drains are necessary so that the different hydraulic pressures potentially existing on the sides of the gallery are separated and free discharge of water through the lower drainage is secured. The pea gravel is tamped behind reinforced concrete lagging and K21-profile colliery arches. The complete above-mentioned assembly forms the primary lining. The secondary lining is not implemented in this phase. When the assessment of functioning of the gallery and its impacts on reducing the seepage into the Strahov tunnels is completed, the decision will be made whether the drainage will be extended up to the northern portal of the tunnels. Only after the completion of the whole gallery will the cast-in-situ concrete secondary lining be erected.

5 HORIZONTAL AND VERTICAL ALIGNMENT OF THE DRAINAGE GALLERY

The portal of the drainage gallery is found at the underground service entry to the Strahov tunnels. The access to the gallery excavation workplace is from Kobrova Street, Prague 5 (see the layout in Fig. 1). The drainage gallery consists of two parts. Up to chainage km 0.160 it is the part providing access to the drainage gallery, which usually bypasses the construction trench in the cut-and-cover section of the Strahov tunnels. From chainage km 0.160 up to



Obr. 4 Příčný řez (ve staničení 0,200 km) v blízkosti raženého jižního portálu Strahovských tunelů – patrné umístění odvodňovací štoly; ve Strahovských tunelech a odvodňovací štolě jsou vyznačeny pomocí šipek deformace změřené geotechnickým monitoringem ražby odvodňovací štoly a vyznačen presiometrický průzkumný vrt do horninového pilíře do nadloží odvodňovací štoly

Fig. 4 Cross section (at chainage km 0.200) in the vicinity of the mined southern portal of the Strahov tunnels with the location of the drainage gallery marked in it; Deformations measured in the Strahov tunnels and the drainage gallery by the monitoring of the drainage gallery excavation and a pressuremeter exploratory hole drilled into the rock pillar in the drainage gallery overburden are marked by arrows



Obr. 5 Rozpěrná statická zatěžovací zkouška použitá pro zjištění reálných hodnot modulu přetvárnosti drenážní šterkové vrstvy v ostění odvodňovací štoly

Fig. 5 The plate loading test used for the determination of real values of modulus of deformation of the drainage gravel layer in the gallery lining

hodnoty modulu přetvárnosti uložené vrstvy kačírku. Dvěma statickými rozpěrnými zatěžovacími zkouškami (obr. 5) byla ověřena reálná míra zhutnění drenážních zásypů v ostění odvodňovací štoly a zjištěné hodnoty byly doporučeny pro zmíněné statické výpočty. Návrh železobetonových pažin vychází též ze zatížení, která byla ověřována matematickým modelováním MKP.

Výsledkem celkové analýzy bylo stanovení hranice kvality horninového prostředí s danými geotechnickými charakteristikami, které spolehlivě zaručují stabilitu navržené konstrukce „skládaného ostění“ s plnopřímým drénem. Tato podmínka je pevně zakotvena v systému GTM a vyžaduje zvýšený geologický a geotechnický dozor. V případě zastižení nižších geotechnických charakteristik (lokální tektonická poruchová pásma apod.), není možné předpokládat stabilní chování systému „drenážního“ ostění a je nutno přejít do systému s ocelovými prvky a stříkaným betonem. Samozřejmě že v tomto okamžiku je potlačena drenážní schopnost štoly. Proto je v nezbytném rozsahu navržen systém střídání typu ostění, tj. ostění ze stříkaného betonu je po určité vzdálenosti přerušeno vložení „okna“ z drenážního ostění – kačírku.

7 ŘEŠENÍ PŘÍČNÝCH PROFILŮ

Původní projekt provizorního dočasného ostění odvodňovací štoly (autor Satra, s. r. o.) uvažoval s ostěním tvořeným stříkaným betonem se svařovanými sítěmi a výztužnými oblouky – podle zásad NRTM. Takto byla navržena jak přístupová, tak odvodňovací část štoly. Po podrobném posouzení požadovaných hydrotechnických vlastností odvodňovací štoly bylo rozhodnuto v odvodňovací části provést konstrukční změny. V odvodňovací části štoly od staničení km 0,190 do 0,750 je nyní navrženo ostění štoly jako silně propustné. Generelně toto ostění tvoří podajné železné výztužné dlužní oblouky typu K 21 (korýtková výztuž) s roztečí 1 m se železobetonovými pažnicemi (o délce 1 m, šířce 0,15 m, tloušťce 0,06 m), za kterými se ukládá drenážní vrstva šterku – praného kačírku (frakce 8–16 mm) o tloušťce minimálně 150 mm.

Profil odvodňovací štoly je uzavřen kruhovou protiklenbou z ocelových oblouků a železnou sítí vyztuženého stříkaného betonu. Celková plocha teoretického výrubu odvodňovací štoly je 10,51 m². Šířka nezajištěného výrubu je 3,7 m a výška 3,9 m. Charakteristický příčný řez včetně provizorního ostění s drenážní šterkovou vrstvou je na obr. č. 6. V případě, že geotechnické poměry budou výrazně nepříznivé, například ražba odvodňovací štoly bude procházet mocnou zlomovou zónou, bude v těchto oslabených zónách horninového masivu použit ze statického hlediska výhodnější původně navrhovaný systém ostění z armovaného stříkaného betonu a ocelových výztužných oblouků bez šterkové drenážní vrstvy.

the end of the gallery at km 0.750 it is the drainage gallery itself. From chainage km 0.190 the gallery runs under the Strahov tunnels (see the longitudinal section in Fig. 2). Here the gallery already fulfils its drainage function.

Water extraction adits 25m long, perpendicular to the drainage gallery, are designed as an additional measure for the locations where the greatest inflows into the Strahov tunnels were registered. In addition, extraction wells are designed to be drilled from the extraction adits in the water-bearing sections of the Strahov tunnels. The decision on the locations and implementation of the above-mentioned structures will be made later, during the works, on the basis of assessment of inflows into the drainage gallery.

6 STRUCTURAL DESIGN PROBLEMS

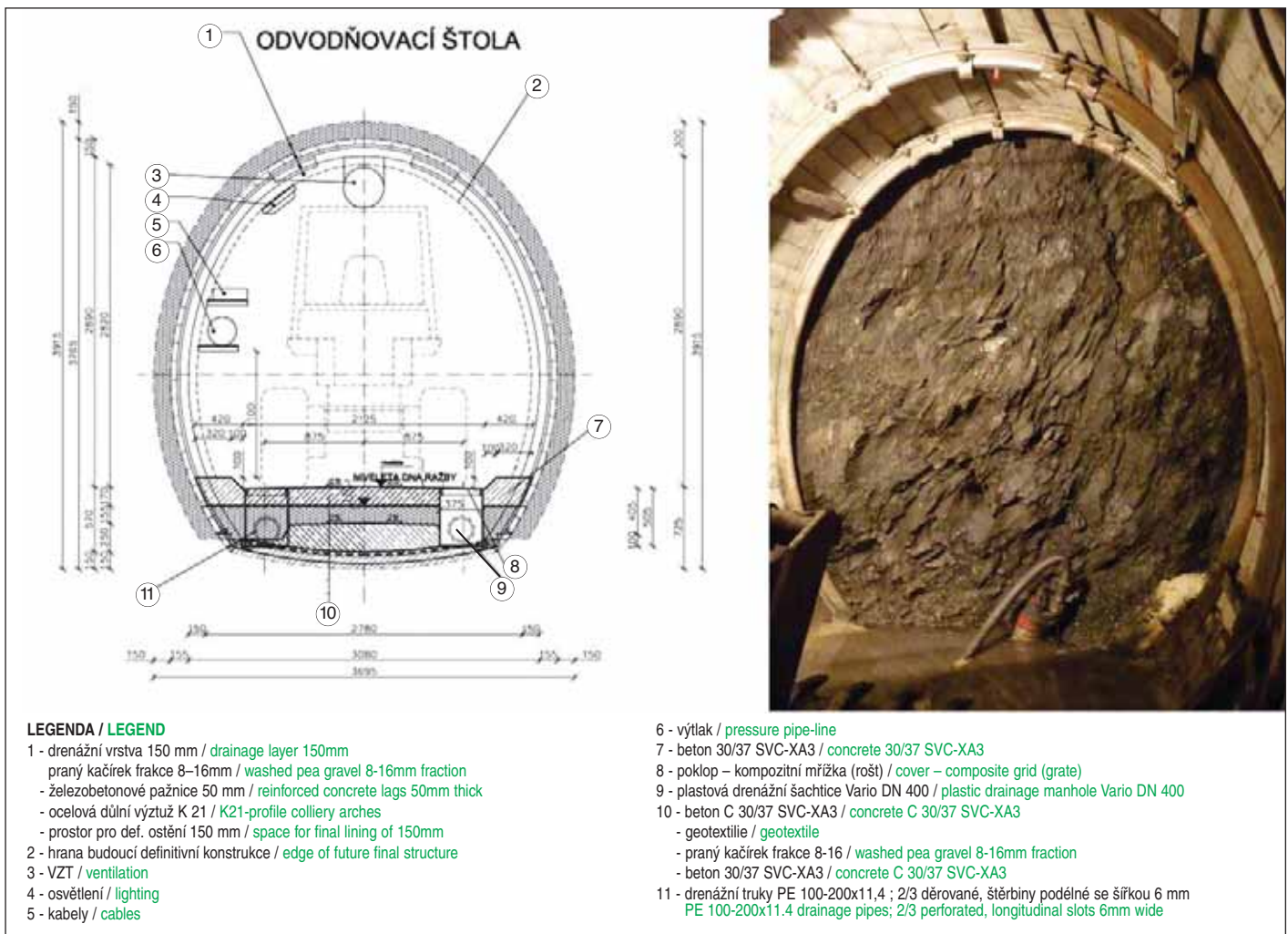
As mentioned in the introduction, the clash of contradictory requirements of geotechnical engineers and hydraulic engineers affected most of all the problems of the structural design and structural calculations. The concept of the segmental lining (see below) was based on several structural analyses using mathematical modelling by means of the Final Element Method (FEM). The FEM calculation took into consideration the condition of the rock mass after the completion of the Strahov tunnel excavation, which means that it assessed the real loading conditions following from the given geological structure and parameters of the compacted pea gravel layer determined by in-situ measurements. It was the discussion about the quality of the placement of the pea gravel packing serving as a full-profile drain and the subsequent introduction of the packing into calculations that was a source of a significant uncertainty. For that reason in-situ verification tests were conducted to verify real values of the modulus of deformation of the pea layer. Two plate loading tests (see Fig. 5) were conducted to verify the real degree of compaction of the drainage backfill of the drainage gallery and the values determined by the tests were recommended for the above-mentioned structural calculations. The structural design for the reinforced concrete lags is, among others, based on the loads which were verified by the FEM mathematical modelling.

The overall analysis resulted in the determination of limits for the quality of ground environment with the given geotechnical characteristics, which reliably guarantee stability of the proposed structure of the segmental lining with the full-profile drain around it. This condition is firmly incorporated in the GTM system and requires increased geological and geotechnical supervision. In the case that lower geotechnical characteristics are encountered (local fault zones etc.), it is impossible to assume that the “drainage” lining system will behave in a stable manner, therefore it is necessary to switch to the system employing steel elements and shotcrete. Of course, the draining capacity of the gallery is suppressed at that moment. For that reason, a system in which the lining designs alternate, meaning that the shotcrete lining is interrupted at certain intervals by “windows” where the gallery is provided with the draining lining using pea gravel, has been designed to the necessary extent.

7 DESIGN FOR CROSS SECTIONS

The original design for the temporary lining of the drainage gallery (by Satra s.r.o.) proposed a lining consisting of shotcrete with welded mesh and support arches – according to the NATM principles. This system was designed for both the access portion and draining portion of the gallery. A decision was made after a detailed assessment of required hydrotechnical properties of the drainage gallery that structural changes would be implemented in the draining portion. A heavily permeable lining is now designed for the draining portion of the gallery from chainage km 0.190 to km 0.750. In general, this lining consists of K21-type TH colliery yielding arches installed at 1.0m spacing and reinforced concrete lags (1m long, 0.15m wide and 0.06m thick), with a minimally 150mm thick drainage layer of gravel – washed pea gravel (size fraction 8 – 16mm) packed behind it.

The profile of the drainage gallery is closed by circular invert consisting of steel arches and shotcrete reinforced with welded mesh. The total theoretical excavated area of the drainage gallery is 10.51m². The width and height of the unsupported excavation is 3.7m and 3.9m



Obr. 6 Vzorový příčný řez a pohled na vybudované dočasné ostění odvodňovací štoly s drenážní šterkovou vrstvou

Fig. 6 Typical cross-section and a view of the completed drainage gallery primary lining with the drainage gravel layer

Konstrukce provizorního dočasného ostění je navržena na dobu určitou (do 5 let od vybudování). V současnosti není ještě projektově řešené ostění definitivní. Předpokládá se však jako ostění z litého betonu. Na obr. 6 je ve vzorovém příčném řezu naznačen dosah definitivního ostění do výrubu. Samotná realizace definitivního ostění je odvislá od rozhodnutí případného prodloužení odvodňovací štoly, které by následovalo po vyhodnocení její dosavadní funkce. Ražba odvodňovací štoly je v současnosti prováděna v jílovitoprachovitých břidlicích pomocí razicího stroje – výložníkové frézy. S tím souvisí i to, že příčný profil štoly byl uzpůsoben strojovému vybavení stavby – nejen razicímu mechanismu, ale i kolové dopravě. Při následné uvažované ražbě v pevných křemencích se předpokládá použití trhacích prací.

8 DOPLŇUJÍCÍ GEOTECHNICKÉ PRŮZKUMY V PRŮBĚHU RAŽBY ODVODŇOVACÍ ŠTOLY

Pro vlastní projekt odvodňovací štoly se vycházelo pouze ze znalostí výsledků geotechnických průzkumů pro Strahovské automobilové tunely. Nebyly tedy před započítáním ražby štoly realizovány žádné nové průzkumné práce s terénními zkouškami mechaniky hornin, které by ověřily současné geotechnické charakteristiky vystihující stav horninového masívu po dokončení stavebních konstrukcí Strahovských tunelů.

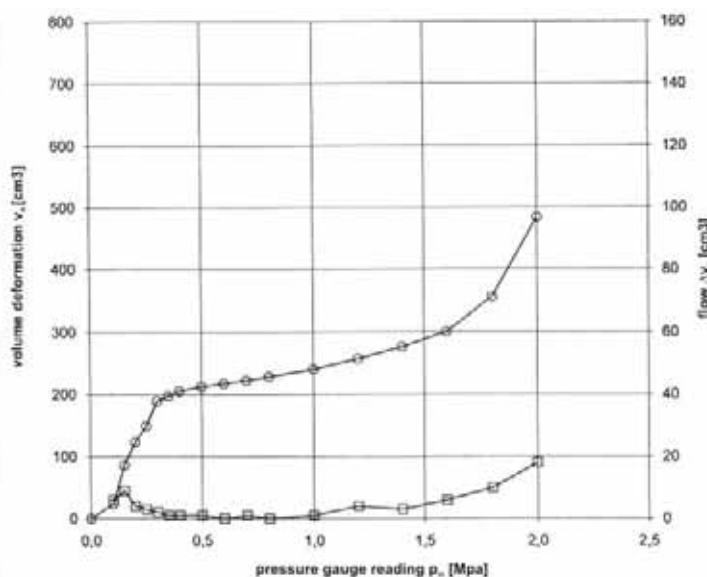
Proto bylo nutné provést v několika místech odvodňovací štoly doplňující geotechnické průzkumy, které by upřesnily současný stav geotechnických poměrů v okolí odvodňovací štoly. Jednalo se zejména o místo podchodu odvodňovací štoly přímo pod tubusem Strahovského tunelu [5], dále pak v blízkosti vyhodnocovacího sruženého profilu ve staničení 0,200 km [6] (obr. 4) a v současnosti také v předstihu

respectively. The typical cross-section, including the temporary lining with the gravel drainage layer, is shown in Fig. 6. If the geotechnical conditions are substantially unfavourable, for example if the excavation passes through a thick fault zone, the originally designed system of lining consisting of reinforced shotcrete and steel arches without the drainage gravel layer will be applied within such weakness zones of the rock mass. This solution is more favourable in terms of the structural calculation.

The temporary lining structure is designed for a determinate time (ending 5 years after its completion). The design for the final lining has not been finished yet. It is expected that the structure will be in cast-in-situ concrete. The reach of the final lining into the excavated space is outlined in Fig. 6. The construction of the final lining itself depends on the decision on contingent extension of the drainage gallery, which would follow after assessing its function till that time is carried out. The excavation of the drainage gallery is currently proceeding through clayey-silty shales using a tunnelling machine – a cutter boom. The fact that the cross-section of the gallery was adapted to the mechanical equipment (not only the driving equipment but also rubber-tyred haulage) also relates to the use of this machine. The drill and blast technique is expected to be used during the subsequent excavation passing through strong quartzites.

8 SUPPLEMENTARY GEOTECHNICAL SURVEYS DURING THE COURSE OF THE EXCAVATION OF THE DRAINAGE GALLERY

The design for the drainage gallery itself started only from the knowledge of results of geotechnical surveys which had been conducted earlier for the Strahov automobile tunnels. No new surveys comprising rock mechanics field tests, verifying the current geotechnical properties giving a true picture of the rock mass state after the completion of the Strahov tunnels had been carried out before the commencement of the gallery excavation.



Obr. 7 Provádění doplňujícího geotechnického průzkumu pomocí presiometrických zkoušek v průzkumných vrtech. Vpravo převrtný diagram – vyhodnocení presiometrické zkoušky

Fig. 7 Implementation of a supplementary geotechnical survey by means of pressiometric tests in survey boreholes. For the right – the stress-strain curve – evaluation of the pressiometric test

z tunelové propojky TP 1 Strahovských tunelů (ve staničení štolý 0,400 km – obr. 8). V posledních dvou uváděných příkladech byly průzkumné vrty a terénní geotechnické zkoušky (presiometrické zkoušky) zaměřeny na ověření současných geotechnických vlastností horninového pilíře Strahovských tunelů, který je v přímém nadloží odvodňovací štolý. Cílem prováděných doplňujících geotechnických průzkumů bylo získat aktuální geomechanické charakteristiky horninového masivu pro statické výpočty, prováděné pomocí matematického modelování, metodou konečných prvků. Všechny tři doplňující průzkumy výrazně upřesnily místní geotechnické charakteristiky, zejména převrtné vlastnosti horninového masivu. Zvláště presiometrické zkoušky prováděné ze štolý v blízkosti vyhodnocovacího profilu 0,200 km (obr. 4) a v předstihu i provedené zkoušky z tunelové propojky Strahovských tunelů (obr. 8) ověřily deformační vlastnosti výrazně zlomově tektonicky porušených pásem dobrotivských jílovitoprachovitých břidlic s nízkými hodnotami presiometrického modulu přetvárnosti. U vyhodnocovacího profilu 0,200 km byla v navětralém, tektonicky porušeném horninovém masivu naměřena průměrná hodnota $E_{def,p}$ 54 MPa. U právě realizovaných zkoušek z tunelové propojky č. 1 Strahovského tunelu lze očekávat obdobně nízké hodnoty. Výsledky doplňujících geotechnických průzkumů jsou nejen používány pro úpravu statických výpočtů, ale i pro případnou volbu použití alternativního systému provizorního ostění např. v tektonicky oslabených zónách horninového masivu, kde očekáváme zvýšené deformace při ražbě odvodňovací štolý.

9 GEOTECHNICKÝ MONITORING RAŽBY ODVODŇOVACÍ ŠTOLY

V průběhu výstavby odvodňovací štolý jsou od počátku ražby X/2009 měřeny a následně vyhodnocovány deformace na realizované konstrukci odvodňovací štolý (konvergenční měření) a také deformace konstrukce Strahovských tunelů a povrchové zástavby včetně terénu (geodetická měření). V průběhu ražeb jsou též kontinuálně sledovány inženýrskogeologické, geotechnické a hydrogeologické poměry na nezajištěném čele výrubu. Náplní geotechnického monitoringu při ražbě odvodňovací štolý je průběžné ověřování shody předpokladů daných projektem se skutečností – zejména zda bylo, či nebylo dosaženo maximálních mezních deformací, resp. projektem definovaných varovných stavů.

V rámci geotechnického monitoringu jsou realizována i doprovodná měření a sledování jako jsou kontrolní dynamická a akustická měření, pasportizace objektů nadzemní zástavby apod.

For the above reason it was necessary to carry out supplementary geotechnical surveys in several locations of the drainage gallery, designed to refine the information on the current state of geotechnical conditions in the drainage gallery surroundings. Among the locations, there was for example the passage of the drainage gallery directly under one of the Strahov tunnel tubes [5], a location in the vicinity of the combined assessment profile at chainage km 0.200 [6] (see Fig. 4) and, currently, even in advance from the cross passage TP1 connecting the Strahov tunnel tubes (gallery chainage km 0.400 – see Fig. 8). In the latter two cases the exploration boreholes and field geotechnical tests (pressuremeter tests) were focused on the verification of current geotechnical properties of the rock pillar between the Strahov tunnel tubes, which is found directly above the drainage gallery. The objective of the supplementary geotechnical surveys which were conducted was to gather topical geomechanical characteristics of the rock mass required for structural analyses using mathematical modelling by means of the Finite Element Method. All of the three supplementary surveys significantly improved the existing information about local geotechnical characteristics, first of all the deformational properties of the rock mass. Especially the pressuremeter tests which were carried out from within the gallery in the vicinity of the monitoring profile at km 0.200 (see Fig. 4) and tests carried out in advance from within the cross passage connecting the Strahov tunnels (see Fig. 8) verified the deformational properties of the markedly faulted zones of the Dobrotiv clayey-silty shales, featuring low values of the pressiometric modulus of deformation. The average value of $E_{def,p}$ of 54 MPa was measured at the assessment profile at km 0.200, found in little weathered, tectonically disturbed rock mass. It is possible to expect that similarly low values will be determined by the tests which are currently being conducted in the cross passage No. 1. The results of the supplementary surveys are not only used for adjusting structural calculations but also for the contingent selection of an alternative system of the primary lining, e.g. for sections passing through fault zones in the rock mass, where increased deformations during the course of the drainage gallery are expectable.

9 GEOTECHNICAL MONITORING OF THE DRAINAGE GALLERY EXCAVATION

Deformations of the drainage gallery structure (convergence measurements) and deformations of the Strahov tunnel structures and existing buildings, including the settlement of the ground surface (topographical measurements), have been measured and assessed during the course of the drainage gallery excavation since the beginning of the excavation in October 2009. Engineering geological, geotechnical and hydrogeological conditions at the unsupported excavation face are also

9.1 Popis a výsledky vybraných měření

Geologicko-geotechnické sledování výrubu

Průběžně s ražbou odvodňovací štoly je prováděna geologicko-geotechnická dokumentace nezajištěného čela výrubu. V současné době (XI/2010) je štola vyražena do staničení km 0,340 a ražba prozatím probíhá v ordovických horninách dobrotivského souvrství. Z litologického hlediska se jedná o jílovité až prachovité břidlice, které jsou místně silně rozpukané a v některých místech se v nich vyvinula i několik metrů mocná poruchová pásma s výplní podrcené horniny charakteru zeminy. V těchto místech docházelo k zvýšeným deformacím nosného systému štoly.

Měření poklesů terénu a objektů nadzemní zástavby

V důsledku ražby odvodňovací štoly se na povrchu území vytváří poklesová kotlina sledující osu díla, a to jak v příčném, tak i podélném směru. Z matematického modelování vyplynul předpoklad jejího rozsahu, a tedy i dosahu ovlivnění ražby na nadzemní zástavbu. V projektu byly definovány očekávané i maximální dovolené hodnoty poklesů terénu (i zástavby), což bylo 12 mm a maximální dovolený sklon poklesové kotliny s ohledem na zástavbu 1:800.

Pro sledování průběhu poklesové kotliny byly osazeny geodetické body jednak na terénu (nad osou štoly a ve 3 příčných vyhodnocovacích profilech) a také na objektech nadzemní zástavby uvnitř zóny ovlivnění. Maximální změřený pokles terénu prozatím činí 10,2 mm a byl zaznamenán v místech, kde byly měřeny nejen zvýšené deformace ostění v odvodňovací štolě, ale také i na konstrukci Strahovských tunelů. Horninovým masivem v těchto místech prochází výrazná tektonická poruchová (zlomová) zóna (obr. 4). Maximální změřený pokles objektů nadzemní zástavby prozatím činí 8,9 mm. Maximální změřený a vyhodnocený nerovnoměrný sedání prozatím činí 1:16000.

Měření deformací ve Strahovských automobilových tunelech

Odvodňovací štola se převážně ráží v horninovém pilíři mezi stávajícími Strahovskými tunely (respektive pod nimi), a tedy obě tunelové roury leží v poklesové zóně štoly. Pohyb konstrukcí tubusů Strahovských tunelů se proto kontroluje jednak nivelačním měřením bodů na okraji vozovky, a také pomocí 3D vyhodnocovacích profilů, které jsou měřeny trigonometricky a jsou osazovány do nosných konstrukcí Strahovských tunelů. U těchto profilů jsou vyhodnocovány příčné i podélné posuny vůči ose tunelu a především také sedání. Maximální dovolené hodnoty poklesů u bodů ve vozovce byly stanoveny na 14 mm. U 3D bodů byla stanovena maximální dovolená deformace ve svislém směru 14 mm a ve vodorovném 4 mm.

Pro sledování deformací ve Strahovských tunelech bylo osazeno celkem 22 geodetických bodů na vozovce a 17 3D vyhodnocovacích profilů. Maximální změřený pokles bodů na vozovce Strahovských tunelů prozatím činí 9,1 mm. U 3D profilů byl prozatím změřen maximální pokles 13,9 mm na profile 5 v blízkosti již zmíněné poruchové zóny (tyto deformace ve Strahovských tunelech jsou vyznačeny na obr. 4). Podélné deformace ve 3D profilech nejsou výrazné – pohybují se do 3 mm, příčné dokonce jen do 2 mm.

Měření deformací v odvodňovací štolě (konvergenční měření)

Pomocí konvergenčního měření získáváme informace o radiálních deformacích primárního ostění odvodňovací štoly s cílem ověřit jak stabilitu nosného systému, tak i tvarové změny vyztuženého profilu štoly. Deformace nosného systému jsou na odvodňovací štolě měřené v tříbodových konvergenčních profilech. Vzdálenost konvergenčních profilů se zde pohybuje v rozmezí 15 až 25 m závislosti na výšce nadloží, předpokládaných inženýrskogeologických poměrech či na poloze předpokládaných rizikových míst stavby (např. podchod pod tunelovou troubou Strahovských tunelů). V případě zastižení zhoršených podmínek na čele výrubu (tektonická poruchová pásma) jsou vždy operativně vloženy další konvergenční profily.

Maximální dovolené konvergence byly definovány projektem jak pro ostění ze stříkaného betonu, tak pro ostění s drenážní šterkovou vrstvou mezi železobetonovými pažnicemi a horninovým masivem. Ve svislém směru byla definována projektem jako maximální dovolená hodnota 20 mm a ve vodorovném směru 15 mm. Při konvergenčním měření byla skutečně zaznamenána maximální hodnota

continually monitored during the course of the excavation. The focus of the geotechnical monitoring during the course of the drainage gallery excavation is to continually verify the agreement of assumptions contained in the design with the reality – first of all whether maximum limit deformations or the warning states specified by the design have or have not been reached.

In addition, the geotechnical monitoring comprises attending measurements and observations, such as checking dynamic and acoustic measurements, condition surveys of existing buildings etc.

9.1 Description and results of selected measurements

Geological and geotechnical monitoring of excavation

Geological and geotechnical documentation of the unsupported excavation face is maintained simultaneously with the drainage gallery excavation. As of today (November 2010), the gallery excavation, still passing through Ordovician rocks of the Dobrotiv Beds, has been completed up to chainage km 0.340. From the lithological point of view, the rocks comprise clayey to silty shales, which are locally heavily fractured, with several metres thick fault zones filled with broken rock of the soil character developed in these zones. Increased deformations of the gallery excavation support system were recorded in these locations.

Measurements of the settlement of ground surface and existing buildings

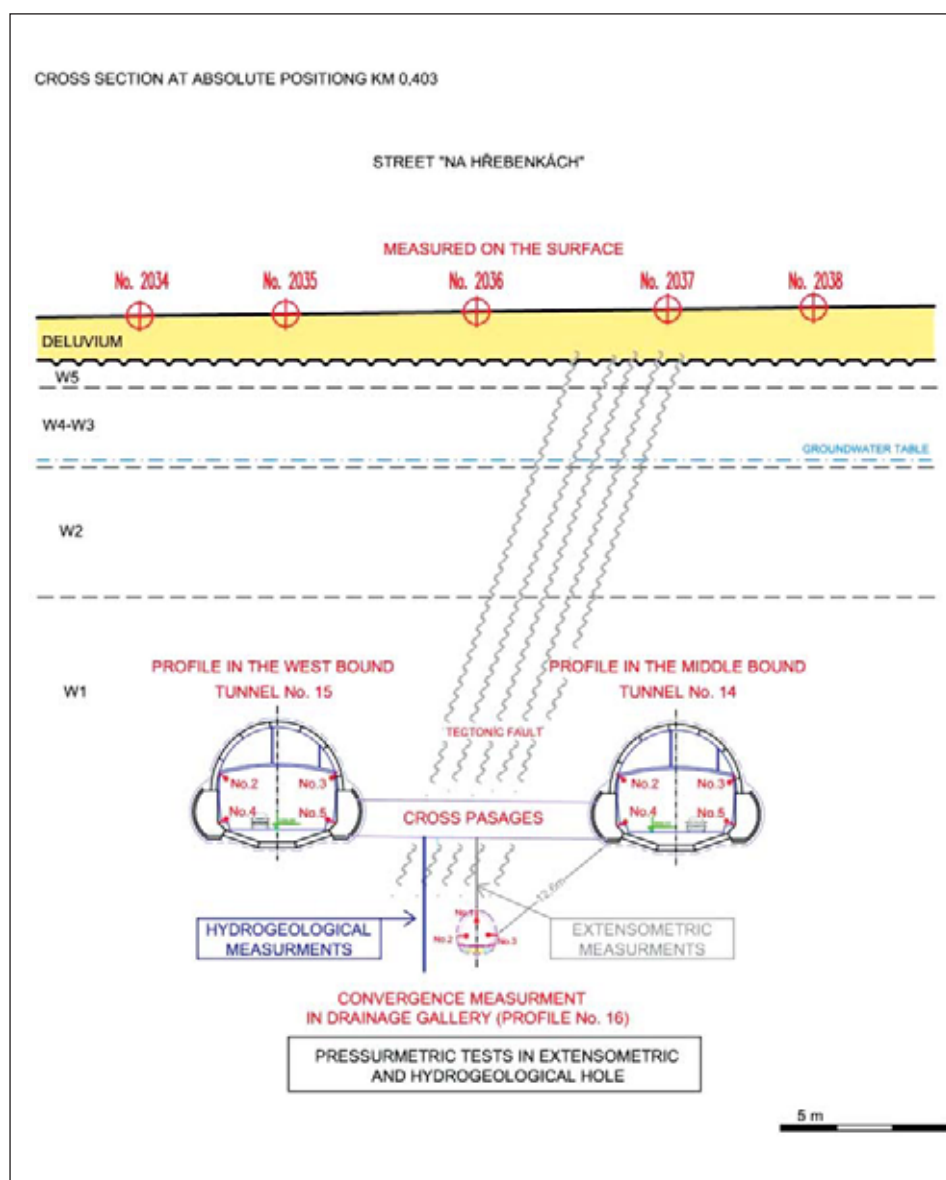
A settlement trough has been developing on the surface as a result of the underground excavation of the drainage gallery, following the centre line of the gallery both in transverse and longitudinal directions. The prediction for its extent and the reach of the impacts on existing buildings followed from the mathematical modelling. The design defined the anticipated and maximum permissible values of the terrain (and buildings) subsidence to be 12mm, and the maximum permissible settlement trough slope value taking into consideration the existing buildings to be 1:800.

Survey points for monitoring of the development of the settlement trough were installed both on the surface (above the gallery centre line and at 3 assessment profiles) and on the buildings found within the zone affected by the gallery excavation. The maximum till now measured terrain subsidence has amounted to 10.2mm. It was recorded in the location where increased deformations had been measured not only in the drainage gallery but also on the Strahov tunnel structures. In this location the rock mass is cut through by a significant fault zone (see Fig. 4). Till now the maximum subsidence of buildings has reached 8.9mm. The maximum measured and evaluated differential settlement value has amounted to 1:16000.

Measurements of deformations inside the Strahov automobile tunnel tubes

The drainage gallery is mostly driven through the rock pillar between the existing Strahov tunnel tubes (under their bottom level); therefore both tunnel tubes are found in the zone of settlement induced by the gallery excavation. For that reason the movement of the Strahov tunnel tubes is checked both by levelling survey of points installed at the edge of the roadway and by means of 3D assessment points, which are installed in load-bearing structures of the Strahov tunnel, to be surveyed trigonometrically. Transverse and longitudinal movements relative to the tunnel centre line and, first of all, the settlement values are assessed at these profiles. The maximum permissible settlement values set for the points in the roadway are 14mm. The maximum allowable vertical and horizontal deformations set for the 3D points are 14mm and 4mm, respectively.

The total of 22 survey points were installed in the roadway and 17 3D assessment profiles were established for the purpose of monitoring deformations inside the Strahov tunnel tubes. The maximum till now measured subsidence of the points in the Strahov tunnel roadways has amounted to 9.1mm. As far as the 3D profiles are concerned, maximum subsidence of 13.9mm was measured at profile No. 5, in the vicinity of the above-mentioned fault zone (these deformations in the Strahov tunnel tubes are marked in Fig. 4). The longitudinal deformations at the 3D profiles, reaching up to 3mm and transverse deformations not exceeding 2mm, are not significant.



Obr. 8 Navržený sdružený průzkumný a vyhodnocovací profil ve staničení 0,403 km v problematickém úseku ražby pod ul. Na Hřebenkách v Praze 5-Smíchov

Fig. 8 The combined survey and assessment profile proposed for the chainage km 0.403, found in a problematic excavation section under Na Hřebenkách Street

konvergence ve vodorovném směru 28,22 mm a ve svislém směru pak bylo změřeno max. 18,22 mm. Těchto hodnot bylo dosaženo na ostění z výše zmíněnou drenážní šterkovou vrstvou kačírku, a to při ražbě ve výrazném tektonickém poruchovém pásmu ve staničení 0,200 km. Bylo to přesně v místě, kde byly naměřeny jak maximální poklesy terénu, tak i maximální deformace na konstrukcích Strahovského tunelu (to je opět patrné na obr. 4). Z důvodu překročení maximálních hodnot deformací jak ve vodorovném, tak i ve svislém směru a z důvodu dalšího nepříznivého trendu deformací ostění štol se muselo v tomto úseku přistoupit k dodatečnému vyztužení tohoto ostění s drenážní vrstvou jednak pomocí dokotvení (radiálními kotvami o délce 6 m), a také byla dodatečně přidána vrstva stříkaného betonu vyztuženého ocelovými sítěmi.

Na základě poznatků z vyhodnocovacího profilu v km 0,200 (obr. 4), kde byly v poruchové zlomové zóně v prachovitějilovitých dobrotivských břidlicích naměřeny největší deformace v odvodňovací štolě, ve Strahovských tunelech i na terénu, byl navržen další sdružený průzkumný a vyhodnocovací profil ve staničení km 0,403 (obr. 6) – v místě tunelové propojky č. 1 mezi Strahovskými tunely, pod ul. Na Hřebenkách. Tento profil byl vybrán především z důvodů, že při ražbě Strahovských tunelů zde byly naměřeny největší deformace 81 mm, a to v extenzometru, situovaném do horninového pilíře mezi tunely [1]. Tyto deformace z úrovně tunelu se

Measurements of deformations in the drainage gallery (convergence measurements)

Convergence measurements provide information on radial deformations of the drainage gallery primary lining, allowing us to verify both the stability of the load-bearing system and changes in the geometry of the profile of the gallery profile provided with the primary support. Deformations of the load-bearing system of the drainage gallery are measured at three-point convergence profiles. The convergence profiles are installed at intervals ranging from 15 to 25m, depending on the overburden height, the anticipated engineering geological conditions or the locations where risk conditions are expected (e.g. the passage under the Strahov tunnel tube). If worsened conditions are encountered at the excavation face (fault zones), additional convergence measurement profiles are always operatively inserted.

The maximum permissible convergences were defined by the design for both the shotcrete lining and the lining containing the drainage gravel layer between reinforced concrete lagging and the rock mass. The values of 20mm and 15mm were defined by the design as maximum allowable for the vertical and horizontal directions, respectively. The maximum horizontal and vertical convergence values actually registered by the convergence measurements were 28.22mm and 18.22mm, respectively. These values were measured on the lining containing the above-mentioned drainage pea gravel layer, during the course of the excavation passing through the pronounced fault zone at chainage km 0.200. It was exactly the location where both the maximum ground surface settlement values and the maximum deformations of the Strahov tunnel structures were registered (this is also shown in Fig. 4). Because of exceeding the maximum values of deformations in this

section, both horizontal and vertical, and with respect to the continuing unfavourable trend in deformations of the gallery lining, it was necessary to install additional reinforcement of this lining (containing the drainage gravel layer) not only by additional anchoring (6m long radial anchors), but also by adding a layer of shotcrete reinforced with welded mesh.

Based on findings gathered at the assessment profile at km 0.200 (see Fig. 4), where the greatest deformations were measured in the fault zone consisting of the silty-clayey Dobrotiv Shale (in the drainage gallery, in the Strahov tunnel tubes and on the ground surface), additional combined survey and assessment profile was designed for chainage km 0.403 (see Fig. 6), which is the location of the cross passage No. 1 between the Strahov tunnel tubes, found under Na Hřebenkách Street. This profile was selected first of all because of the fact that this was the location where the greatest deformations had been measured during the Strahov tunnel tubes excavation, reaching 81mm (on the extensometer installed in the rock pillar between the tunnel tubes [1]). These deformations gradually copied themselves from the tunnel level up to the terrain surface. The increase in the deformations induced by the Strahov tunnel tubes excavation was again caused by the presence of a fault zone.

A supplementary geotechnical survey by means of pressuremeter tests conducted in boreholes to be used both for extensometer measurements

postupně prokopírovaly na terén. Zvýšené deformace od ražby Strahovských tunelů byly způsobeny opět přítomností zlomové poruchové zóny.

Ve výše jmenovaném vyhodnocovacím profilu ve stráničení km 0,403 (v místě tunelové propojky Strahovských tunelů) byl nyní (XI/2010) v předstihu před ražbou (vzdálenou cca 60 m) realizován doplňující geotechnický průzkum pomocí presiometrických zkoušek, realizovaných ve vrtech, jež budou využité jednak pro extenzometrická měření a jednak pro hydrogeologická měření (piezometr). Kromě extenzometru a piezometru jsou zde také již instalovány na konstrukcích Strahovských tunelů vyhodnocovací 3D profily a na terénu nivelační body. To vše je patrné na obr. 8.

V tomto profilu se opět očekávají zvýšené deformace od ražby odvodňovací štoly.

10 ZÁVĚR

Ražba odvodňovací štoly je v dnešní době přibližně v jedné třetině celkové své plánované délky a zásluhou komplexního a včasného vyhodnocování geotechnického monitoringu a také zásluhou realizace doplňujících geotechnických průzkumů (presiometrické zkoušky, jádrové vrty do předpolí štoly apod.) nedošlo k žádným mimořádným událostem – žádným haváriím. Geotechnický monitoring přispěl i k úspěšnému překonání geotechnicky problematických míst v průběhu ražby, jako bezesporu bylo podcházení provozovaných Strahovských tunelů či ražba v tektonickém zlomovém pásmu, které mělo charakter zeminy. Právě v místech silného tektonického porušení horninového masivu se nám osvědčilo realizovat sdružené vyhodnocovací profily s měřeními v odvodňovací štolě, na konstrukcích Strahovských tunelů, tak i na terénu. Zde na základě komplexního vyhodnocení všech těchto měření došlo v problematických úsecích ražby k včasnému zesílení ostění odvodňovací štoly, což přesně odpovídá principům observační metody návrhu ražby.

Výstavba odvodňovací štoly s nově navrženým systémem ostění (s šterkovou zakládkou jako plnoprofilovým drénem) je z hlediska statiky i z hlediska vyhodnocení prováděného geotechnického monitoringu bedlivě sledována a prověřována. Problematickými úseky ražby byly pro tento systém ražby výrazné tektonické poruchy (poruchová pásma) v horninovém masivu, kde tato metoda musela být operativně přizpůsobena zastíženým geologickým poměrům.

ING. VÁCLAV KRCH, vaclav.krch@pudis.cz,

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D.,

radovan.chmelar@pudis.cz,

MGR. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,

ING. RICHARD KUK, richard.kuk@pudis.cz, PUDIS, a. s.,

ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA s. r. o.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

and for hydrogeological measurements (a piezometer) was installed in November 2010, in advance of the excavation (at the distance of about 60m) at the above-mentioned assessment profile at chainage km 0.403 (the location of the cross passage between the Strahov tunnel tubes). Apart from the extensometer and the piezometer, 3D assessment profiles have been established in the Strahov tunnel tubes, and levelling points were installed on the ground surface. All of this is shown in Fig. 8.

Increased deformations induced by the excavation of the drainage gallery are again expected at the above-mentioned profile.

10 CONCLUSION

The excavation of the drainage gallery has till now proceeded approximately to one third of the total planned length and, owing to comprehensive and timely assessing of the geotechnical monitoring results and thanks to the implementation of supplementary surveys (pressuremeter tests, core holes drilled into the gallery excavation face-advance core etc.) no extraordinary events – no incidents – were experienced. The geotechnical monitoring also contributed to successful overcoming geotechnically problematic locations during the course of the excavation; the passage under the operating Strahov tunnels or driving the gallery through a fault zone having the character of soil undoubtedly belong among them. It was especially in the locations heavily disturbed by faulting that the implementation of combined assessment profiles proved itself best, allowing measurements to be carried out inside the drainage gallery, on the Strahov tunnel structures and on the ground surface. The lining of the drainage gallery was timely reinforced on the basis of the comprehensive assessment of all of the above-mentioned measurements, exactly in line with principles of the observational excavation method proposed by the design.

The construction of the drainage gallery with the newly designed lining system (comprising the gravel packing acting as a full-profile drain) has been thoroughly followed and examined in terms of structural calculations and the geotechnical monitoring being conducted. The excavation sections which were problematic for this tunnelling system comprised profound tectonic faults (fault zones) in the rock mass, where this method had to be operatively adapted to the actually encountered geological conditions.

ING. VÁCLAV KRCH, vaclav.krch@pudis.cz,

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D.,

radovan.chmelar@pudis.cz,

MGR. LIBOR SÍLA, libor.sila@pudis.cz,

ING. RICHARD KUK, richard.kuk@pudis.cz, PUDIS, a. s.,

ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] KOLEČKÁŘ, M., HADRAVA, M. Výstavba Strahovského tunelu. *Silniční obzor*, 1997, roč. 58, č. 11, s. 359–367.
- [2] MAŘÍK, P., ČÍZEK, J. Technické řešení konstrukcí SAT. *Silniční obzor*, 1997, roč. 58, č. 11, s. 354–359.
- [3] CHMELÁŘ, R., SÍLA, L. *Realizační projekt geotechnického monitoringu odvodňovací štoly pod Strahovskými tunely* (2. část). Praha : PUDIS, 2010, 39 s.
- [4] CHMELÁŘ, R., SÍLA, L. *Souhrnné dílčí zprávy geotechnického monitoringu odvodňovací štoly pod Strahovskými tunely*. Praha : PUDIS, 2009–2010, 23 s.
- [5] HUDEK, J., SÍLA, L. *Ověření geotechnických parametrů v oblasti podchodu odvodňovací štoly pod Strahovským tunelem*. Praha : PUDIS, 2010, 22 s.
- [6] HUDEK, J., SÍLA, L. *Ověření geotechnických parametrů v oblasti pod horninovým pilířem mezi tunelovými troubami Strahovského tunelu*. Praha : PUDIS, 2010, 22 s.

Použité normy

ČSN EN 206-1 (732403): 2001. *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha Český normalizační institut 2001, 53 s.

Standards used

ČSN EN 206-1 (732403): 2001. *Concrete – Specifications, properties, production and compliance*. Prague Issued by the Czech Standards Institute 2001, 53 p.

HLOUBENÝ TUNELOVÝ ÚSEK 2. STAVBY STRAHOVSKÉHO AUTOMOBILOVÉHO TUNELU V PRAZE 6 COVER-AND-CUT / CUT-AND-COVER TUNNEL SECTION OF CONSTRUCTION PACKAGE 2 OF THE STRAHOV AUTOMOBILE TUNNEL, PRAGUE 6

OTA ŠPINKA, MIROSLAV KOLAŘÍK

ÚVOD

V březnu roku 2010 byla zahájena další stavba městského okruhu v Praze. Ve fázi přípravy a realizace je tato stavba hloubených tunelů vedena jako součást dnes již historického souboru staveb Strahovský automobilový tunel (SAT). V tomto případě se jedná o 2. stavbu SAT – část 2. B, která v ul. Patočkova v Praze 6 navazuje na již dokončenou stavbu mimoúrovňové křižovatky Malovanka – část 2. A. Jelikož však hloubené tunely stavby SAT 2. B na druhém svém konci plynule navazují na tunely na stavbě č. 9515 městský okruh v úseku Myslbekova – Prašný most, tak z pohledu technologie a provozu budoucích tunelů jsou začleněny do realizovaného tunelového komplexu Blanka. Tento významný městský tunelový komplex bude mít v budoucnu od mimoúrovňové křižovatky Malovanka až do Troje úctyhodnou celkovou délku 5,5 km.

Stavba SAT 2. B je podle typu stavebních prací a jejich postupu rozdělena do tří fází, z toho hloubení tunelů je součástí druhé a třetí fáze. V první fázi šlo o přípravné práce a přeložky inženýrských sítí. Ve druhé fázi bylo provedeno zajištění stavební jámy pomocí záporového kotveného pažení. Na dně této stavební jámy budou realizovány podzemní stěny, na kterých se vybetonuje stropní deska budoucího tunelu v rámci technologie hloubeného tunelu, prováděným čelním odtěhováním, tzv. modifikovanou milánskou metodou (MMM). Principu této metody se podrobně zabývá ŠOUREK, et al. (2010). Ve třetí fázi bude v dalším úseku otevřena stavební jáma zajištěná kombinací záporového a pilotového kotveného pažení. V této stavební jámě budou vybudovány klenbové tubusy realizované již klasickou metodou v otevřené stavební jámě.

Tento článek se věnuje hlavně zajištění stavebních jam pro výstavbu hloubených tunelů.

REALIZACE PROJEKTU

Investorem celého úseku SAT 2. B je odbor městského investora Magistrátu hlavního města Prahy, zastoupený mandátářem firmou VIS, a. s., která zajišťuje rovněž geotechnický monitoring.

Projektovou dokumentaci zajišťuje jako generální projektant společnost PUDIS, a. s.

Řešení nosné konstrukce hloubeného tunelu vychází rovněž z projektu technologie tunelu Blanka, který zajišťuje Satra, spol. s r. o.

Celou stavbu na základě výsledků veřejné soutěže realizuje sdružení firem EUROVIA CS, a. s., a Energie stavební a báňská, a. s., ze staveniště v prostoru mezi křižovatkou Malovanka a křižovatkou ulic Patočkova – Střešovická.

Veškeré konstrukce speciálního zakládání na této stavbě, tj. záporové pažení, pilotové stěny, kotvení, zajištění okolních objektů pomocí injektáží a v neposlední řadě rovněž vlastní konstrukční podzemní stěny, které jsou základním prvkem metody MMM, pak provádí firma Zakládání staveb, a. s., buď přímo pro sdružení firem, nebo pro Metrostav a. s. divizi 5, která se na této stavbě také podílí.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Stavba č. 0065 – hloubený tunel MO (Strahovský tunel – Myslbekova) patří do souboru staveb Strahovský automobilový tunel

INTRODUCTION

Package 2 of the Strahov Automobile Tunnel (SAT), Part 2 B – Cover and cut tunnel on the (CCR) (SAT 2 B), which links to the already completed part SAT 2 A – the Malovanka Ground-Separated Intersection (GSI) and the Blanka complex of tunnels, lot No. 9515 Myslbekova – Pelc-Tyrolka. March 2010 saw the commencement of works on another part of the City Ring Road in Prague. In the planning and construction phase, this construction of cut-and-cover and cover-and-cut tunnels is referred to as part of the, today already historic, package of structures forming the Strahov Automobile Tunnel (SAT). In this particular case it is Stage 2 of the SAT, Part 2B, which connects in Patočkova Street, Prague 6, to the already completed construction of the Malovanka Grade-Separated Intersection Part 2A. On the other hand, since the SAT 2 B cut-and-cover tunnels on the other end fluently connect to tunnels forming construction lot 9515 of the City Ring Road section in the Myslbekova – Prašný Most; in terms of the tunnel equipment and operation of the future tunnels, they are incorporated into the Blanka complex of tunnels. The total length of this important complex of urban tunnels starting from the Malovanka grade-separated intersection and ending in the district of Troja will amount to respectable 5.5km. Part 2 B is subdivided into three stages, with the cut-and-cover tunnel forming part of Stage 2 and Stage 3. Phase 1 comprised enabling works and diversions of utility networks. The installation of anchored soldier pile and lagging walls supporting the construction trench was carried out at Stage 2. Diaphragm walls will be carried out at the bottom of this construction trench and the future tunnel roof deck will be cast upon them within the framework of the cover-and-cut technique, i.e. the so-called Modified Milan Method (MMM). The principle of this method is dealt with in detail by ŠOUREK et al. (2010). During the third stage a construction trench will be excavated, with the support combining anchored soldier pile and lagging walls and pile walls. Tunnel tubes with upper vaults will be built in this trench, to be constructed using the classical cut-and-cover technique.

This paper is mainly devoted to support systems for open trenches for cut-and-cover tunnels.

PROJECT IMPLEMENTATION

The project owner for the entire SAT 2 B section is the City Investor Department of the Prague Municipality, represented by VIS a.s., a mandatory firm providing in addition the geotechnical monitoring.

The design is provided by PUDIS, a. s., the general designer.

The design for the cut-and-cover tunnel structure is also based on the design for Blanka tunnels, which is carried out by Satra spol. s r.o.

The contractor for the entire project is, based on the results of a public tender, a consortium consisting of EUROVIA CS, a. s. and Energie stavební a báňská, a. s. The construction site is located in the area between the Malovanka GSI and Patočkova Street–Střešovická Street intersection.

All specialist foundation structures for this construction, i.e. soldier pile and lagging walls, pile walls, anchoring, underpinning of adjacent

(SAT), který je součástí městského okruhu (MO) hl. m. Prahy v severním sektoru Prahy v úseku Strahovský tunel – Myslbekova – Prašný most – Špejchar – Pelc-Tyrolka.

V jižní části navazuje tato 2. stavba SAT na již dokončenou 1. stavbu SAT (PODRÁSKÝ et al., 2010), která je v provozu již od roku 1997 (dnes využívaný Strahovský tunel). Stavba č. 0065, 2. stavba SAT, je rozdělena na dvě stavby. Jde o část 2. A – MÚK Malovanka a část 2. B – hloubený tunel MO. Část 2. B byla dále dle postupu stavebních prací rozdělena na tyto 3. fáze (obr. 1).

1. fáze stavby SAT 2. B probíhala od července 2009 do začátku března 2010. Během ní byly provedeny přeložky inženýrských sítí v ulici Patočkova a jejím okolí, především přeložky kanalizací, kabelovodů, silových a sdělovacích kabelů. Dále probíhala úprava suterénu obj. č. p. 869 a č. p. 105 s ohledem na trasu budoucího tunelu.

2. fáze stavby SAT 2. B byla zahájena na začátku března 2010 v prostoru mezi SAT 2. A a křižovatkou ulic Patočkova – Na Hubálce. Během této fáze jsou prováděny především práce spojené se zajištěním stavební jámy pro betonáž stropní desky v dilatacích D1–D4 (1. etapa) a dilatacích D5–D8 (2. etapa – zahájena v září 2010). Otevření stavební jámy předcházelo uzavření ulice Patočkova. Automobilová doprava i MHD byly do července 2010 odkloněny na objíždňovou trasu ulicemi Myslbekova – Bělohorská – Pod Královkou.

3. fáze stavby SAT 2. B byla zahájena v červenci 2010 otevřením další stavební jámy v prostoru mezi křižovatkou ulic Patočkova – Myslbekova a stavební jámou Myslbekova, která je součástí stavby č. 9515. Zahájení 3. fáze samozřejmě opět předcházela další vynucená změna v režimu městské dopravy. Ta je nyní vedena krátkou, provizorně zbudovanou komunikací z ulice Myslbekova do křižovatky Patočkova – Sřešovická. Tato provizorní komunikace umožnila pro výstavbu zcela uzavřít křižovátku Myslbekova – Patočkova a přilehlý úsek ul. Patočkovy. Výstavba vlastních tunelů bude zde totiž po úpravě harmonogramu probíhat najednou v celém rozsahu, tj. dochází v současnosti ke spojení 2. a 3. fáze. Dokončení stavby je plánováno na druhou polovinu roku 2012.

HISTORIE PROJEKTU

Při zpracovávání všech stupňů projektové dokumentace SAT 2. B (2. fáze) jsme brali v úvahu skutečnost, že v ulici Patočkova mezi stavbou SAT 2. A a křižovatkou s ulicí Myslbekovou jde nejen o místa s velmi stísněnými prostorovými podmínkami, ale i o místa, kde je nutné časově omezit stavební práce na minimum. S ohledem na tyto skutečnosti byla zvolena v části stavby tzv. modifikovaná milánská metoda. Vzhledem k velmi stísněným podmínkám bylo při zpracování DSP dále rozhodnuto, že podzemní stěny budou v některých úsecích realizovány z povrchu a ve zbylé části z úrovně spodního líce stropní desky. V obou případech však bylo nutné nejdříve stěny budoucí stavební jámy zapažit až do úrovně budoucí stropní desky MMM pomocí záporového pažení. Původně se dokonce uvažovalo zabudovat záporny přímo do milánských stěn. S ohledem na technicky náročné řešení těsnění v místě podélné spáry stěna/strop se však od tohoto návrhu nakonec ustoupilo. Vzhledem k podélnému spádu tunelů bylo při zpracování RDS dále rozhodnuto, že při betonáži podzemních stěn z pracovní roviny v úrovni horního líce stropu bude podélná spára stěna/strop

buildings by means of grouting and, at last but not least, the structural diaphragm walls being the principal element of the MMM method, are carried out by Zakládání staveb, a. s., either directly for the consortium or for Division 5 of Metrostav a. s., which also participates in this construction.

BASIC PROJECT DATA

Construction lot 0065 – Cover-and-cut tunnel on the CRR (Strahov tunnel – Myslbekova Street) is part of the Strahov Automobile Tunnel package (SAT), which is part of the City Ring Road (CRR) in the northern sector of Prague, section Strahov tunnel–Myslbekova–Prašný Most–Špejchar–Pelc-Tyrolka.

The southern part of this Package 2 of the SAT project connects to the already completed Package 1 of the SAT (PODRÁSKÝ et al., 2010), which has been operating since 1997 (the today used Strahov tunnel). Construction lot 0065, Package 2 of the SAT, is divided into two lots, i.e. Part 2 A – Malovanka GSI and Part 2 B – Cover-and-cut tunnel on the CRR. Part 2 B was further divided according to the progress of construction work into the following 3 phases (see Fig. 1):

SAT 2 B phase 1 was in progress from July 2009 to the beginning of March 2010. It comprised diversions of utility networks in Patočkova Street and its vicinity, mainly diversions of sewerage, cableways, conductor cables and communication cables. In addition, basements of buildings No. 869 and 105 were stabilised in this phase, taking into consideration the route of the future tunnel.

SAT 2 B phase 2 commenced at the beginning of March 2010 in the area between SAT 2 A and the intersection between Patočkova and Na Hubálce Streets. This phase comprises first of all work operations associated with the stabilisation of the construction pre-trench designed for casting of the roof deck expansion blocks D1 – D4 (stage 1) and blocks D5 – D8 (stage 2 – beginning in September 2010). The excavation of the construction trench was preceded by closing of Patočkova Street to traffic. Automobile traffic and urban mass traffic (UMT) was diverted to a route running via Myslbekova–Bělohorská–Pod Královkou Streets.

SAT 2 B phase 3 started in July 2010 by excavating another construction trench in the area between the Patočkova and Myslbekova Street intersection and the Myslbekova construction trench, which is part of construction lot 9515 of Blanka complex of tunnels. Of course, Phase 3 did not start until another forced change in the urban traffic regime had been implemented. The UMT today runs along



Obr. 1 Situace stavby SAT 2. B s vyznačením etapizace prací, včetně dilatačních úseků (Ing. Špinka)
Fig. 1 SAT 2. B project layout with the division into stages marked in it, including expansion blocks (Ing. Špinka)

přebetonována o 500 mm. Definitivní spára pak bude po zatvrdnutí upravena „odšramováním“ na požadovanou úroveň.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Všeobecně lze geologické poměry zájmového území charakterizovat jako poměrně složité a značně proměnlivé. Skalní podklad zájmového území tvoří horniny severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály: prachovité, písčité až drobové břidlice souvrství letenského v monotónním vývoji, které jsou intenzivně zvětřalé na soudržné zeminy s úlomky horniny. Dosah zvětřávacích procesů je patrný z příčného geotechnického řezu. Souvrství letenské strukturně charakterizujeme jako písčité drobové břidlice s písčítými závalky, ojediněle s vložkami křemenných pískovců a křemenců. Břidlice jsou jemně až hrubě slídnaté a až tlustě deskovité vrstevnaté, na vrstevních plochách s hojnými ohlasy. Pukliny jsou otevřené, často vyplněné druhotným kalcitem nebo i jílem se střípkami břidlic.

Na skalním podloží leží pokryvné útvary tvořené navážkami, deluviálními a holocenními sedimenty. Navážky se vyskytují v nejsvrchnějším patře v celém rozsahu území a řadíme je k recentním sedimentům. Rozšíření navážek a různých terénních úprav představuje důležitý faktor, který mění tvářnost krajiny. V městské oblasti, po staletí osídlené, se stala činnost člověka významným geologickým činitelem. Zakládání objektů, stavby opevnění, výkopy studní a odpadních jam, budování inženýrských sítí apod., to vše je spojováno s přemísťováním značných kubatur zemin a hornin. Vzniká tak nová kulturní hornina (vrstva) – navážka, lišící se zásadně od všech přírodních hornin svou nestejnorodostí a nepravidelností uložení. Navážky se skládají z překopaných a přemísťovaných zemin a hornin z původního podkladu, ale i ze stavebních hmot zbořených domů, popela, škváry, zbytků nádob a jiných odpadů, které vytvářejí volné dutiny, a tím způsobují i dlouhodobé dotvarování těchto navážek. V zájmovém území tvoří souvislý pokryv, jejich mocnost však značně kolísá. Strukturní složení je velmi pestré – hlinité písky se šterky, písčité hlíny se šterky, stavební rum tvořený cihlami, opukou a střešní krytinou, při povrchu s konstrukcí chodníku, podsypem a škvárou. Konzistence je tuhá až pevná, středně ulehlá až ulehlá. Navážky jsou vzhledem k různorodosti materiálu, ulehlosti a stlačitelnosti k zakládání staveb nevhodné.

Deluviální sedimenty jsou geneticky vázané na gravitační pohyby rozložených a zvětřalých hornin svrchní křídý. Strukturně zde převládají jíly písčité převážně pevné konzistence s proměnlivým obsahem šterku (ostrohranné úlomky opuk a zvětřalých břidlic, ojediněle i valounů křemene a křemenných pískovců).

Fluviální sedimenty vznikaly podél potoka Brusnice (dnes již zatrubněném) a jsou holocenního (HOL) až pleistocenního (PL) stáří. Převládá jíla písčité, jíla až hlína se střední – nízkou plasticitou, místy se značnou organickou příměsí, se střípkami cihel, s bahnitými polohami a vložkami jemnozrnného písku a šterků. Složení náplavů je variabilní, jak ve směru vertikálním, tak horizontálním. Konzistence je převážně měkká, místy až kašovitá.

Geologické poměry hloubeným tunelem s rámovou stropní konstrukcí dokumentuje obr. 2.

Z hlediska hydrogeologických poměrů jsou v zájmovém území hlavním zdrojem podzemní vody atmosférické srážky a vody holocenních náplavů Brusnice, příp. výron podzemní vody z báze křídových sedimentů. Do režimu podzemní vody také výrazně zasáhla předchozí výstavba SAT 2. A.

Základová spára stavební jámy pro vybudování stropní konstrukce tunelu je nad hladinou podzemní vody, a proto nebylo třeba uvažovat o zřízení čerpacích jímek. Při razbě tunelu pod stropní konstrukcí, která bude napojena na pažici (nosné) vodotěsné podzemní (milánské) stěny, však odhadujeme přítoky dnem od desetin až do 1–2 l.s⁻¹.

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STAVEBNÍ JÁMY SAT 2. B – 2. FÁZE

1. etapa (dilatace D1–D4)

Před vlastní realizací podzemních stěn technologií MMM bylo nutné v tomto úseku zajistit některé sousední stávající objekty, aby

a short, temporarily built road from Myslbekova Street to the Patočkova-Střešovická Street intersection. This temporary road made closing of the Myslbekova-Patočkova intersection and an adjacent section of Patočkova Street possible. After modifying the works schedule, the whole scope of the construction of the tunnels themselves will be carried out in one go, which means that phases 2 and 3 are to be joined. The completion of the tunnels themselves is planned for the second half of 2012.

PROJECT HISTORY

While working on all stages of design documents for SAT 2 B (phase 2), we took into consideration the fact that the spaces in Patočkova Street between the SAT 2 A and the intersection with Myslbekova Street were not only constricted, but also required reduction of the of time construction work from the surface to a minimum. With respect to these facts, the so-called Modified Milan Method was selected for a part of the construction. With regard to the highly constrained conditions, the decision was made that in some sections diaphragm walls would be constructed from the surface and, in the remaining part, they would be installed from the roof deck base level. Nevertheless, it was necessary in both cases first to brace the sides of the future construction trench up to the level of the future roof deck of the cover-and-cut tunnel by means of soldier pile and lagging walls. Originally it was even considered that soldier piles could be incorporated into the Milan walls. Eventually this solution was abandoned with respect to the technologically complicated solution for sealing of the longitudinal joint between the wall and the roof deck. With respect to the longitudinal gradient of the tunnels, another decision was made during the work on the detailed design that a 500mm thick layer of concrete would be added above the longitudinal joint between the wall and the roof deck level when casting the diaphragm wall from the working stage at the level of the upper surface of the roof deck. The definite joint would be broken away to the required level when the concrete hardening was sufficient.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

It is in general possible to characterise the geological conditions in the area of operations as relatively complicated and highly variable. The bedrock in the area of operations consists of rocks of the north-eastern part of the Ordovician Barrandian syncline: silty, sandy up to greywacke shales of the monotonous background Letná Beds, which are intensely weathered to cohesive soils containing hard rock fragments. The reach of weathering processes is shown in the geological cross section. The Letná Beds are structurally characterised as sandy greywacke shales with sandy galls, sporadically with quartzose sandstones and quartzites. The shales are finely to coarsely micaceous and up to thickly and tabularly bedded, with bedding planes frequently slickensided. Fissures are open, often filled with secondary calcite or even clay containing shale corks.

The cover over the bedrock consists of made ground and deluvial and Holocene sediments. Made ground is found at the highest level over the entire area. We categorise them as recent sediments. The extent of man made ground and various ground shaping activities represents a significant factor, which changes the landscape. In the urban area which has been populated for centuries, human activities have become important geological factor. Founding of structures, building of fortification structures, wells and waste holes, developing utility networks etc., all of these activities are associated with moving of great volumes of soil and rock. They give rise to new cultural ground (layer) – made ground, differing basically from all natural types of ground in its inhomogeneity and irregularity of bedding. Made ground mostly consists of turned up soil and rock relocated from the original substrate, but also building materials from demolished buildings, ash, cinder, remains of vessels and other waste, which form empty voids, causing thus long-term creep of the made ground.

nedošlo k jejich porušení. Vzhledem ke stísněným podmínkám v ulici Patočkova byla v rámci první fáze stavby s výhodou použita technologie tryskové injektáže (TI) pro podchycení základů objektu č. p. 4 na rohu ulic Patočkova a Na Hubálce a rovněž vrtané mikropiloty realizované pomocí malé sklepní vrtačky v rámci stavebních úprav suterénu obj. č. p. 869 a 105.

Převážná část vlastní stavební jámy pro betonáž stropní desky (dilatace D1–D4) byla zajištěna kotveným záporovým pažením. Hloubka stavební jámy byla od 2,9 do 5,4 m. Celkem zde bylo do vrtů průměru 0,6 m o osové vzdálenosti od 1,3 do 2 m osazeno 111 ocelových zápor z válcovaných profilů IPE 300, IPE 400 a IPE 500. Kořen zápor byl vytvořen z betonu C 12/15 XO. Délka zápor se pohybovala od 6,1 do 14,1 m s délkou kořene od 1 do 3 m.

Při hloubení jámy byly mezi záporů postupně osazovány vodorovné dřevěné pažiny tloušťky 120 mm. V předepsaných úrovních, daných statickým výpočtem, se provádělo kotvení zápor přes předsazené ocelové převázky, tvořené vždy dvojicí válcovaných profilů UPE 300, resp. UPE 400. Dočasné kotvy (celkem 76 ks) s prodlouženou životností a ochranou proti bludným proudům byly podle statického výpočtu navrženy dvou-, tří- a šestipramenné, předpínané o délce 10 až 17 m z pramců Lp 15,7 mm (St 1570/1770 MPa). Délka kořene kotev se pohybuje od 4 až do 9 m.

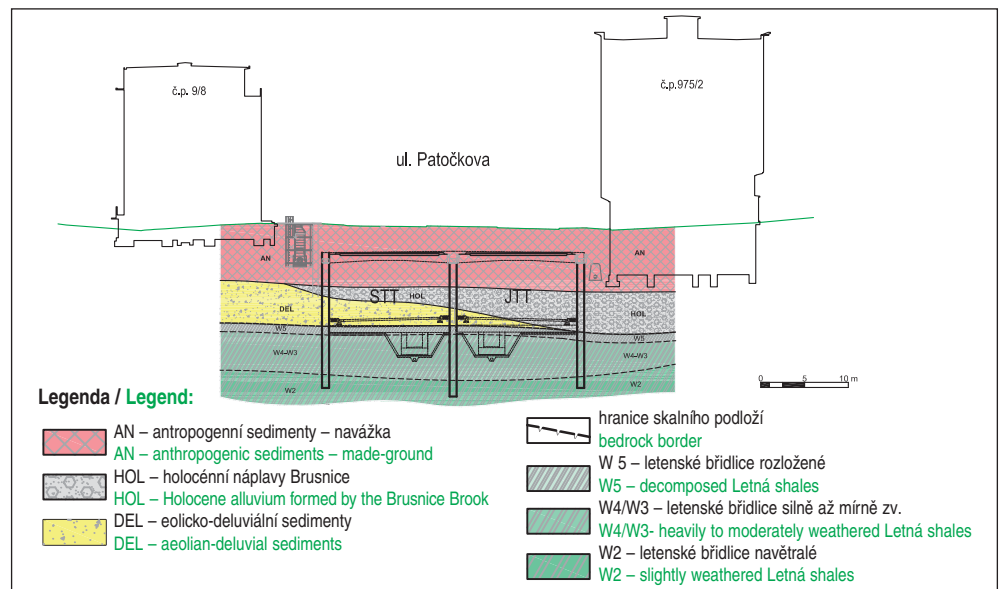
2. etapa (dilatace D5–D8)

Podobně jako u výše popsaného úseku (D1–D4), bylo i zde (D5–D8) několik objektů, které vyžadovaly speciální zajištění. U Psychosomatické kliniky, obj. č. p. 712, byl novým stavebnětechnickým průzkumem (listopad 2009) zjištěn rozdíl ve vzdálenosti navržené podzemní stěny hloubeného tunelu od objektu oproti vzdálenosti zjištěné z archivní dokumentace. Vzhledem ke stísněným podmínkám tak u tohoto objektu nebylo možné realizovat původně navrženou záporovou pažici stěnu, a proto byla nahrazena kotvenou stěnou ze sloupů tryskové injektáže podchycující základy objektu, dovolující realizovat výkopy až těsně u jeho líce.

Změnou realizace kanalizační přípojky obj. č. p. 711 z hloubené na raženou nebylo ani zde možné vzhledem k stísněným podmínkám realizovat původně navrženou záporovou stěnu. Navíc zde úroveň výkopu pro betonáž stropní desky (dilatace D5) zasahuje výrazně pod úroveň základu objektu. Při hledání řešení se braly v úvahu dvě podmínky. Nesmí dojít k poškození kanalizační přípojky stavebními pracemi a musí být zajištěn přístup do hlavního vchodu objektu na straně do ulice Patočkovy po celou dobu výstavby. Pro minimalizaci negativních dopadů na objekt bylo také zde rozhodnuto podchytit základy objektu u hlavního vchodu sloupy TI.

Pro zajištění přístupu do objektu byla navržena ocelová lávka, která měla být podle projektu po dokončení TI uložena po obou stranách kanalizační přípojky na stojinách z profilu HEB 120 v osové vzdálenosti 1 m se zabetonovaným kořenem. Kvůli obavám o poškození kanalizační přípojky se od tohoto řešení v době realizace (říjen 2010) ustoupilo. Ocelová lávka byla nakonec uložena na ocelové trubky 70/12 v osové vzdálenosti 1 m, ukotvené z jedné strany ve sloupech TI a z druhé strany kanalizační přípojky osazené do vrtů se zabetonovaným kořenem. Na této straně směrem do jámy vytvoří tyto mikropiloty s následně provedeným stříkaným betonem zároveň pažení výkopu pro betonáž stropní desky.

V koordinaci s realizací TI bude postupně prováděno i záporové pažení vlastní stavební jámy. Do doby vyřešení problematiky vstupů na pozemky zahrad obytných domů v ulici Nad Octárnou nad severní stranou stavební jámy, které sousedí s ulicí Patočkovou,



Obr. 2 Příčný geologický řez tunelem (MMM) s rámovou stropní konstrukcí v místě objektů č. p. 9/2 a 975/2 (Mgr. Kolařík)

Fig. 2 Geological cross section of the tunnel (the MMM) with the framework roof structure in the location of buildings No. 9/2 and 975/2 (Mgr. Kolařík)

Made ground forms an uninterrupted cover in the area of operations, the thickness of which significantly varies. Structural composition is very chequered – loamy sands with gravels, sandy loams with gravels, rubble consisting of bricks, greywacke and roof tiles, or granular sub-base and cinder under pavements. The consistency is stiff to rigid, medium dense to dense. Because of its heterogeneity, density and compressibility made ground is completely unsuitable for construction foundations.

Deluvial sediments are genetically bound to gravity movements of decomposed and weathered Upper-Cretaceous rocks. Structurally, sandy clays of mostly solid consistency prevail, with variable contents of gravel (sharp edged fragments of greywacke and weathered shales, sporadically even of quartzite boulders and quartzose sandstone).

Fluvial sediments originated along the Brusnice Brook (today already diverted to a covered culvert). They are of the Holocene (HOL) to Pleistocene (PL) age. Prevailing ground types are sandy clay, medium to low plasticity clay to loam, locally with significant organic admixture, brick corks, layers of mud and fine-grained sand and gravel. The composition of the fluvial deposits is variable both in the vertical and horizontal direction. The consistency is mostly soft, locally up to slurry.

Geological conditions for the cover-and-cut tunnel with the flat roof deck structure are documented in Fig. 2.

As far as hydrogeological conditions are concerned, the main source for ground water in the area of operations are atmospheric rainfalls and water contained in the Holocene fluvial deposits along the Brusnice Brook, or outflows from the Cretaceous sediments base. The preceding works on the SAT 2 A package also significantly affected the groundwater regime.

The surface of the bottom of the construction trench excavated for the construction of the tunnel roof deck is above the water table; it was not therefore necessary to design pump sumps. Nevertheless, we anticipate inflows from the bottom ranging from tenths to 1-2 litre.s⁻¹ to be encountered during the course of the excavation under the tunnel roof deck, which will be connected to watertight Milan diaphragm walls.

STRUCTURAL SOLUTION FOR THE SAT 2 B – PHASE 2 CONSTRUCTION TRENCH

Stage 1 (expansion blocks D1–D4)

It was necessary to underpin some buildings neighbouring with this tunnel section to prevent damage before the installation of



Obr. 3 Hloubení rýh pro podzemní stěny dilatace D4 (pohled ze střechy obj. č. p. 975) (Ing. Mazura)

Fig. 3 Excavation of trenches for diaphragm walls of expansion block D4 (viewed from the roof of building No. 975) (Ing. Mazura)

bylo rozhodnuto otevřít z časových důvodů nejdříve pouze část stavební jámy, která umožní realizaci jižní a střední podzemní stěny hloubeného tunelu. Severní strana stavební jámy je řešena prozatím jako svahovaný výkop se sklonem 1:1. Jižní stěnu stavební jámy bude zajišťovat kotvené záporové pažení a západní stranu jámy bude tvořit vyztužený svah. Po obdržení souhlasu majitelů zahrad ke vstupu na pozemky bude možné zajistit záporovým pažením i severní stranu stejným způsobem jako stěnu východní a dokončit i severní podzemní stěnu hloubeného tunelu. Hloubka stavební jámy bude od 5,4 do 7,3 m.

Celkem bude v této 2. fázi 2. etapy postupně provedeno 104 zápor z válcovaných profilů IPE 300, IPE 400, IPE 450, IPE 500 a I 450 osazených do vrtů o průměru 0,6 m s kořenem z betonu C 12/15 XO. Osová vzdálenost zápor bude od 1,5 do 2 m. Délka zápor byla navržena podle statického výpočtu od 6,6 do 14,6 m s proměnlivou délkou kořene od 2 do 7,5 m.

Při hloubení jámy budou za příruby odkrytých válcovaných profilů osazovány vodorovné dřevěné pažiny tl. 120 mm. V předepsaných úrovních, daných statickým výpočtem, bude pak probíhat kotvení přes ocelové převázky z dvojic válcovaných profilů UPE 300 a UPE 400. Z důvodu bourání vodících zádek budou ocelové převázky druhé kotvení úrovně provedeny jako zapuštěné; v ostatních případech budou předsazené. Navržené dočasné kotvy s prodlouženou životností a ochranou proti bludným proudům, kterými se bude kotvit záporové pažení, budou dvou-, tří-, čtyř- a šestipramencové, předpínané o délce 10 až 18 m z pramenců Lp 15,7 mm (St 1570/1770 MPa). Délka kořene kotev je navržena v rozmezí 4 až 10 m. Celkem bude na záporovém pažení této stavební jámy osazeno 122 kotev.



Obr. 4 Armování stropní desky na podzemních stěnách v ulici Patočkova – pohled od východu (Ing. Štěrba)

Fig. 4 Placement of reinforcement of a roof deck on diaphragm walls in Patočkova Street – viewed from the east (Ing. Štěrba)

diaphragm walls using the MMM method. With respect to the constricted conditions in Patočkova Street, foundations of building No. 4 on the corner of Patočkova and Na Hubálce Streets were underpinned by means of jet grouting, whilst bored micropiles were carried out within the framework of construction work stabilising basements of buildings No. 869 and 105 by means of a small drill rig designed for the work in cellars.

The major part of the pre-excavated construction trench necessary for casting of the roof deck (expansion joints D1-D4) was supported by anchored soldier pile and lagging walls. The depth of the construction trench ranged from 2.9 to 5.4m. In total, 111 steel soldier piles from rolled-steel sections IPE 300, IPE 400 and IPE 500 were installed in 0.6m-diameter boreholes, at 1.3 to 2.0m spacing. The root of the soldier piles was cast in C 12/15 XO concrete. The length of the soldier piles varied between 6.1 and 14.1m, with the root length ranging from 1.0 to 3.0m.

Horizontal wood lags 120mm thick were being gradually inserted between the soldier piles during the construction trench excavation. The anchoring was carried out at levels prescribed by the structural calculation. Anchors passed through steel walers projecting from the wall surface, consisting of pairs of rolled-steel sections UPE 300 or UPE 400. Temporary anchors (76 in total) with extended life length and provided with protection against stray currents, were designed in compliance with the structural calculation to consist of two, three or six strands, to be pre-tensioned, 10.0 to 17.0m long, using Lp 15,7 mm (St 1570/1770 MPa) strands. The length of the anchor roots varied from 4.0 to 9.0m.

Stage 2 (expansion blocks D5–D8)

Similarly to the section described above (D1-D4), even here (D5-D8) existed several buildings requiring specialist support. A new structural and technical survey of the Psychosomatic Clinics, building No. 712 (September 2009) revealed a difference in the distance of the proposed diaphragm wall of the cover-and-cut structure from the building compared with the distance determined from archive documents. Taking into consideration the constricted conditions it was not possible to install the originally designed soldier pile wall at this building, therefore this wall was replaced with an anchored wall formed by jet grouted columns, which underpinned the foundations of the building and allowed the excavation to be carried out just at the building foundation face.

The originally designed soldier pile and lagging wall could not be carried out also in the case of building No. 711 because of a change in the design for the sewerage house service, where the cut-and-cover technique was changed to mining, resulting in constriction of the space. In addition, the level of the bottom of the excavation for casting of the roof deck in this location (expansion block D5) reaches significantly under the foundation of this building. Two conditions were taken into consideration when the solution was being sought. No damage to the sewerage service by construction operations was allowed and an access to the main entrance to the building on the Patočkova Street facing side had to be maintained throughout the construction period. It was also decided for the purpose of minimising negative impacts on the building that the building foundation at the main entrance would be underpinned by jet grouted columns.

A steel foot-bridge was designed to provide access to the building after completing the jet grouting (JG) and to be supported on both sides by HEB 120 props with roots embedded in concrete, installed at 1.0m spacing. Because of fears of damaging the sewerage service, this solution was abandoned during the course of the works (October 2010). The steel foot-bridge was eventually placed on 70/12 steel tubes installed at 1.0m spacing, anchored on one side in JG columns and in boreholes with the roots embedded in concrete on the other side of the sewerage house service. On this side, in the direction of the construction trench, these micropiles, combined subsequently with shotcrete, at the same time formed bracing of the excavation for casting of the roof deck.



Obr. 5 Pohled na zajištění stavební jámy v místě objektů č. p. 711 a 712 (Mgr. Kolařík)

Fig. 5 A view of the construction trench support in the location of buildings No. 711 and 712 (Mgr. Kolařík)

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STAVEBNÍ JÁMY SAT 2. B – 3. FÁZE

Jedná se o stavební jámu v prostoru mezi křižovatkou ulic Patočkova – Myslbekova a stavební jámou Myslbekova (stavba č. 9515), zajištěnou po obvodě (na severní a jižní straně) kotvenými pilotovými stěnami, resp. záporovými stěnami. V této stavební jámě budou vybudovány tubusy s klenbovou stropní konstrukcí, realizovanou již klasickou metodou v otevřené stavební jámě.

Kotvení pilot je provedeno přes ocelové typové převázky firmou Zakládání staveb, a. s., pomocí dočasných pramencových kotev s prodlouženou životností a ochranou proti bludným proudům. V místě záporové stěny, kde není dostatek místa a převázky by zasahovaly již do profilu budoucí konstrukce tunelu, budou převázky provedeny jako zapuštěné.

Záporové stěny jsou použity jednak v místech stísněných poměrů vzhledem ke konstrukci přilehlých kanalizačních štol, jednak podél části tunelu realizované technologií MMM, kde paží výkop pro betonáž stropní desky (dilatace D8).

Hloubka této stavební jámy je od 7,3 m (v místě dilatace D8) do 29 m (na hranici s jámou Myslbekova).

Pro zajištění stavební jámy stavby 2. B – 3. fáze bylo použito pažení jižní strany sjízdné rampy do sousední stavební jámy Myslbekova, tvořené pilotovou stěnou a záporovým pažením. Kotvení stěny bylo provedeno přes předsazené ocelové převázky pomocí pramencových dočasných kotev s prodlouženou životností a ochranou proti bludným proudům. Severní strana této sjízdné rampy tvořená rovněž pilotovou a záporovou kotvenou stěnou bude v rámci 3. fáze výstavby odbourána.

Severní stěnu stavební jámy této 3. fáze tvoří 115 pilot a 22 zápor o celkové půdorysné délce 187,1 m. Jižní stěnu o celkové délce 173,73 m tvoří celkem 119 pilot a 7 zápor, z toho 71 pilot bylo provedeno už v rámci zajištění stavební jámy Myslbekova (stavba č. 9515) jako jižní stěna podél sjízdné rampy do jámy.

Osová vzdálenost svislých prvků pažení je 1,30 m. Délka pilot se pohybuje od 12,7 do 30 m. Délka zápor o profilu IPE 450 se pohybuje od 10,4 do 22 m.

Piloty jsou z betonu C30/37 XA2. Průměr pilot severní stěny je 900/780 mm, tj. piloty v horní části pilot mají průměr $D = 900$ mm, ve spodní části pilot $D = 780$ mm. Piloty jižní stěny mají průměr 900 mm. Jako součást armokoše jsou do zhlaví pilot osazeny ocelové záporny z profilu HE 240A v délce 4 m. Z toho 1 m je zabetonován v pilotě a zbylé 3 m tvoří součást pažení, které bude při konečném zasypání jámy po dokončení tunelů odstraněno.

Pilotové a záporové stěny budou kotveny pomocí dočasných předpjatých dvou- až osmipramencových kotev z pramenců Lp 15,7 mm (St 1570/1770 MPa) s prodlouženou životností. Kotvení je prováděno vždy v několika kotevních úrovních. Délka kotev se

The soldier pile and lagging support of the construction trench itself will be installed continually, in coordination with the execution of the JG. The decision was made for time-related purposes that, until the problems of access to gardens adjacent to residential buildings along Nad Octárnou Street above the northern side of the construction trench neighbouring with Patočkova Street were solved, only a part of the construction trench which would make the installation of the southern and central diaphragm wall of the cover-and-cut tunnel possible would be excavated. The northern side of the construction trench has been solved for the time being to have the sides sloped at 1 : 1. The southern side of the construction trench will be stabilised by anchored soldier pile and lagging wall, while a reinforced slope will be on the western side of the construction trench. When approvals of owners of the gardens to entries to their properties are obtained, it will even be possible to stabilise the northern side by the soldier pile and lagging wall, in the same way as in the case of the eastern side, and complete the northern diaphragm wall of the cover-and-cut tunnel. The depth of the construction trench will vary from 5.4 to 7.3m.

In total, 104 soldier piles from steel-rolled sections IPE 300, IPE 400, IPE 450, IPE 500 and I450 will be installed in steps in 0.6m-diameter boreholes with the roots embedded in C 12/15 XO concrete during stage 2 of phase 2. The piles will be installed at 1.5 to 2.0m spacing. The length of the soldier piles has been designed according to the structural calculation to range from 6.6 to 14.6m, with the root lengths varying from 2.0 to 7.5m.

During the course of the construction trench excavation, 120mm thick wood lags will be inserted horizontally behind flanges of the exposed steel-rolled sections. The anchoring will be carried out at levels prescribed by the structural calculation. Anchors will pass through steel walers consisting of pairs of rolled-steel sections UPE 300 or UPE 400. The steel walers at the second anchoring level will be installed flush with the wall surface to make the demolition of guide walls possible, while the design projecting from the wall surface will be used for the remaining levels. The temporary extended-life-length anchors provided with protection against stray currents, which are designed for anchoring of the soldier pile and lagging walls, will be of the two-, three-, four- and six-strand types, prestressed, 10.0 to 18.0m long, using Lp 15,7 mm (St 1570/1770 MPa) strands. The anchor root length is designed to be within the range of 4.0 to 10.0m. In total, 122 anchors will be installed to stabilise the soldier pile and lagging walls bracing this construction trench.

STRUCTURAL SOLUTION FOR THE SAT 2 B – PHASE 3 CONSTRUCTION TRENCH

This is the construction trench in the area between the intersection between Patočkova and Myslbekova Streets and the Myslbekova construction trench (construction lot 9515), which is stabilised on the northern and southern sides of its circumference by anchored pile walls or soldier pile and lagging walls. Tunnel tubes with vaulted roofs will be constructed in this construction trench, using the classical cut-and-cover method.

The piles are anchored through standard-type steel walers supplied by Zakládání Staveb a.s., using temporary stranded anchors with extended length of life and provided with protection against stray currents. The walers will be installed flush with the wall surface in the location where there is the lack of space and the walers would extend into the profile of the future tunnel structure.

Soldier pile and lagging walls are used either in locations where geometrical conditions are constricted with respect to the structure of adjacent sewerage galleries or along the tunnel part to be built using the MMM technique, where they stabilise the excavation for casting of the roof deck (expansion block D8).

The depth of this construction trench varies from 7.3m (at the expansion block D8) to 29.0m (at the border with the Myslbekova construction trench).

The bracing of the southern part of the ramp descending to the adjacent Myslbekova construction trench, consisting of a pile wall



Obr. 6 Pohled na staveniště v Patočkově ulici od východu (Mgr. Kolařík)
Fig. 6 A view of the construction site in Patočkova Street from the east (Mgr. Kolařík)

pohybuje od 9 m (nejkratší) do 26 m (nejdelší), z toho délka kořene je 5 až 10 m.

Po dokončení celé stavební jámy této fáze 3., zajištěné postupně výše uvedeným způsobem, bude po provedení výkopových prací zahájena výstavba hloubených tunelů s klenbovou stropní konstrukcí.

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ HLOUBENÝCH TUNELŮ SAT 2. B – 2. FÁZE

Dispoziční řešení profilu tunelu odpovídá požadavkům ČSN 73 7507 (2006). Průjezdni profil je výšky 4,8 m, šířka jízdních pruhů je 3,5 m, šířka vodících proužků je 0,5 m, návrhová rychlost v této části trasy městského okruhu činí 70 km/h. Maximální podélný sklon v trase tunelů je 2,8 %, minimální směrový poloměr je 208 m (v STT), resp. 212 m (v JTT).

Obecně postup výstavby spočívá v realizaci podzemních konstrukčních monolitických stěn ze zajištěné stavební jámy záporovým kotveným pažením. Potom se na upraveném povrchu dna stavební jámy vybetonuje definitivní nosná konstrukce stropu (uložená na hlavy podzemních stěn). Strop se po zatvrdnutí opět zasype. Na povrchu se pak mohou provést finální úpravy a obnovit provoz. Odtěžení vlastního profilu tubusu se provádí až po dokončení celého úseku těchto tunelů z navazující dokončené MÚK Malovanka.

Oba tubusy mají tři jízdní pruhy. V příčném řezu je tubus tunelu tvořen spodní rozpěrnou železobetonovou deskou tloušťky 800 mm, podzemními stěnami tloušťky 800 mm vetknutými do únosného podlaží a stropní železobetonovou deskou. Téměř v celé délce mají tunely tohoto uspořádání společnou střední stěnu pro jižní i severní tunelovou troubu. Stropní deska působí jako spojitá o dvou polích. Standardní rozpětí stropu je 13,75 m. Stropní konstrukce, podzemní stěny a spodní rozpěrná deska jsou navrženy z betonu třídy C30/37. Tloušťka stropní desky se pohybuje podle výšky záspy v rozmezí 1200–1400 mm, s náběhy 280 mm na délku 5150 mm. Jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy jsou do ní přidána PP vlákna (2 kg PP vláken na 1 m³ s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm).

Podle hydrogeologického průzkumu je zastižena agresivita prostředí odpovídající převážně třídě XA2, pro podzemní stěny a konstrukce pod vozovkou je tak využito třídy XA2 a pro stropní konstrukce XF2.

Celá konstrukce je navržena bez membránové izolace z vodonepropustného betonu s dotěšňovacími prvky do pracovních a dilatačních spár konstrukce ostění tunelu. Celá konstrukce tunelu je navržena z monolitického železobetonu s ocelovou vázanou výztuží třídy B500A (B500B), do podzemních stěn jsou využity armokoše. Krytí výztuže betonem je u vnitřního a vnějšího líce 50 mm, resp. 100 mm u stěn.

and a soldier pile and lagging wall, was used for the stabilisation of the construction trench for SAT 2 B phase 3. The wall anchoring was carried out through steel walers projecting from the surface, using temporary stranded anchors with extended life length and provided with protection against stray currents. The southern side of the descending ramp, which is also formed by a pile wall and a soldier pile and lagging wall, will be demolished within the framework of phase 3 of the construction.

The northern wall, stabilising the construction trench for this phase 3, consists of 115 piles and 22 soldier piles, giving the total ground plan length of 187.1m. The 173.73m long southern wall consists of 119 piles and 7 soldier piles; of this number, 71 piles were installed within the framework of supporting the Myslbekova construction trench (construction lot 9515), forming the southern wall along the ramp descending to the trench.

Vertical elements of the excavation support are spaced at 1.30m. The length of the piles varies from 12.7 to 30.0m. The length of the IPE 450 soldier piles varies from 10.4 to 22.0m.

The bored piles are in C30/37 XA2 concrete. The diameter of piles forming the northern wall is 900/780mm, which means a diameter $D = 900\text{mm}$ in the upper section of the pile and diameter $D = 780\text{mm}$ in the lower section. The piles forming the southern wall are 900mm in diameter. Steel soldier piles from 4m long HE 240 A rolled section are inserted into the heads of the piles as parts of reinforcement cages. Of this length, 1m is embedded in the concrete pile and remaining 3m form a part of the bracing system which will be removed when the construction trench is being backfilled after the completion of the tunnels.

The pile walls and soldier pile and lagging walls will be anchored by means of temporary, pre-stressed, two- up to eight-strand anchors, using Lp 15.7 mm (St 1570/1770 MPa) strands with extended length of life, provided with protection against stray currents. Anchoring is carried out at several tiers. The lengths of anchors vary from 9.0m (shortest) to 26.0m (longest); of this length the length of the roots ranges from 5.0 to 10.0m.

When the entire construction trench for phase 3 excavation and the support system described above are completed, the construction of the cut-and-cover tunnels with vaulted roof will start (ŠPINKA, 2010).

STRUCTURAL SOLUTION FOR THE SAT 2 B – PHASE 2 COVER-AND-CUT TUNNELS

The tunnel cross-section design complies with requirements of ČSN 73 7507 (2006) standard. The clearance profile is 4.8m high, the traffic lanes are 3.5m wide, the width of edge lines is 0.5m, design speed for this part of the City Ring Road is 70km/h. The maximum longitudinal gradient on the tunnel route is 2.8%, the minimum horizontal curve radius is 208m (in the NTT) or 212m (in the STT).

In general, the construction process comprises the implementation of structural cast-in-situ diaphragm walls with the excavation trench sides supported by soldier pile and lagging walls. Then the definite concrete roof deck is cast on the levelled bottom of the construction trench, (resting on the heads of the diaphragm walls). After hardening the roof deck is again backfilled. Subsequently surface finishes can be carried out and traffic reinstated. The excavation inside the tunnel tubes is performed from the adjacent completed Malovanka GSI when the entire section of these tunnels has been completed.

There are three traffic lanes in each tunnel tube. In the cross section, the tunnel tube is formed by an 800mm-thick bottom bracing slab, 800mm-thick diaphragm walls keyed in the competent sub-base and a reinforced concrete roof deck. A central wall common for the southern and northern tunnel tubes runs nearly throughout the length of the tunnels with this cross-section design. The roof deck acts as a continuous 3-span structure. The standard roof deck span is 13.75m. The roof deck, diaphragm walls and bottom bracing slab structures are designed in C30/37 concrete. The roof deck thickness



Obr. 7 Odtěžování v JTT pod ochranou stropu a podzemních stěn – dilatace D1 (Mgr. Kolařík)

Fig. 7 STT excavation under the protection of the roof deck and diaphragm walls – expansion block D1 (Mgr. Kolařík)

Spodní rozpěrná deska a stropní deska jsou betonovány bez bednicích prvků na podkladním betonu C16/20 XO se šterkopískovým podsypem. U stropní desky je na podkladní beton před betonáží uložena separační vrstva tvořená PE fólií 100 g/m² s nakaširovanou geotextilií 300 g/m². V případě spodní desky je na podkladní beton uložena separační pískovaná lepenka, která plní funkci kluzné vrstvy.

Hloubené tunely jsou rozděleny do samostatně působících dilatačních celků délky cca 31 až 39 m. Délky úseků odpovídají charakteru podloží, postupu výstavby (systém lamelizace podzemních stěn), tvaru konstrukce a velikosti zatížení.

Spodní rozpěrná deska je betonována po odtěžení profilu tunelu. Propojení desky s podzemní stěnou je vytvořeno vyfrézováním dvou podélných drážek do stěn 150x75 mm a vlepáním smykové výztuže R20 do vrtů. Celý vnitřní líc stěn, jejichž svislá odchylka nesmí přesáhnout 1,5 %, bude po odtěžení srovnán plošným ofrézováním o cca 50 mm a opatřen zpětným nástřikem betonu jako podklad pro keramický obklad.

V dilataci D4 je umístěna tunelová propojka T.P. Č. 1.1. (B1), to má za následek atypické řešení stěn, stropů i dna (SOS výklenky, příčná propojovací chodba, místnosti rozveden).

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ HLOUBENÝCH TUNELŮ SAT 2. B – 3. FÁZE

Dispoziční řešení profilu tunelu rovněž odpovídá požadavkům ČSN 73 7507 (2006). Průjezdni profil je výšky 4,8 m, šířka jízdních pruhů je 3,5 m, šířka vozíkových proužků je 0,5 m, návrhová rychlost i v této části trasy městského okruhu činí 70 km/h. Maximální podélný sklon v trase tunelů je zde 5 %, minimální směrový poloměr je 850 m (v STT), resp. 550 m (v JTT).

Jedná se o konstrukci klasických hloubených klenbových tunelů, tvořených dvěma tubusy (JTT a STT), budovaných do otevřené zajištěné stavební jámy. Klenbová konstrukce byla navržena z důvodu značné mocnosti nadloží nad tunelem, která činí místy až cca 16 m. Tvar klenby je symetrický k ose tunelu.

Konstrukce hloubených tunelů (ostění) navržena z betonu třídy C 30/37 sestává v příčném řezu z desky dna technické chodby tloušťky 600 mm, stěnami technické chodby tloušťky 600 mm, základové desky tloušťky 1000 mm, stěnami tunelu tloušťky 1000 mm a klenby, která má v místě třípruhu tloušťku 900 mm s poloměrem klenby 7840 mm a v místě nouzového zálivu tloušťku 1000 mm s poloměrem klenby 9840 mm. Všechny konstrukce jsou navrženy jako železobetonové, které budou realizované jako monolitické betonované do systémového bednění.

varies from 1,200 to 1,400mm, depending on the height of the back-fill. Thickening of the roof deck by 280mm is designed for the lengths of 5,150mm on the sides. PP fibres (6mm long, 0.018mm in diameter, 2kg per 1m³ of concrete mix) are added to provide protection against the loss of load-bearing capacity of the structure or bursting and spalling of exposed concrete during a fire. According to the hydrogeological survey results, the corrosivity of the environment encountered corresponds mostly to exposure class XA2, therefore exposure class XA2 is designed for the diaphragm walls and structures under the roadway, whilst class XF2 is required for the roof deck structures.

The tunnels are designed to be without a membrane-based waterproofing system, using water-retaining concrete and sealing elements for construction and expansion joints in the tunnel lining structures. The entire tunnel structure is designed in cast-in-situ reinforced concrete with B500A (B500B) tie-up reinforcement, steel grade B500A (B500B); reinforcement cages are used for the diaphragm walls. Concrete cover of 50mm is designed for the internal and external surfaces (100mm for diaphragm walls).

The bottom bracing slab and roof deck are cast without the need for formwork, on C16/20 XO blinding concrete with a gravel-sand sub-base. A separation layer formed by a 100 g/m² PE membrane with 300 g/m² geotextile spread on it is placed on blind concrete before casting of the roof deck. As far as the bottom bracing slab is concerned, sanded felt is placed on blinding concrete, fulfilling the function of a separation and sliding layer.

The cover-and-cut tunnels are divided into about 31 to 39m long, independently acting expansion blocks. The lengths of the blocks correspond to the character of the sub-base, the construction procedure (the system of dividing diaphragm walls into lamellas), the geometry of the structure and magnitude of the loads.

The bottom bracing concrete slab is cast after the complete tunnel cross-section excavation has been completed. The connection between the slab and the diaphragm wall is carried out by milling two 150x75mm longitudinal grooves into the walls and gluing R20 shear reinforcement bars into drillholes. The entire inner surface of the walls (the allowable deflection of the vertical not exceeding 1.5%) will be evened up by milling it back to the depth about 50mm, and a new shotcrete layer will be applied to it to provide a base for ceramic cladding.

Cross passage No. 1.1. (B1) is located in expansion block D4. As a result, an atypical design for walls, roof decks and bottom slab is necessary (SOS niches, the cross passage, distribution sub-station rooms).

STRUCTURAL SOLUTION FOR THE SAT 2 B – PHASE 3 CUT-AND-COVER TUNNELS

The tunnel cross-section design also complies with requirements of ČSN 73 7507 (2006) standard. The clearance profile is 4.8m high, the traffic lanes are 3.5m, the width of edge lines is 0.5m; the design speed for this part of the City Ring Road is also 70km/h. The maximum longitudinal gradient on the tunnel route is 5% in this section; the minimum horizontal curve radius is 850m (in the NTT) or 550m (in the STT).

The tunnel tubes (STT and NTT) are classical vaulted cut-and-cover structures, built in open construction trenches with stabilised sides. The vaulted design was proposed taking into consideration the significant height of the tunnel overburden, reaching locally up to 16m. The vault is symmetric with respect to the tunnel centre line.

The structure of the cut-and-cover tunnels (the lining) is designed in C 30/37 concrete. It consists, in the cross section, of a 600mm thick slab forming the bottom of the service gallery, 600mm thick walls of the service gallery, 1,000mm thick foundation slab, 1000mm thick tunnel walls and the vault, which is 900mm thick and the radius of which is 9840mm in the triple-lane tunnel section. All of the structures are designed to be in cast-in-situ reinforced concrete, cast using a formwork system.

Hloubené tunely jsou rozděleny do samostatně působících dilatačních celků délky cca 36 m. Délky úseků odpovídají charakteru podloží, postupu výstavby, tvaru konstrukce a velikosti zatížení.

Základová deska bude betonována vždy na celou délku dilatace bez příčných pracovních spár. Klenba tunelu (STT, JTT) bude betonována po pracovních sekcích délky cca 12 m.

Oba tubusy mají v celé délce tři jízdní pruhy. Každý tubus má celkovou vnitřní šířku 13,9 m. Na východním konci stavby v délce 40 m je navrženo v obou tunelových troubách rozšíření pruhu o nouzový záliv. V tomto místě má tubus vnitřní šířku 17,4 m.

Na styku se stavbou č. 9515 Myslbekova – Prašný most je umístěna tunelová propojka T.P. Č. 1.2. (B2), což má za následek atypické řešení stěn, stropů i dna (SOS výklenky, příčná propojovací chodba). V úrovni komunikací je řešena jako průjezdná.

Celá konstrukce tunelu je navržena z monolitického železobetonu s ocelovou volnou a vázanou výztuží třídy B500A (B500B) nosnou v příčném směru, v podélném směru doplněnou výztuží rozdělovací. Krytí výztuže betonem je u vnitřního a vnějšího líce 50 mm.

Spodní deska technické chodby je betonována bez bednicích prvků na separační pískované lepence, uložené na podkladním betonu C16/20 XO se šterkopískovým podsypem.

Jako ochrana konstrukce tunelu proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy, jsou do ní rovněž přidána PP vlákna (2 kg PP vláken na 1 m³ s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm).

Pro hloubené tunely ve 3. fázi SAT 2. B je navržen uzavřený hydroizolační systém.

ZÁVĚR

Při návrhu a budování čelně odtěžovaných tunelů včetně klasických hloubených klenbových tunelů, budovaných do otevřené zajištěné stavební jámy, je využíváno nejen zkušeností z výstavby navazujícího tunelového komplexu Blanka, ale hloubených tunelů v ČR vůbec.

Z uvedeného textu vyplývá, že dochází k časovému spojení jednotlivých činností a fází výstavby, protože v dnešní době je na generálního dodavatele staveb vyvíjen velký tlak na zkracování celkové doby výstavby a také na minimalizování doby významných dopravních omezení. Ačkoli dochází k paradoxní situaci, kdy investorská příprava vlastní stavby trvá mnohem déle než vlastní výstavba, je zhotovitel kromě toho nucen hledat opatření k dalšímu urychlování výstavby SAT 2. B, která oproti původnímu předpokladu začala přibližně o 8 měsíců později, než se předpokládalo. Tyto okolnosti kromě toho komplikuje časové spojení výstavby další části MO – stavby č. 9515 Myslbekova – Prašný most. Prakticky jediným možným systémovým řešením na této stavbě tak bylo časové spojení jednotlivých činností a fází výstavby, a tím její celkové urychlení.

ING. OTA ŠPINKA, Ph.D., ota.spinka@pudis.cz,
MGR. MIROSLAV KOLÁŘÍK, miroslav.kolarik@pudis.cz,
PUDIS, a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Karel Vojtasík, Ph.D.

The cut-and-cover tunnels are divided into about 36m long, independently behaving expansion blocks. The lengths of the blocks correspond to the character of the base, the construction process, the shape of the structure and the magnitude of loads.

The concrete foundation slab will be cast throughout the expansion block length without transverse construction joints. The tunnel vault (NTT, STT) will be cast in about 12m long working sections.

There are three traffic lanes in each of the two tunnel tubes running throughout their lengths. The inner width of each tube is 13.9m. A 40m long emergency parking bay enlarging the roadway width, with an escape staircase, is designed for each of the tunnel tubes at the eastern end of the construction section. The tunnel tube inner width amounts to 17.4m in this location.

Cross passage No. 12 (B2) is located at the contact with construction lot 9515 Myslbekova – Prašný Most. Because of this fact an atypical design for walls, roof and bottom is necessary (SOS niches, a cross passage). It is designed as passable for vehicles at the roadway level and passable for pedestrians at the level of service galleries.

The entire structure has been designed in cast-in-situ concrete with tied-up transverse reinforcing bars, steel grade B500A (B500B), complemented in the longitudinal direction by distribution bars. Concrete cover of 50mm is designed for both the inner and outer surface.

The bottom slab of the service gallery is cast without using formwork. Concrete is placed on sanded felt laid on a C16/20 XO blinding concrete layer, fulfilling the function of a separation and sliding layer having a gravel-sand bed underneath.

PP fibres (6mm long, 0.018mm in diameter, 2kg per 1m³ of concrete mix) are also added to provide protection against the loss of load-bearing capacity of the structure or bursting and spalling of exposed concrete during a fire.

A closed waterproofing system is designed for the SAT 2 B Phase 3 cut-and-cover tunnels.

CONCLUSION

When cover-and-cut or vaulted cut-and-cover tunnels constructed in open construction trenches are being designed and constructed, we use not only experience from the neighbouring Blanka complex of tunnels but also experience obtained during the construction of cut-and-cover and cover-and-cut tunnels in general.

It follows from the text above that individual construction activities and phases are joined in terms of time because today the general contractor is under great pressure to reduce the overall construction time and to minimise duration of significant traffic restrictions. Despite the fact that a paradoxical situation has developed where the project engineering phase is much longer than the construction time itself, the contractor is forced to seek measures to further accelerate the construction of the SAT 2 B, which started approximately by 8 months later than originally expected. These circumstances are in addition complicated by the addition of another part of the City Ring Road, construction lot 9515 Myslbekova-Prašný Most to the time table. The practically only solution for this construction to be accelerated therefore was connecting individual activities and construction phases together.

ING. OTA ŠPINKA, Ph.D., ota.spinka@pudis.cz,
MGR. MIROSLAV KOLÁŘÍK, miroslav.kolarik@pudis.cz,
PUDIS, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- PODRÁSKÝ, Z., et al. (2010) SAT 2A – cut and cover tunnels. Proceedings 11th International conference underground construction Prague 2010. Prague and City tunnels, Prague, 14th–16th June 2010. Prague : CzTA ITA-AITES, 2010, s. 340–343, ISBN 978-80-254-7054-1.
- ŠOUREK, P., et al. (2010) Čelně odtěžované tunely na stavbě tunelového komplexu Blanka. *Tunel*, 2010, ročník 19, číslo 2, s. 42–54. Dostupný také z WWW: <http://www.ita-aites.cz/files/tunel/komplet/tunel_2_10.pdf>. ISSN 1211-0728.
- ŠPINKA, O. (2010) Strahovský automobilový tunel (SAT 2. B), stavba č. 0065 – Hloubený tunel MO. *Zakládání staveb*, 2010, ročník 22, číslo 3, s. 22–27. ISSN 1212-1711.

SILNIČNÍ TUNEL BOSRUCK – NÁVRH TUNELU V BOBTNAVÝCH HORNINÁCH

BOSRUCK ROAD TUNNEL, AUSTRIA – DESIGN APPROACH FOR SWELLING / SQUEEZING ROCK CONDITIONS

FILIP JIŘIČNÝ, THOMAS MARCHER

Silniční tunel Bosruck s obousměrným provozem v jedné tunelové troubě tvoří překážku plynulému provozu na dálnici A 9 v Rakousku. V prosinci 2009 byly zahájeny práce na výstavbě druhé trouby tunelu s cílem odstranit toto omezení na významné severo-j jižní pan-evropské komunikaci a umožnit sanaci první tunelové trouby.

Druhá trouba silničního tunelu je již čtvrtým tunelem, který je ražen pod masivem Grosse Bosruck ve více než stoleté historii tunelování pod tímto horským masivem.

Jako první byl v letech 1901 až 1906 vyražen jednokolejný železniční tunel o délce 4766 m. V letech 1978 až 1980 byla vyražena odvodňovací a větrací štola silničního tunelu, následovaná ražbou první trouby 5500 m dlouhého silničního tunelu dokončeného v roce 1983.

Již brzy po uvedení první tunelové trouby do provozu se začala objevovat významná poškození. Udržení tunelu v provozu bylo možné pouze za pomoci nákladných, takřka nepřetržitě prováděných sanačních opatření. Celková sanace první tunelové trouby bude provedena po dokončení druhé tunelové trouby.

Dlouhodobé chování horninového masivu, ve kterém jsou tunely raženy, bylo analyzováno na základě výsledků měření získaných v průběhu ražby a provozu první tunelové trouby. Tento článek se zabývá analýzou vývoje vlastností horninového masivu v čase a použitím těchto znalostí pro návrh druhé trouby silničního tunelu.

1 ÚVOD

Dne 4. 12. 2009 (na svatou Barboru) bylo dokončeno předání staveniště mezi investorem – firmou ASFINAG a konsorciem zhotovitelů – firmami Bemo Tunneling a Alpine Bau a byly započaty práce na výstavbě druhé tunelové trouby silničního tunelu.

Klíčovými prvky vylepšení dálnice A 9 v tomto úseku jsou výstavba nové (druhé) tunelové trouby silničního tunelu Bosruck spolu s jedenácti tunelovými propojkami mezi stávající a nově budovanou troubou a celková sanace stávající (první) tunelové trouby.

Po dokončení druhé tunelové trouby do ní bude převeden obousměrný provoz a první tunelová trouba bude sanována. Sanace první tunelové trouby bude zahrnovat výměnu mezistropu, opravu tunelové drenáže a kabelových kanálů. Více informací nalezne čtenář v [18 a 19].

2 HISTORIE TUNELOVÁNÍ POD MASIVEM BOSRUCK

V průběhu ražby železničního tunelu (obr. 1) v letech 1901 až 1906 docházelo k prudkým průvalům vody v množstvích až 1100 l/s do tunelu. Výbuch metanu po jednom z takovýchto průvalů zabil 14 razičů.

V průběhu ražby první tunelové trouby v Haselgebirge bylo chování horninového masivu stabilní, proto bylo prováděno pouze lehké zajištění výrubu. Jelikož deformace výrubu v blízkosti čelby byly zanedbatelné, byl považován tento postup za správný. Přibližně měsíc po průchodu ražby poruchovou

Today, the two-way traffic scheme of the single-tube Bosruck road tunnel represents a bottleneck on the A9 Pyhrn motorway. In December 2009, the construction works for the 2nd tube of the Bosruck road tunnel were launched to remove this constraint on this important north-south transport route and to enable a general rehabilitation of the 1st tube.

The 2nd tube of the Bosruck road tunnel is the fourth tunnel that is being constructed during the more than 100-year-long history of tunnelling at the Grosse Bosruck.

The first tunnel to be built was the 4,766 m long single-track railway tunnel between 1901 and 1906, the second the ventilation and drainage adit for the road tunnel between 1978 and 1980, and the third the approx. 5,500 m long, two-way traffic road tunnel between 1980 and 1983.

Soon after commissioning, substantial damages became apparent in the 1st tube of the road tunnel. It was only possible to maintain operation by means of continuous costly rehabilitation measures. Once the construction of the 2nd tube of the road tunnel will be completed, a general rehabilitation of the 1st tube will be carried out.

The observations made during construction and operation of the 1st tube were used to analyse the long-term behaviour of the rock mass surrounding the 1st tube. The analysis of the long-term behaviour of the rock mass and the implementation of the insights gained in the design of the 2nd tube shall be the subject of this paper.

1 INTRODUCTION

On December 4th, 2009 (Saint Barbara's Day), the investor, ASFINAG, handed the construction site over to the contractor, a joint venture of Bemo Tunnelling and Alpine Bau, and the construction works on the 2nd tube began.

The main part of the A9 motorway upgrade project comprises the construction of the new western (2nd) tube (l= 5,425 m) of the Bosruck road tunnel, the construction of eleven cross-passages and the general rehabilitation of the existing (1st) tube.

Once the works on the 2nd tube are finished, the traffic will be transferred to the new 2nd tube and the general rehabilitation of the 1st tube will be started. The general rehabilitation of the 1st tube includes the renewal of the intermediate ceiling, the tunnel drain, the roadway and the cable conduits. For details the reader is referred to [18, 19].

2 HISTORY OF TUNNELLING UNDER THE BOSRUCK

Several serious water inrush incidents with up to 1,100 l/s were experienced during the construction of the rail tunnel between 1901 and 1906, (see Figure 1). A methane explosion after a water inrush cost 14 miners their lives.



Obr. 1 Výstavba železničního tunelu 1901–1905, náhlý příval vody (vlevo), prorážka tunelu (uprostřed), severní portál (vpravo)
 Fig. 1 Construction of Rail Tunnel 1901–1905, Violent Water Inrush (Left), Breakthrough (Centre), Northern Portal (Right)

zónou v Haselgebirge (zhruba staničení TM 550 až TM 650) začalo v tomto úseku docházet k odprýskávání stříkaného betonu. Následný nárůst konvergencí nebylo možné zastavit ani za cenu zesilování výztuže tunelu. Po zabudování definitivního ostění tunelu nebylo měření deformací prováděno až do roku 1994. Od roku 1994 musí být prováděny průběžné sanační práce (zajištění opěr lanovými kotvami a další zásahy). Spolu se sanačními pracemi bylo zahájeno měření deformací.

3 GEOLOGIE

Tunel Bosruck se nachází na jižním okraji severního alpského vápencového masivu (Oberostalpin). Pohoří Bosruck sestává zejména z vápencových hornin Triasu, tvořících příkrov, který spolu s bazální zónou překrývá jílovité břidlice (Werfener Schiefer) a křemence (obr. 2). Vápencové horniny příkrovu jsou tvořeny masivními, lavicovými až vrstevnatými vápenci a dolomity. Bazální zóna je tvořena převážně Haselgebirge s intruzemi jílovitých břidlic (Werfener Schiefer), anhydritů, slínovců a vápenců. Na jihu navazuje Admonter zóna tvořená převážně Werfener souvrstvím (pískovce, jílovce, prachovce a kvarzity). Více informací nalezne čtenář v [2].

4 DOTLAČOVÁNÍ HORNIN

4.1 Terminologie

V předkládaném článku rozumíme bobtnáním hornin časově závislou změnu objemu sledované horniny způsobenou fyzikální anebo chemickou reakcí horniny s vodou. V tomto duchu můžeme rozlišovat mezi změnou objemu jílových minerálů (fyzikální proces) a zvětšením objemu při přeměně anhydritu na sádrovec (chemická reakce).

Procesy dotlačování a bobtnání hornin jsou často vzájemně propojeny a je velmi obtížné výsledky jednotlivých procesů mezi sebou rozlišit.

Všechny tyto časově závislé procesy jsou vyvolávány fyzikálně-chemickou aktivitou spojenou s přísunem vody a změnou pole napětí. Dotlačováním horniny je myšleno její tečení ve směru gradientu napětí. Pro tečení/dotlačování je charakteristický vývoj deformací v čase a postupný nárůst zatížení (např. na tunelové ostění), který může trvat i desetiletí.

4.2 Mechanismy bobtnání anhydritu a jílovitých hornin

Bobtnání bývá pozorováno při ražbě tunelů v jílovitých horninách, slínovcích a horninách obsahujících anhydrit. Při ražbě tunelu v „čistém“ anhydritu nebývají nárůsty objemu příliš významné. Tento fakt je vysvětlován vytvořením relativně tenké a takřka nepropustné vrstvy sádrovce okolo zdroje vody. Je-li

Only light support was installed during the construction of the 1st tube as no signs of instability were observed. As hardly any deformations were measured during and immediately after excavation of the top heading, the light support seemed justified. About a month later, shotcrete spalling occurred at the fault zone of the Haselgebirge formation (from approx. TM 550 to approx. TM 650). It was impossible to stop the tunnel convergence that had continued, despite efforts to strengthen the primary lining. After the final lining had been installed, no further deformation measurement were made until 1994, but then the occurrence of damages, including invert heave and concrete damages of the final lining, called for the performance of repair works.[3].

3 GEOLOGY

The Bosruck tunnel lies at the southern edge of the Northern Limestone Alps (Oberostalpin). Geologically, the Bosruck mountain range, which mostly consists of Triassic carbonate rocks, forms a nappe outlier with a basal zone, which overlies the Werfen series and quartzites. The carbonate range of the Bosruck consists of massive and bedded to thinly bedded limestones and dolomites. The basal shale zones are mostly formed of Haselgebirge formation with inclusions of Werfen slate, dolomite-anhydrite, marl and limestone. To the south lies the Admont zone, which mostly consists of Werfen beds (sandstones, claystones, siltstones, quartzites). (Figure 2). For details the reader is referred to [2].

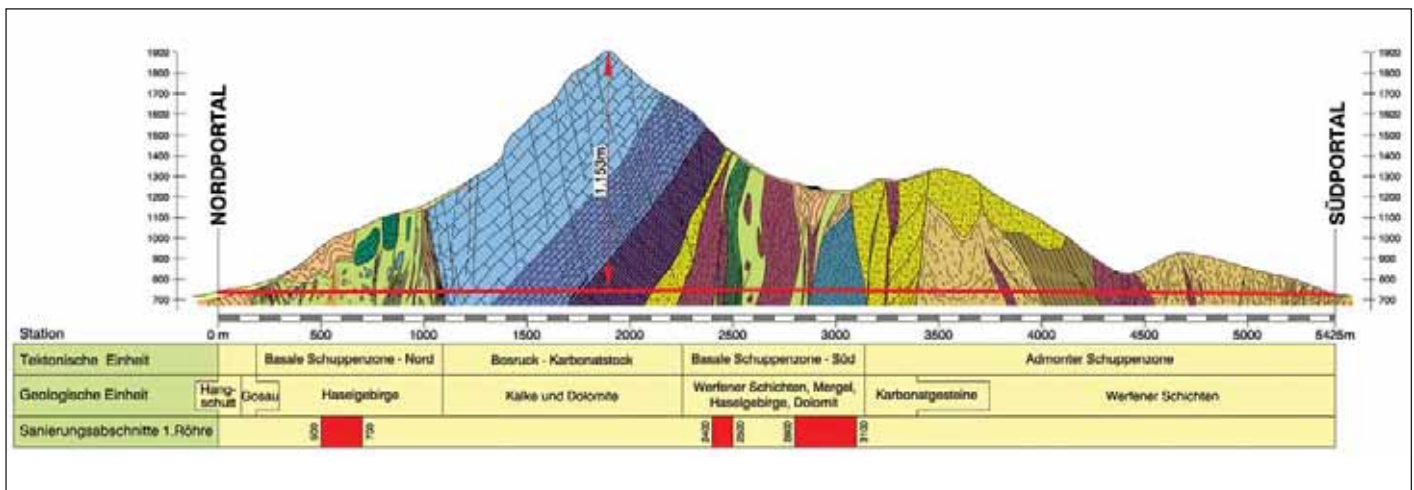
4 SWELLING / SQUEEZING ROCK CONDITIONS

4.1 Terminology

In the present paper, “swelling of rock” is considered as a time-dependent volume increase due to a physico- (and/or) chemical reaction of rock with water. Furthermore, swelling mechanisms have to be separated into swelling of argillaceous clay shales / marls and swelling of anhydritic rock formations.

The processes of “squeezing” and “swelling” are often interrelated, and the individual effects of each process are difficult to distinguish.

The phenomenon of these mechanisms concerns time-dependent strains that are caused by a combination of physico-chemical activity with water ingress and stress changes (stress release). Creep causes ground squeezing in direction of the stress gradient. It is characterized by a time-dependent ground movement and increasing rock load over years or decades.



Obr. 2 Podélný geologický řez

Fig. 2 Geological Longitudinal Section

anhydrit obsažen v jílovitých břidlicích, dochází k interakci chemické přeměny anhydritu na sádrovec s fyzikálním procesem bobtnání jílu, detaily Steiner [4].

Za přítomnosti vody, která se do horninového masivu může dostat v důsledku ražby tunelu, dochází k chemické přeměně anhydritu na sádrovec. Tato přeměna je doprovázena nárůstem objemu horniny (teoreticky až o 60 %). K přeměně může docházet po celém obvodu tunelu, nicméně k ní většinou dochází pouze ve dně tunelu, kde se vyskytuje voda z ražby tunelu.

Bobtnání jílovitých hornin je proces vázání molekul vody na krystalickou mřížku jílovitých minerálů. K tomuto procesu může v horninovém masivu dojít, jsou-li splněny dvě následující podmínky: Došlo k redukci napětí v masivu v důsledku ražby a zároveň došlo k redukci koncentrace chloridů v důsledku přítomnosti čerstvé vody (Kirsch a kol. [5]).

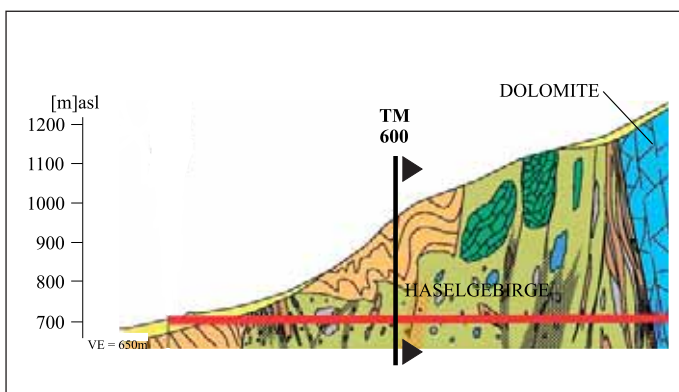
Návrh tunelu v bobtnavých horninách je vždy výzvou, jelikož předpověď reakce horniny na ražbu a následného zatížení tunelu je obtížná, a to i navzdory významnému posunu v testování a charakterizování bobtnavých hornin (např. ISRM 1994 [6]).

V průběhu návrhu druhé tunelové trouby bylo provedeno velké množství laboratorních testů včetně „bobtnacích“ testů. Odvození bobtnacích tlaků na ostění tunelu na základě laboratorních testů je obtížné, jelikož do hry vstupují faktory jako „size-efekt“, relativní tuhost systému tunelového ostění – horninový masiv, napětí v masivu a další.

4.3 Metody pro zkoušení a teoretické modely

ISRM [6] uvádí následující metody jako použitelné pro modelování bobtnání hornin:

- Časově nezávislé modely



Obr. 3 Poloha reprezentativního řezu ve staničení TM 600

Fig. 3 Location of the Representative Tunnel Section TM 600

4.2 Swelling of anhydritic and argillaceous rock

Swelling phenomena are experienced when tunnelling through argillaceous shale, marls and anhydrites' shale. Tunnelling through pure anhydrite rock results in minor swelling effects. It is sometimes argued that due to the transformation into gypsum, the surface of pure anhydrite forms a protective coating (see Steiner [4]). In shale / anhydrite mixtures, an interaction of the chemical process of gypsum-anhydrite transformation with the physical process of clay swelling occurs, which is in detail described by Steiner [4].

The swelling reaction of anhydrite shale is a well known problem in tunnelling. Anhydrite reacts with water introduced through the excavation works and results in a conversion of mineral into gypsum accompanied by an increase in volume. Such swelling phenomena can appear around the whole excavation perimeter, although they are often limited to the invert area.

It is assumed that swelling occurs in the argillaceous shale formations as a physico-chemical reaction, if faced with both, a stress relief and a reduction in the chloride concentration due to water adsorption (osmotic swelling). Chloride ion diffusion is assumed to be the mechanism responsible for a reduction in the chloride concentration (see e.g. Kirsch et al. [5]).

Generally, the design of tunnels in swelling ground is challenging as the geomechanical characterisation predicting the reaction of the ground to tunnel excavation is difficult; yet significant efforts have been made both in testing and in characterising swelling ground conditions (e.g. ISRM 1994 [6]).

A large number of laboratory tests to describe ground properties including swelling were performed. The derivation of a meaningful swelling pressure to be applied to the tunnel lining based on laboratory tests largely depends on the size effect, on the stiffness ratio of tunnel lining to surrounding ground, on the in-situ stress and on the prevailing water conditions. Hence, swelling load conditions are difficult to determine.

4.3 Existing test methods and theoretical models

ISRM [6] classifies various models which can be applied to argillaceous swelling rock:

- time-independent models
- rheological models
- coupled (two-phase) models.

High level constitutive laws have been developed to account

- Reologické modely
- Spojené dvofázové modely.

K dispozici jsou sofistikované konstitutivní modely pro modelování bobtnání hornin založené na mechanice kontinua [7, 8, 9, 10], avšak stanovení klíčových parametrů pro tyto modely je velmi obtížné. Proto je v tomto příspěvku předveden inženýrský přístup založený na zpětné analýze dat monitoringu z průběhu výstavby a provozu první tunelové trouby.

5 METODIKA A VÝSLEDKY NÁVRHU TUNELU

5.1 Postup návrhu

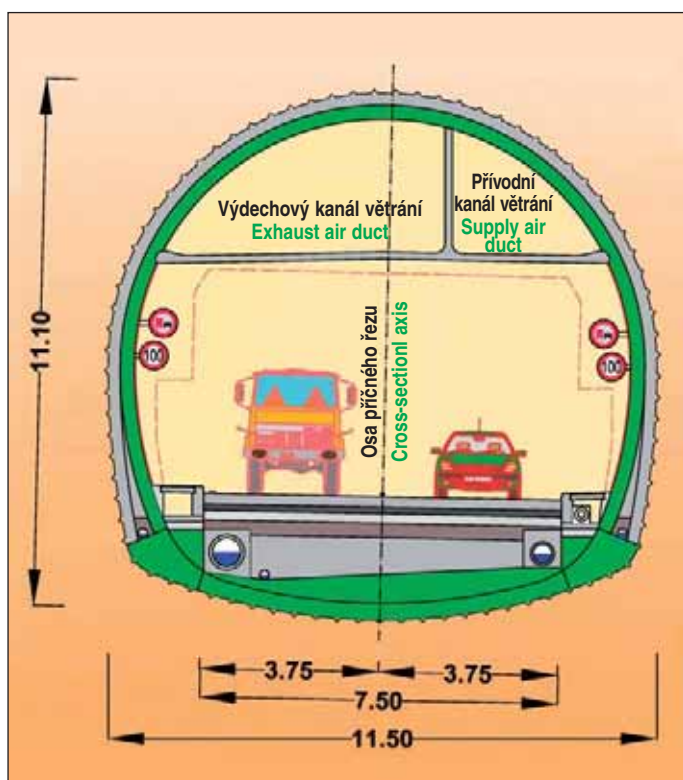
Návrh příčného řezu tunelu byl proveden ve dvou krocích. V prvním kroku byly analyzovány výsledky měření. Pro zpětnou analýzu byl použit charakteristický příčný řez první tunelovou troubou ve staničení TM 600 (obr. 3). Na základě dostupných dat byly vypracovány dílčí scénáře chování horninového masivu, které by mohly vést k vývoji deformací v čase, tak jak byly zjištěny měřeními. Pomocí různých kombinací jednotlivých zatížení byl identifikován vzorec chování, jehož výsledky nejlépe odpovídaly měřeným deformacím. Zvolený vzorec chování horninového masivu byl následně použit pro návrh druhé trouby silničního tunelu Bosruck.

Geotechnický model pro návrh druhé trouby silničního tunelu byly vypracovány v druhém kroku na základě výsledků zpětné analýzy chování první tunelové trouby.

5.2 Numerický model pro zpětnou analýzu první tunelové trouby

Pro výpočty byl použit reprezentativní řez ve staničení TM 600 (též měřicí profil). Příčný řez s mělkou protiklenbou má výšku zhruba 11 m a šířku zhruba 11 m (obr. 4). Plocha výrubu je přibližně 120 m².

Primární zajištění tunelu je tvořeno stříkaným betonem o tloušťce 8–13 cm a svorníky. Definitivní betonové ostění má tloušťku 36–112 cm. Izolace tunelu je tvořena svařovanou



Obr. 4 Příčný řez první tunelovou troubou v TM 600
Fig. 4 Tunnel Geometry, Bosruck Road Tunnel (Existing Tube)

for the phenomenon of swelling adopting the continuum mechanical models [7, 8, 9, 10]. Due to difficulties in identifying key parameters for such swelling laws, the present paper focuses on an engineering approach predicting the swelling pressure by back-analysis of data monitored during construction of the 1st tube.

5 CALCULATION METHODOLOGY AND DESIGN RESULTS

5.1 Methodology

In a first step, a back-analysis was performed for a typical cross-section of the 1st tube of the road tunnel in the Haselgebirge formation at TM 600 (see Figure 3). Using the geological and geotechnical findings available at the time, different geomechanical scenarios which might have caused the long-term deformations were identified. By varying the load combinations, the scenario which best fits the observation was identified. The back-analysis results directly affected the design of the 2nd tube of the road tunnel.

The geotechnical model used for the design of the 2nd tube of the road tunnel was developed in a second step based on the findings of the back-analysis of the 1st tube.

5.2 Back-analysis of the 1st tube

A representative section at TM 600 in the Haselgebirge formation was used (see Figure 3). The tunnel cross-section with a flat invert arch as shown in Figure 3 has a height of approx. 11 m and a width of approx. 11 m. The excavation area comes to approx. 120 m².

Initial support was provided by a shotcrete primary lining of 8 to 30 cm thickness and by rock anchors. The in-situ cast final lining has a thickness of 36 to 112 cm. A waterproofing system was placed on the interface between the initial and the final lining. The waterproofing system consists of a sheet membrane and a protective geotextile fleece attached to the shotcrete surface.

The actual thickness of the initial and the final lining is not known. Therefore, mean values of the above ranges were used for the back-analysis.

The road tunnel system was designed as twin tube system with an exploration adit (subsequently used for drainage and ventilation) running between the traffic tunnels over the entire length of the tunnels. The adit as well as the 1st tube were constructed using the NATM. The adit (with an open invert) was advanced with full-face excavation. The top heading of the 1st tube was excavated in advance, followed by the bench. The subsequent invert excavation followed the bench face at a greater distance.

5.2.1 FE model

A 2D Finite-Element program was used for the calculations. As the geometry is unsymmetrical, the full boundary problem had to be considered (see Figure 4). The ground was modelled with 15-noded triangular elements using Mohr-Coulomb's constitutive law. In order to model the time-dependent behaviour of the shotcrete (creep and hardening), two stiffnesses of the shotcrete lining (average thickness of 18 cm using beam elements) were taken into account; e.g. John et al. [13].

The interaction between the primary lining and the subsequently installed final lining is included in the model by taking the time-dependent, reduced load-bearing capacity of the primary lining in the long term [14] into account. The final lining is modelled by 15-noded continuum elements with a thickness of approx. 75 cm. The use of an interface element between the

izolační fólií chráněnou geotextilií. Izolace je umístěna na rubu definitivního ostění.

Skutečné tloušťky ostění ve staničení TM600 nejsou známy, proto byly pro zpětnou analýzu použity průměrné hodnoty z výše uvedených rozsahů.

Silniční tunel byl navržen jako systém dvojice tunelových trub doplněný o ventilační a odvodňovací štolu umístěnou mezi dopravními troubami. Štola a první tunelová trouba byly raženy podle zásad NRTM. Štola byla ražena plným záběrem, zatímco první tunelová trouba byla ražena s horizontálním členěním na kalotu, opěří a dno.

5.2.1 Výpočtový model

Pro výpočty byla použita metoda konečných prvků. Uspořádání silničních tunelů není symetrické, proto byl modelován celý tunelový systém. Horninový masiv byl modelován 15 uzlovými trojúhelníkovými prvky za použití Mohr-Coulombova materiálového modelu. Primární ostění bylo modelováno 5 uzlovými prutovými prvky. Definitivní ostění bylo modelováno 15 uzlovými trojúhelníkovými prvky s použitím lineární pružného materiálového modelu. Na rozhraní mezi definitivním a primárním ostěním byly použity kontaktní prvky za účelem simulace působení membránové izolace, tj. zamezení přenosu tangenciálních napětí mezi definitivním a primárním ostěním.

Vývoj tuhosti, pevnosti a vliv dotvarování mladého stříkaného betonu v čase byly simulovány postupným použitím dvou různých tuhostí (John a kol. [13]).

Vzájemné ovlivňování definitivního a primárního ostění zahrnující degradaci primárního ostění v čase a z toho vyplývající přeskupování napětí bylo v modelu simulováno redukcí pevnosti a tuhosti primárního ostění (Marcher a kol. [14]).

Parametry použité pro modelování Haselgebirge jsou uvedeny v tab. 1.

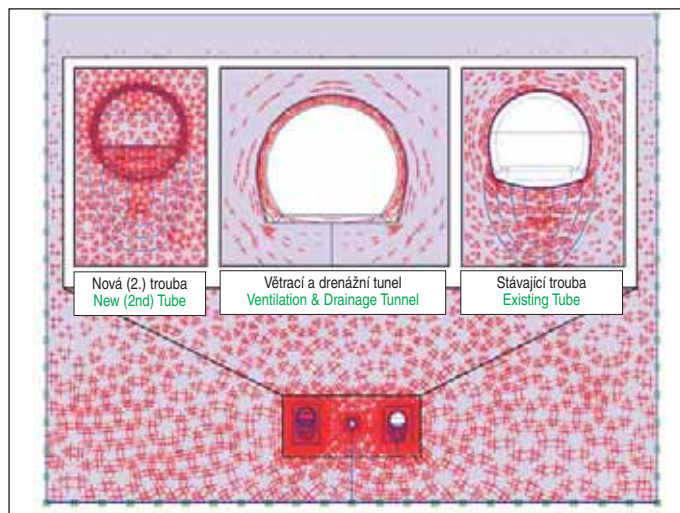
Tab. 1 Geotechnické parametry použité pro modelování formace Haselgebirge
Table 1 Geotechnical parameters used in modelling of the Haselgebirge formation

	γ [kN/m ³]	E [MN/m ²]	ν []	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Haselgebirge	24,0	330	0,2	380	25,8

5.2.2 Předpoklady pro stanovení přetvoření vyvolaných bobtnáním

Objemová přetvoření jsou iniciována v hornině pod počvou za předpokladu ideálně pružného – zcela plastického chování horniny (John a kol. [15]). Velikost zóny, kde jsou přetvoření iniciována, je odvozena na základě měření, zkušeností a z literatury:

- Výsledky měření klouzavého mikrometru z první trouby silničního tunelu Bosruck a jiných tunelů (např. tunel Belchen [12]) ukazují, že k deformacím v horninovém masivu pod počvou tunelu dochází pouze ve vzdálenosti pár metrů od ostění protiklenby a s narůstající vzdáleností rychle klesají. Maximální hodnota deformací bývá měřena zhruba v ose tunelu a s přibývajícím vzdáleností do stran velikost deformací klesá.
- První invariant tenzor napětí spoluurčuje velikost objemových přetvoření vyvolaných bobtnáním ϵ_{vol} . V blízkosti tunelu v důsledku rážby hodnoty prvního invariantu napětí klesají. Proto jsou přetvoření vyvolaná bobtnáním horninového masivu největší právě v blízkosti tunelu.
- Projevy bobtnání jílovitých břidlic jsou anizotropní. Ve směru kolmém na plochy foliace jsou přetvoření vyvolaná bobtnáním větší než ve směru rovnoběžném s plochami foliace.



Obr. 5 Model s detaily tunelů

Fig. 5 FE Model Dimensions and Geometric Details of Tunnel Tubes

primary and the final lining in the model prevents a transfer of tangential forces in a similar way as the installation of a waterproofing system in the tunnel.

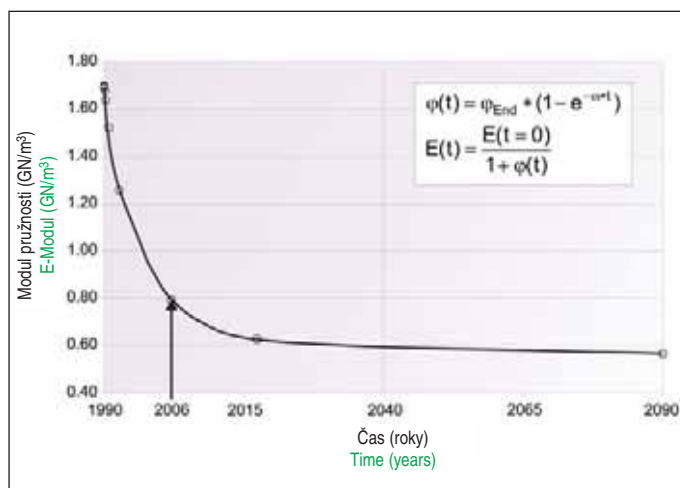
The individual construction stages are gradually developed from the initial state. The load distributions of every partial excavation take into account a stress release ahead of the working face.

For the calculation, ground properties of the Haselgebirge formation with parameters given in Table 1 were used.

5.2.2 Swelling strain assumptions

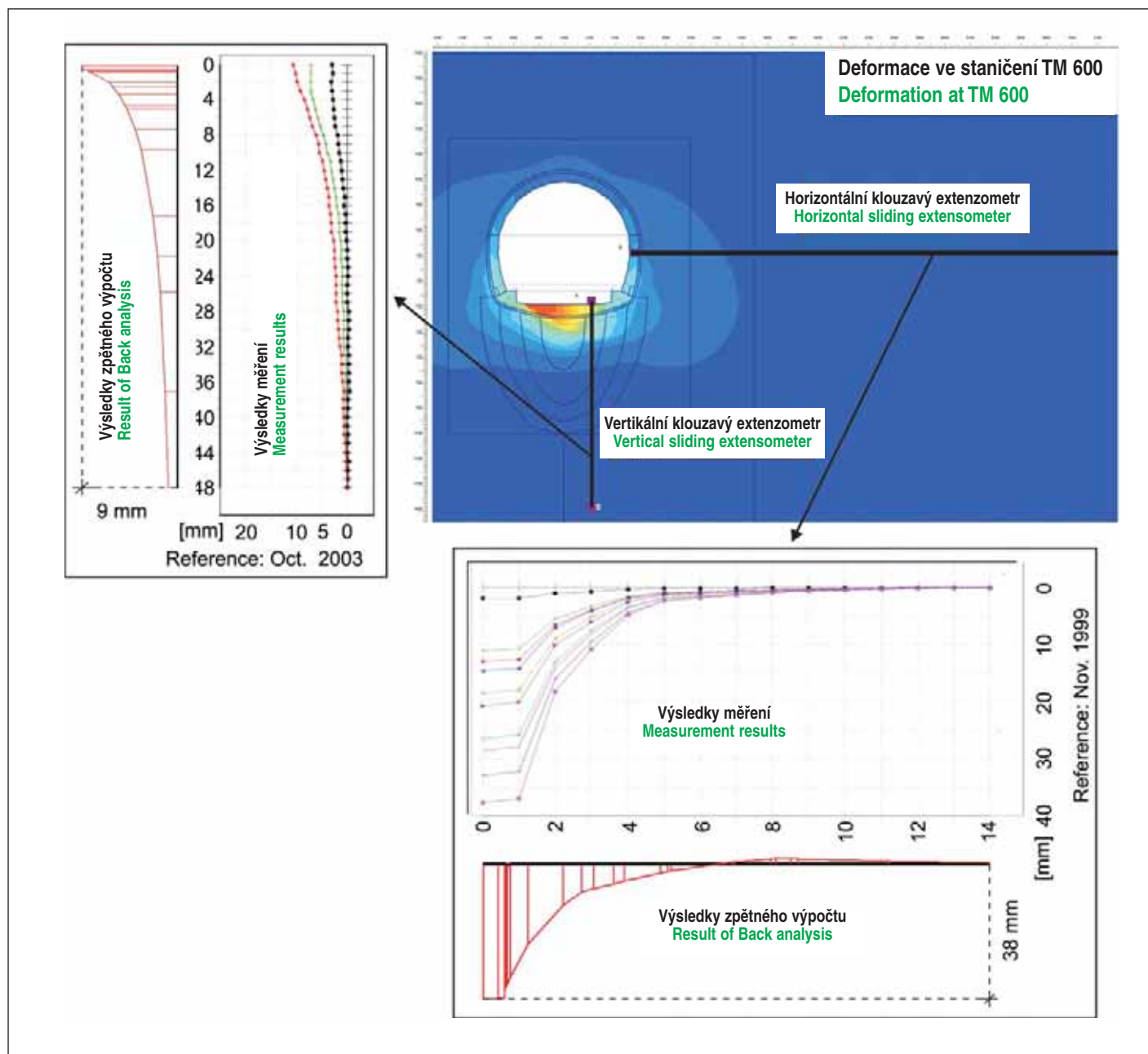
Volumetric strains are applied to the ground below the invert taking into account the elasto-plastic ground behaviour, e.g. John et al. [15]. The extent of swelling strains was derived based on literature and on the following observations:

- Sliding micrometer measurements made in the 1st tube and experiences gained with other tunnel constructions (e.g. Belchen tunnel [12]) indicate that displacements in the ground below the tunnel invert mainly take place within a few meters below the invert arch and diminish with depth. The maximum value is in the vicinity of the centre-line and decreases in direction of the tunnel sidewalls.



Obr. 6 Odvození přírůstku přetvoření od dotlačování na základě výsledků měření v první troubě

Fig. 6 Derivation of Creep Strain Based on Data from the Bosruck Road Tunnel (1st Tube)



Obr. 7 Porovnání výsledků měření extenzometru a klouzavého extenzometru s výsledky získanými zpětnou analýzou
Fig. 7 Comparison of Extensometer and Sliding Micrometer Measurements to Back-Analysis Results

- Při modelování se vycházelo z předpokladu, že bobtnají/bobtnaly horniny pouze pod počvou tunelu, které byly sycené vodou v průběhu ražby a vodou z poškozené tunelové drenáže. V oblasti nad počvou tunelu se horninový masiv spíše dotlačuje než bobtná.

Velikost zóny, kde byla přetvoření iniciována, je vidět na obr. 5. Hloubka zóny pod počvou tunelu odpovídá přibližně jedné polovině průměru tunelu.

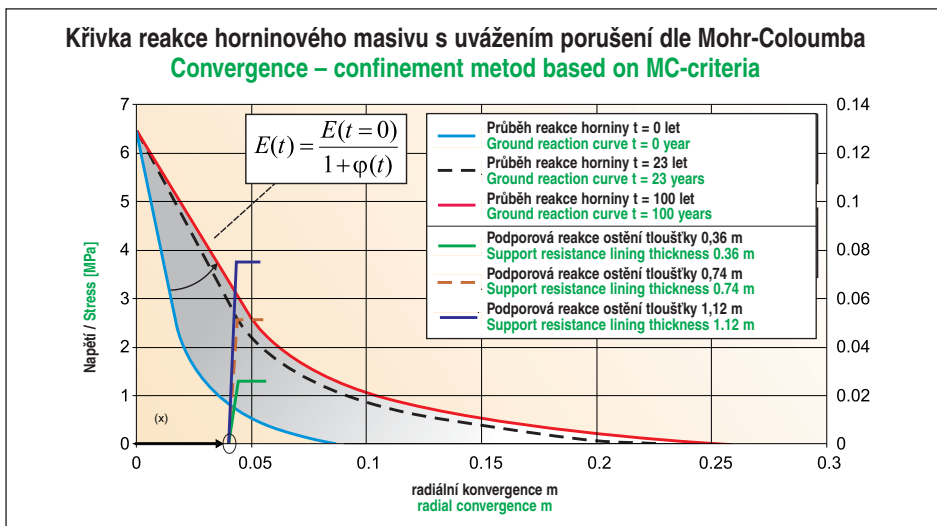
5.2.3 Předpoklady pro stanovení přetvoření vyvolaných dotlačováním

Analýzou měřených dat je možné odhadnout vývoj rychlosti dotvarování horniny.

V případě tunelu Bosruck je časový rozsah měření limitován. Extrapolace byla použita pro stanovení předpokládaného dotlačení/deformací pro návrhovou dobu tunelu 100 let (obr. 6). Toto bylo východiskem pro stanovení vývoje napětí v dlouhodobém časovém horizontu.

- The first invariant of the stress tensor is a controlling parameter for the volumetric swelling strain ϵ_{vol} . In the vicinity of the tunnel excavation, generally decreasing values of the first invariant of stresses I_1 can be observed. Hence, heave is a result of the integration of swelling strains in the vicinity of the tunnel excavation.
- The swelling behaviour of clay shale is observed to be anisotropic. Clayey rock has a higher swelling potential in a direction perpendicular to foliation than in a direction parallel to foliation.
- It was assumed that the rock underneath the tunnel invert was watered due to construction and leakages from the tunnel drain. It was consequently assumed that only the corresponding section below the invert was affected by swelling. The ground outside this area was not subject to swelling, but rather to squeezing.

The extent of the swelling zone was determined as illustrated in Figure 5. The maximum depth of the swelling zone was chosen to be approximately half the tunnel diameter.



Obr. 8 Křivka reakce horninového masivu znázorňující vývoj zatížení ostění tunelu vlivem dotvarování
 Fig. 8 Results Convergence-Confinement Method to Illustrate Stress Increase Due to Creep Strain

Chování horninového masivu v dlouhodobém časovém horizontu/dotlačování je modelováno redukováním modulu pružnosti horninového masivu $E_{rock}(t)$ v čase:

$$E_{rock}(t) = \frac{E_{rock}(t=0)}{1 + \varphi(t)}$$

kde $\varphi(t)$ je koeficient dotvarování.

Velikost koeficientu dotvarování je spočítána s použitím analytického řešení. Transformace měřených hodnot do koeficientu dotvarování umožňuje sestavit křivku predikce vývoje dotvarování za použití následující rovnice:

$$\varphi(t) = \varphi_{end} (1 - e^{-\omega t})$$

5.2.4 Porovnání výsledků výpočtů s měřením

Různá zatížení a jejich kombinace byla zkoumána, aby bylo nalezeno zatěžovací schéma jež nejvěrněji vystihuje měřené deformace.

Na obr. 7 jsou porovnány výsledky (deformace) spočtené za použití nejpravděpodobnějšího zatěžovacího schématu s deformacemi naměřenými v první tunelové troubě. Toto schéma zatížení navíc vyobrazuje přepokládané porušení betonu protiklenby.

Vliv tloušťky definitivního ostění byl dodatečně analyzován s použitím křivky reakce horninového masivu. Metoda je založená na změně napětí horninového masivu v závislosti na jeho deformacích (Bouvard a kol. [16] a Panet [17]). Výsledky analýzy tloušťky ostění jsou ukázány na obr. 8.

Obr. 8 znázorňuje dotvarování horninového masivu v čase, respektive nárůst zatížení $\Delta\sigma_{squeeze}(t)$ na ostění tunelu v čase. Na obr. 8 jsou znázorněna zatížení od dotvarování v těchto časech:

- 1) Zatížení po vyražení tunelu s počátečním modulem pružnosti horninového masivu $E(t=0)$ (modrá křivka).
- 2) Zatížení tunelu na konci doby životnosti s redukováním modulem pružnosti horninového masivu $E(t=100 \text{ let})$ (červená křivka).

5.3 Návrh druhé tunelové trouby

Přetvoření v důsledku bobtnání a dotvarování horninového masivu byla aplikována v rozsahu odvozeném z výsledků zpětné analýzy první tunelové trouby.

Additionally, it was assumed that the maximum swelling strain in the centre of the swelling zone decreases with increasing distance to the latter.

5.2.3 Squeezing strain assumptions

Analyzing existing field data makes it possible to predict the amount and rate of “rock squeeze”.

The data measured only covered a limited period of time. An extrapolation was used to be able to estimate the deformations expected for the 100-year design life of the 2nd tube (see Figure 6). A time-related approach was then used to estimate the potential increase in long-term stresses.

The long-term rock mass behaviour is taken into account by calculating a reduced stiffness modulus $E_{rock}(t)$ for the time t ; $\varphi(t)$ represents the creep coefficient.

$$E_{rock}(t) = \frac{E_{rock}(t=0)}{1 + \varphi(t)}$$

The value of φ is calculated on the basis of a closed form solution. The transformation of measurement values into creep coefficients $\varphi(t)$ makes it possible to create a hypothetical creep prediction curve using the following exponential equation:

$$\varphi(t) = \varphi_{end} (1 - e^{-\omega t})$$

5.2.4 Comparison with measured data

Different load cases were combined to identify the most reasonable load combination.

Figure 7 shows a comparison of the displacements in the rock mass determined by sliding micrometer and extensometer measurements and of displacements determined by calculation. The most reasonable load combination also explains the failure of the final lining in the invert arch.

A variation in the thickness of the final lining was also analyzed. The outcome of several iterations is presented in Figure 8 using the convergence-confinement method. This method is used to estimate the magnitude of the redistributed ground load (e.g. proposed by Bouvard et al. [16] and Panet [17]).

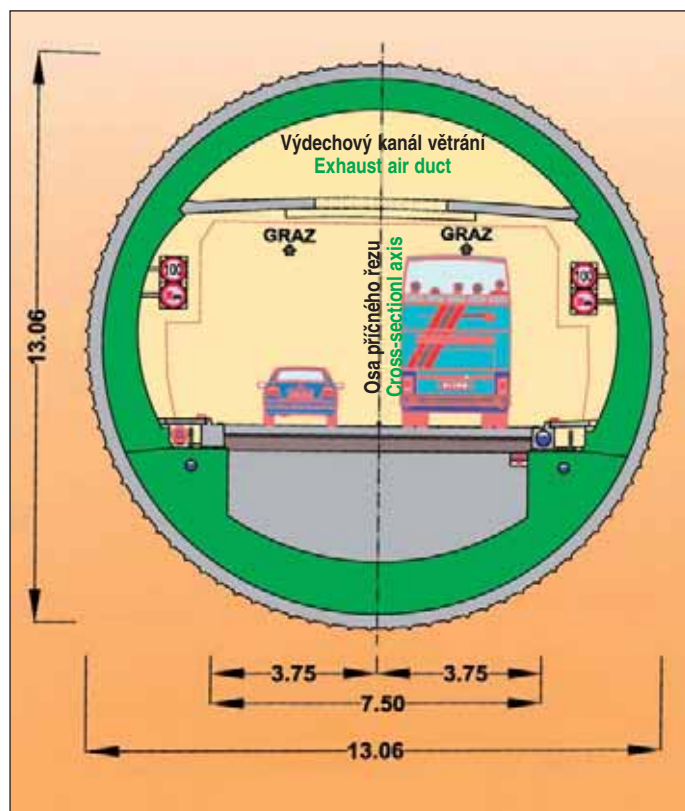
The stress increase $\Delta\sigma_{squeeze}(t)$ on the final lining was derived from the change in ground reactions with time as illustrated in Figure 8. The following stages were considered to model the time-dependent increase in stress due to rock squeeze:

1. short-term ground reaction curve with an initial stiffness modulus of $E(t=0)$ (blue line in Figure 8),
2. final ground reaction curve with a reduced stiffness modulus of $E(t=100 \text{ years})$ (red line in Figure 8) in equilibrium with the final lining support.

5.3 Resulting Design

Swelling and creeping strain assumptions were made to meet the results of the performed back-analysis.

In order to be prepared to cope with the expected squeezing, swelling and creeping ground conditions in the fault



Obr. 9 Geometrie příčného řezu druhé tunelové trouby ve formaci Haselgebirge

Fig. 9 Tunnel Geometry – Section of 2nd Tube of Road Tunnel in the Haselgebirge Formation

Pro přenesení zatížení vyvolaných dotlačováním a bobtnáním horninového masivu v úseku poruchové zóny v Haselgebirge byl pro druhou troubu silničního tunelu navržen kruhový příčný řez v souladu s tzv. principem vzdorování (více o možných principech např. [12]). Plocha výrubu je zhruba 130 m² (obr. 9). Je použito standardní členění výrubu na kalotu a opěří, dno tunelu je raženo na celou šířku tunelu. Ihned po vyražení záběru a odtěžení rubaniny je ve dně tunelu aplikována vrstva stříkaného betonu, aby bylo co nejvíce omezeno syčení horninového masivu technologickou vodou.

Aby bylo zamezeno rozvinutí plastického chování velmi tuhé horniny Haselgebirge, bylo navrženo rychlé uzavírání profilu tunelu v počtvě protiklenbou ze stříkaného betonu o tloušťce 30 cm. Jelikož je zřejmé, že již relativně malá deformace uzavřeného kruhového prstence primárního ostění způsobí jeho přetíženi, byly jako součást primárního ostění navrženy ocelové stlačitelné elementy schopné pohltit deformace až 20 cm. Aby bylo zamezeno rozvinutí plastického chování Haselgebirge na největší možnou míru, byla pracovní křivka (křivka spojující deformace se zatížením) ocelových stlačitelných elementů navržena tak, aby tuhost ocelových stlačitelných elementů byla jen o málo menší než tuhost 30 cm silného ostění ze stříkaného betonu.

Definitivní ostění druhé tunelové trouby bylo navrženo tak, aby bylo schopno přenést předpokládaná zatížení vyvolaná chováním Haselgebirge v dlouhodobém časovém horizontu. Klenba tunelu byla navržena z nevyztuženého betonu třídy C35/45 s tloušťkou definitivního ostění 70 cm ve vrcholu klenby tunelu. Tloušťka definitivního ostění se s narůstající vzdáleností od vrcholu klenby zvětšuje až na 90 cm na rozhraní opěří–dno. Protiklenba je navržena ze železobetonu s maximální tloušťkou 130 cm.

6 ZÁVĚR

Procesy bobtnání a dotlačování nejsou stále ještě v plné šíři objasněny. A proto predikce reakce horninového masivu sestávajícího



Obr. 10 Ražba druhé tunelové trouby ve formaci Haselgebirge

Fig. 10 Excavation through the Haselgebirge Formation

zones of the Haselgebirge formation, a circular tunnel cross-section was chosen following the “resistance principle” (for definitions of the possible principle see e.g. [12]) for the 2nd tube of the road tunnel. The excavation tunnel area is approx. 130 m². A standard excavation scheme is designed for the top heading and bench excavation. A subsequent invert excavation is executed over the full width and with immediate shotcrete sealing to avoid water ingress into the ground.

In order to prevent the activation of plastic behaviour of the stiff Haselgebirge formation, invert closure criteria and a minimum shotcrete lining thickness (which serves as an essential load-bearing element) of 30 cm were defined. To avoid overloading of the shotcrete lining, the yielding elements were specified to accommodate expected deformations of up to 20 cm in the fault zone tunnel sections of the Haselgebirge formation.

The final lining was designed to sustain all loads assumed to be induced by the long-term behaviour of the Haselgebirge formation. The thickness of the final lining in the tunnel crown is 70 cm. The thickness increases up to 90 cm at the transition area between invert and bench. The invert arch has a thickness of 130 cm. The tunnel vault, was designed with an unreinforced final lining, assuming a C35/45 concrete class strength.

6 CONCLUSIONS

In the case of swelling rock, the physico-chemical mechanisms caused by tunnel excavations in the short and long

z bobtnavých anebo tlačivých hornin na ražbu tunelu je jen velmi přibližná. Jednou z cest, jak omezit nejistoty pramenící z neznalosti mechanismů bobtnání a dotlačování, je vyhodnocení zkušeností s ražbou tunelů v obdobném geologickém prostředí (zde např. odvodňovací a odvzdušňovací štola a první tunelová trouba).

V horninách obsahujících sůl a anhydrit může být proces bobtnání spojen s dotlačováním horninového masivu. Z tohoto důvodu byl pro překonání kritického úseku ve formaci Haselgebirge navržen způsob ražby umožňující rychlé uzavírání prstence primárního ostění vystrojeného stlačitelnými elementy spolu s konstrukčními opatřeními zamezujícími syčení horninového masivu technologickou vodou. Následně bude zabudováno masivní definitivní ostění s kruhovým příčným řezem. Takovýto návrh by měl dle provedených analýz zamezit rozvoji plastického chování Haselgebirge.

Návrh druhé trouby silničního tunelu byl založen na výsledcích zpětné analýzy chování první tunelové trouby. S použitím více než stoletých zkušeností s výstavbou tunelů pod masivem Bosruck byly nejistoty pramenící z omezené znalosti mechanismů bobtnání a dotlačování horninového masivu zredukovány.

**ING. FILIP JIRIČNÝ, *filip.jiricny@ilf.com*,
ILF Consulting Engineers, Prague,
DIPL.-ING. DR.-ING. THOMAS MARCHER,
thomas.marcher@ilf.com,
ILF Consulting Engineers, Innsbruck**

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

term are not fully understood. Some of these uncertainties can be eliminated by means of the acquired tunnelling experience in the specific rock environment (e.g. experience from pilot and/or first tube construction).

Especially in anhydrite-bearing rocks, the swelling process can be associated with squeezing / creeping effects which are often affected by stress fracturing, i.e. brittle failure mechanisms and/or plastification of the surrounding rock. That is why the critical section of the Haselgebirge formation of the Bosruck Tunnel was designed with a circular shape and an excavation sequence was used with a rapid ring closure to prevent fracturing zones. In addition, immediate shotcrete sealing was essential to avoid water ingress.

For the long term, a stiff lining concept (i.e. principle of resistance of the invert arch) was chosen where dimensions are based on the back-analysis results of the first tube. Effects due to uncertainties caused by limited knowledge about swelling / squeezing mechanisms in tunnelling were eliminated as much as possible based on experience gained in tunnelling in the Bosruck massif during the last 100 years.

**ING. FILIP JIRIČNÝ, *filip.jiricny@ilf.com*,
ILF Consulting Engineers, Prague,
DIPL.-ING. DR.-ING. THOMAS MARCHER,
thomas.marcher@ilf.com,
ILF Consulting Engineers, Innsbruck**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] SCHNABL, R., CZISEK, R., NEUMAYR, T. (2007) Der Bosrucktunnel, das Nadelöhr der A9 Phyrn Autobahn, Felsbau, 30, Nr. 1.
- [2] NOWY, W., LEIN, R. (1984) Zur Geologie des Bosruck-Autobahntunnels, Mitt. Ges. Geol. Bergbaustud. Austria, Vol. 30/31, Vienna.
- [3] EDER, M., STEINER, M., STARJAKOB, F. (2009) Vollausbau Bosrucktunnel Österreich – Die 4. Röhre: Neue Konzeption auf Grundlage der Schadensbilder im bestehenden Tunnel, paper prepared for the STUVA conference, Hamburg.
- [4] STEINER, W. (1993) Swelling Rock in Tunnels: Rock Characterization, Effect of Horizontal Stresses and Construction Procedures. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Volume 30, No. 4, pp. 361–380.
- [5] KIRSCH, A., MARCHER, T. (2010) Numerical prediction of time-dependant rock swelling based on an example of a major tunnel project in Ontario/Canada. Numge Trondheim.
- [6] ISRM (1994) Commission on Swelling Rock; Comments and Recommendations on Design and Analysis Procedures for Structures in Argillaceous Swelling Rock. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sciences & Geomech. Abstracts, Vol. 31, No. 5, pp. 535–546.
- [7] ANAGNOSTOU, G. (2007) Design Uncertainties in Tunnelling through Anhydritic Swelling Rock. Felsbau, Volume 25, No. 4, pp. 48–54.
- [8] WITTKE-GATTERMANN, P., WITTKE, M. (1999) Bemessung von Tunneln im quellfähigen Gebirge, Taschenbuch für den Tunnelbau 2000, pp. 123–153.
- [9] HEIDKAMP, H., KATZ, C. (2004) The swelling phenomenon of soils – Proposal of an efficient continuum modelling approach. EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium.
- [10] GRUNICKE, U., WALTER, W., HOFSTETTER, G. (2002) Design of Tunnels in Swelling Rock, Felsbau 20, No. 6, pp. 25–34.
- [11] WITTKE-GATTERMANN, P., WITTKE, M. (2004) Computation of Strains and Pressures for Tunnels in Swelling Rocks. ITA-AITES Congress, pp. E14 1–8.
- [12] KOVARI, K., AMSTAD, CH., ANAGNOSTOU, G. (1988) Design/Construction methods - Tunnelling in swelling rocks. In: Cundall et al. (eds), Key Questions in Rock Mechanics, pp. 17–32.
- [13] JOHN, M., MATTLE, B. (2003) Shotcrete Lining Design: Factors of Influence. Proc. RETC2003.
- [14] MARCHER, T., JIRICNY, F. (2004) Interaction of primary lining and final lining of a NATM tunnel with respect to relevant long-term effects. In proceedings: Winter School of Rock Mass Mechanics, Zakopane.
- [15] JOHN, M., MARCHER, T. (2009) Considerations of Swelling for the Second Tube Pfändertunnel. In conference proceedings: WTC Budapest.
- [16] BOUVARD, et al. (1986) Tunnel Support and Lining, Recommendations for use of Convergence-Confinement Method. Working Group 7, Tunnels et Ouvrages Souterrains, No. 73.
- [17] PANET, M. (1979) Time dependent deformations in underground works. In Proc. 4th Int. Cong. Rock Mechanics, Vol. 3, pp. 279–290, Montreux.
- [18] LENZ F., MARCHER T., NEUMAYR T. (2010); A9 Bosruck Tunnel –Dimensionierungsansätze im quellenden Gebirge. Geomechanics and Tunnelling, Volume 3 (No 5), pp 597–608.
- [19] MARCHER T., NEUMAYR T., LENZ F., (2011) Bosruck Tunnel, Austria – 4th tube: NATM Tunnelling in Swelling Rock Conditions, RETV Conference San Francisco.

DEFORMACE POVRCHU TERÉNU A BUDOV ZPŮSOBENÉ RAŽENÍM MĚLKÝCH TUNELŮ – 2. ČÁST

DEFORMATIONS OF GROUND SURFACE AND BUILDINGS CAUSED BY SHALLOW TUNNEL EXCAVATION – PART 2

TOMÁŠ EBERMANN, ONDŘEJ HORT, VLADIMÍR KRÍSTEK, ALEXANDR ROZSYPAL

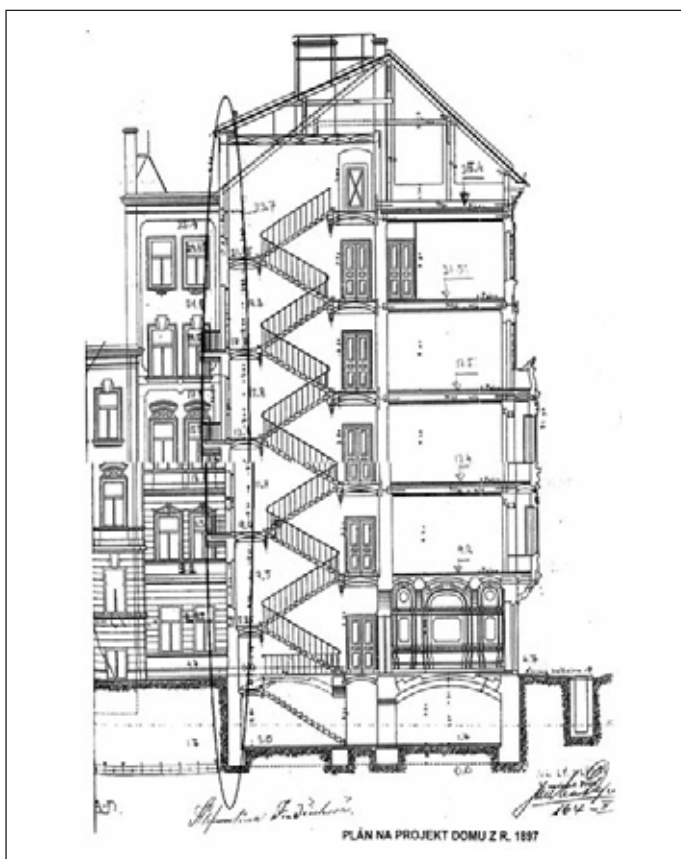
Pozn.: první část článku vyšla v čísle 4/2010 časopisu Tunel v prosinci 2010

3.2 Matematické modelování a numerická analýza

Je zcela zřejmé, že pro objektivní posouzení skutečného chování objektu nestačí běžný pružný výpočet založený na krajně zjednodušených materiálových modelech. Řešení, pokud má uspokojivě respektovat reálné chování, nelze limitovat předpoklady pružnosti a linearity.

Pro výpočty reálného působení konstrukcí byl vytvořen program SBETA (Červenka, 1997), který používá nelineárního materiálového modelu vystihujícího skutečné chování. Materiálový model je založen na izotropním způsobu poškozování v tlaku bez trhlin a na ortotropním poškozování po vzniku trhlin, využívá tahovou houževnatost prostřednictvím poznatků založených na nelineární lomové mechanice. Nelineární řešení probíhá v zatěžovacích krocích, přičemž v každém kroku je prováděna iterace až do dosažení rovnováhy. Řešení je formulováno v oboru velkých deformací a zahrnuje tedy i geometricky nelineární chování.

Jako příklad aplikace tohoto výstižného postupu je uvedena analýza predikce chování obytného domu v Praze (stavba z roku 1897) zasaženého účinkem podzemní činnosti (obr. 6), která se projevila pokle-



Obr. 6 Stavba zasažená účinkem podzemní činnosti (podle Červenky)

Fig. 6 A structure affected by underground work activities (according to Červenka)

Note: The first part of the paper was published in Tunel journal issue No. 4/2010 in December 2010

3.2 Mathematical modelling and numerical analysis

It is absolutely obvious that a common elastic calculation based on extremely simplified material models is not sufficient for objective assessments of real behaviour of a structure. The solution, if it is to satisfactorily respect the real behaviour, cannot be limited through elasticity and linearity assumptions.

The SBETA program (Červenka 1997), which was developed for calculations of real effects on structures, uses a non-linear material model, giving a true picture of the real behaviour. The material model is based on an isotropic way of the development of pressure-induced no-crack damage and on orthotropic damaging after cracks have developed; it uses tension toughness through the knowledge based on the non-linear fracture mechanics. The non-linear solution proceeds in loading steps, with iteration being conducted in each step until the state of equilibrium is reached. The solution is formulated within the range of large deformations, thus it even comprises geometrically non-linear behaviour.

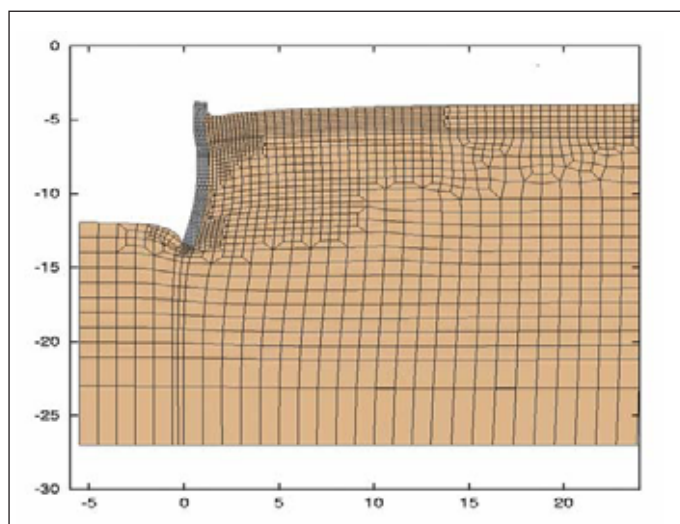
As an example of the application of this apposite procedure, we present an analysis of the prediction of the behaviour of a residential building in Prague (built in 1897), which was affected by underground construction activities (see Fig. 6), manifesting themselves by settlement within a part of the building ground plan (see Fig. 7). The consequences manifested themselves first of all in the part marked by a vertically elongated ellipse in Fig. 6.

The character of the damage to the building and the manner of the origination and distribution of cracks are shown in Fig. 8.

The width of cracks is visible in Fig. 9.

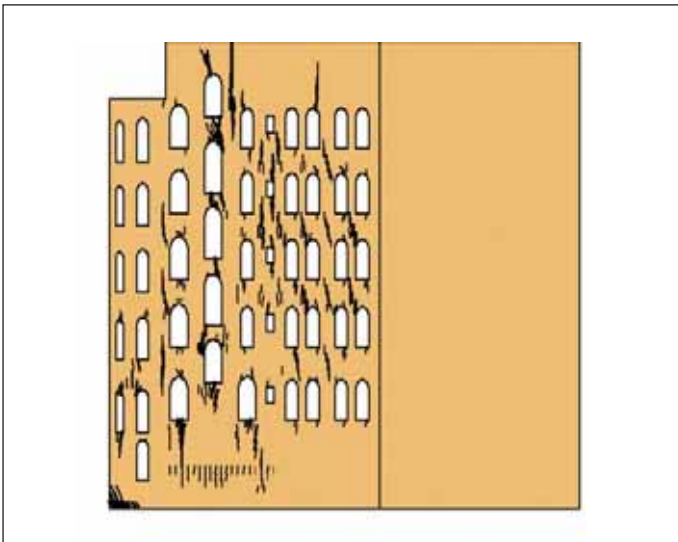
Fig. 8 The character of the damage to the building and the manner of the origination and distribution of cracks (according to Červenka)

The above example of an analysis of a real structure affected by manifestations of underground construction activities proved that currently there are apposite calculation methods and tools available for predicting the character and degree of damage to structures induced by these activities. Owing to this fact, it is possible to assess the response of a particular structure being investigated for concrete assumptions on the manner, scope and development of the sub-base deformation with time, and, on the basis of the assessment,



Obr. 7 Pokles v části půdorysu budovy (podle Červenky)

Fig. 7 Settlement within a part of the building ground plan (according to Červenka)



Obr. 8 Charakter porušení objektu a způsob vzniku a rozložení trhlin (podle Červenky)

Fig. 8 The character of the damage to the building and the manner of the origination and distribution of cracks (according to Červenka)

sem v části půdorysu budovy (obr. 7). Důsledky se projeví zejména v části vyznačené na obr. 6 svislou protáhlou elipsou.

Charakter porušení objektu a způsob vzniku a rozložení trhlin ukazuje obr. 8. Šířka trhlin je patrná na obr. 9.

Ukázaný příklad analýzy reálné konstrukce zasažené projevy podzemní činnosti prokázal, že v současné době jsou k dispozici výstižné výpočtové metody a nástroje pro predikci charakteru a stupně poškození stavebních konstrukcí v důsledku této činnosti. To umožňuje pro konkrétní předpoklady o způsobu, míře a časovém vývoji deformací podloží zhodnotit odezvu konkrétní posuzované konstrukce a na základě toho zvolit taková opatření, která zaručí účinný a současně ekonomicky optimální přístup jak k realizaci podzemního díla, tak i k metodám sanace vzniklých poruch. Takto lze prokázat možnost připuštění určitých deformací stávající nadzemní zástavby během jejího podcházení podzemní stavbou a následně vzniklé poruchy sanovat namísto toho, aby vždy byla úplně dodržena deformační kritéria platná pro nové stavby, které jsou podzemní výstavbou dotčeny, což by si mohlo vyžádat zcela mimořádné náklady.

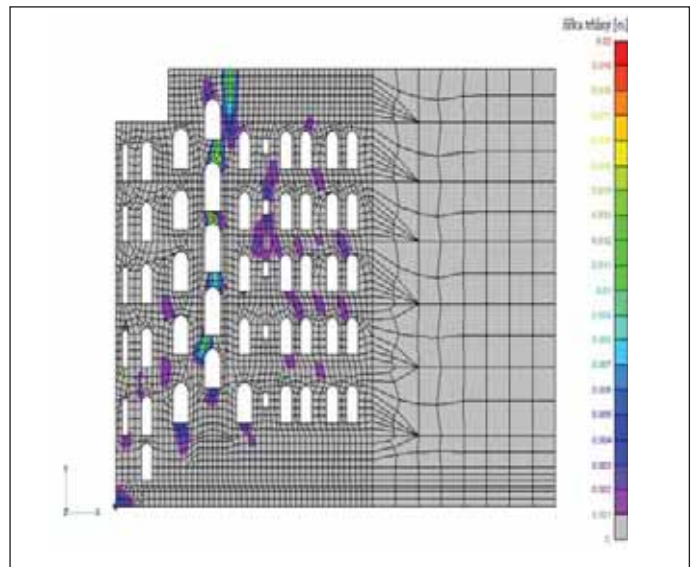
Je zřejmé, že chceme-li dosáhnout skutečně co nejvěrohodnějších výsledků, je třeba věrně modelovat statický systém, materiálové parametry nelineárního charakteru, vznik a vývoj poruch, respektovat vznik velkých deformací a též reologické faktory (pro jejichž predikci musí být použity výstižné matematické modely), pokud jev probíhá v delším časovém údobí a betonová konstrukce je nízkého stáří (Křístek, 2009).

Tyto moderní postupy též umožní rozlišit a charakterizovat konstrukční typy z hlediska odezvy na projevy podzemní činnosti – z hlediska statického systému, statické neurčitosti, použitého materiálu a též z hlediska nároků na funkci konstrukce, na bezporuchovost, životnost, udržitelnost a možnost opravy.

Nejsou-li však pro daný případ k dispozici spolehlivé teoretické metody výpočtu anebo osvědčená analogická řešení, získávají se mezní stavy únosnosti a provozuschopnosti stavební konstrukce a jejich výše uvedené charakteristiky buď experimentálním posouzením, nebo analogií na existujících podobných konstrukcích.

Provozechopnost stavební konstrukce lze všeobecně charakterizovat jejím počátečním stavem a poškožováním objektu v čase, tj. tzv. procesem poškození objektu. Při výpočtu je nutné uvažovat tři hlediska:

- výchozí stadium objektu (stáří, stav, tuhost, typ konstrukce: staticky určitý/neurčitý), popisem stavebního materiálu (zdivo, beton, ocel, atp.), jeho charakteristik,
- vlastnosti faktorů, jež způsobují poškození a jejich účinky, (geologie, technologie ražeb, atp.),
- proces porušování ve vztahu na určitou pravděpodobnostní hypotézu dalšího poškožování, jež popisují interakci obou předcházejících stadií (vznik poklesové kotliny, její průběh a vývoj s ohledem na pozici objektu, atp.).



Obr. 9 Šířka vzniklých trhlin (podle Červenky)

Fig. 9 Width of the developed cracks (according to Červenka)

select such measures which will guarantee effective and, at the same time, economically optimum approach to both the implementation of the underground works and to the methods of removing the incurred defects. It is possible in this way to prove that it is possible to accept certain deformations of existing structures during the passage of an underground structure underneath, and to remove defects subsequently instead of always adhering to deformation criteria applicable to new structures affected by the underground construction, which could require absolutely exceptional expenses.

It is obvious that if we want to reach the really most credible results, it is necessary to model as closely as possible the static system, non-linear character parameters of the material, the origination and development of defects, to respect the origination of big deformations and also rheological factors (requiring mathematical models to be used for predicting them) if the phenomenon lasts during a longer period of time and the age of the concrete structure is low (Křístek, 2009).

In addition, these modern procedures make it possible to distinguish and characterise structural types in terms of the response to manifestations of underground construction activities – in terms of the structural system, static indeterminacy, the material used and also in terms of requirements for the structural function, trouble-free operation, longevity, possibility of its maintenance and removing defects.

However, if no reliable theoretical calculation methods or proven analog solutions are available for the particular case, the ultimate limit state or the limit state of serviceability of the structure and the above-mentioned characteristics of these states are obtained either by experimental assessment or by an analogy on existing similar structures.

Serviceability of a structure can be generally characterised by its original condition and development of defects with time, i.e. the process of damaging the structure. The following three criteria must be taken into consideration during the calculation:

- The initial stage of the structure (the age, condition, toughness, type of structure: statically determinate or indeterminate), the description of construction materials (brickwork, concrete, steel etc.) and their characteristics.
- Properties of factors causing the damage and their effects (geology, excavation technique etc.).
- The process of developing the damage in relation to a certain probability hypothesis about further damaging, describing the interaction between the two preceding stages. (The origination of a settlement trough, its shape and development in respect of the structure position, etc.).

4 BASIC PRINCIPLES OF THE METHODOLOGY RECOMMENDED FOR MEASURING DEFORMATIONS OF GROUND SURFACE AND BUILDINGS

4.1 Sequence of steps of the solution for determining the acceptable condition of structures to be passed under by a tunnel

The following sequence of decisions is to be made in the context of the management of risks to structures found within settlement troughs due to undermining:

4 ZÁKLADNÍ PRINCIPY DOPORUČENÉ METODIKY PRO MĚŘENÍ DEFORMACÍ TERÉNU A BUDOV

4.1 Posloupnost řešení přijatelného stavu tunelováním podcházených stavebních konstrukcí

Posloupnost rozhodnutí, která je třeba v souvislosti s řízením rizik objektů na poklesových kotlinách od podtunelování provést, je následující:

- definování požadavků na provozuschopnost objektu během ražeb tunelu a určení kritérií na jejich posouzení,
- charakteristiky aktuálního stavu tunelem podcházených konstrukcí,
- identifikace charakteristik a vlastností konstrukce, které mohou sloužit jako indikátory jejího poškození,
- identifikace očekávaného a možného rozsahu škod konstrukce v souvislosti s určenými faktory, jako jsou důsledky nepřijatelného vývoje deformací, napjatostí, přetížení,
- identifikace možných mechanismů poškození konstrukce,
- zvážení, jak je možné v průběhu ražeb snížit či eliminovat příčiny či důsledky nepřijatelného deformačního vývoje sledovaného objektu,
- definování požadavků na monitoring a údržbu s ohledem na předpokládané deformační chování konstrukce v průběhu ražby tunelu,
- ověřování předpokladů monitoringem,
- využití všech dostupných poznatků a pozorování podobných objektů při podobných podmínkách (analogie),
- určení matematického modelu analýzy a předpokladů poškození konstrukce a rychlostí změn jevů v důsledku vzniku poklesové kotliny.

Zvýšenou pozornost je třeba věnovat i průnikům sítí (zejména plynovody, kanalizace a vodovody) s objekty na sledovaných poklesových kotlinách.

4.2 Průzkum stavu objektů

Pasportizace všech objektů v možném dosahu poklesové kotliny je prvním krokem, který musí být proveden. Měla by být zpracována na úrovni soudně znalecké dokumentace a statického posouzení výchozího skutečného stavu objektu provedeného v dostatečném předstihu před ražbami, případně i statického zajištění těchto objektů.

Jsou dokumentovány všechny stěny, strop a podlaha. V rámci jednotlivých stěn je zaznamenáván skutečný průběh trhlin, tj. jejich orientace.

Pasportizací se rozumí nejen zaevidování a klasifikace trhlin ve zdech příslušného objektu, ale i celkové posouzení jeho statického stavu s ohledem na konstrukci a stáří sledovaného objektu a na jejich význam pro jeho celkovou stabilitu. Posuzují se i příčiny vzniku trhlin.

Pasportizace a statické posouzení výchozího skutečného stavu objektu, dalšího možného poškození v důsledku ražeb tunelu jsou východiskem pro rizikovou analýzu. Jsou i podkladem pro rozhodnutí o cílech měření na budově a o typech použitých měřidel a jejich umístění.

4.3 Monitoring

Důsledný monitoring poklesové kotliny a objektů na ní se nacházejících je základním předpokladem úspěšnosti ekonomické ražby a souvisejících přijímaných opatření. Monitoring je zaměřen jak na deformační vývoj vlastní poklesové kotliny, tak i budov.

Aplikace observační metody je v tomto případě zvlášť náročná, protože na základě výsledků měření se ve vzájemné interakci ovlivňuje jak průběh poklesové kotliny, tak i přijímání opatření na případné vyztužování stavebních objektů, které se na ní nacházejí.

Před zahájením ražeb je nutno stanovit podklady pro kritéria varovných stavů, zejména kritické a varovné hodnoty, a to pro povrch terénu a budovy. U budov stanovuje tyto hodnoty statik, u inženýrských sítí jejich správce. Kritéria varovných stavů stanovuje projektant realizační dokumentace stavby.

Kritéria varovných stavů jsou následně zapracována do realizační dokumentace ražby tunelu a realizační dokumentace monitoringu.

Monitoring průběhu poklesové kotliny musí obsahovat:

- sledování sedání povrchu terénu (např. přesnou nebo velmi přesnou nivelací),

- defining requirements for serviceability of the structure during the course of the tunnel excavation and determining assessment criteria for them,
- determining characteristics of the current condition of the structures to be passed under by the tunnel,
- identifying the characteristics and properties of the structure which can serve as indicators of a damage,
- identifying the expected and possible scope of damage to the structure in connection with the determined factors, such ones as results of unacceptable development of deformations, stress and overloading,
- identifying possible structure-damaging mechanisms,
- considering the possible ways of decreasing or eliminating the causes or consequences of unacceptable development of deformations of the structures being monitored during the course of the tunnel excavation,
- defining requirements for monitoring and maintenance with respect to the anticipated deformational behaviour of the structure during the course of the tunnel excavation,
- verifying assumptions by monitoring,
- using all available information and observations regarding similar structures under similar conditions (analogies),
- determining a mathematical model for an analysis and assumptions for the damage to the structure and the rate of changes in the phenomena resulting from the origination of the settlement trough.

It is necessary to pay increased attention even to intersections with utility networks (above all gas pipelines, sewers and water pipelines) with structures found within the settlement troughs being monitored.

4.2 Condition survey of structures

The condition survey of all buildings found within the possible range of the settlement trough is the first step which has to be performed. It should be carried out at the level of officially appointed expert's documents and a structural assessment of the actual initial condition of the structure, which should be performed in a sufficient advance of the excavation, or even at the level of structural stabilisation of the buildings.

All walls and floor slabs are to be documented. The actual course of cracks, i.e. their orientation, is to be recorded for individual walls.

The condition survey comprises not only recording of the classification of cracks in walls of a particular building, but also an overall assessment of its structural condition, taking into consideration the age of the building to be monitored and the significance for the overall stability of the building. Even the causes of the origination of the cracks are to be assessed. The condition survey and structural assessment of the actual condition of the structure and further possible damage due to the tunnel excavation provides the basis for a risk analysis.

At the same time it provides a basis for decisions about the objectives of measurements to be conducted on the structure and types and locations of measuring tools.

4.3 Monitoring

Consistent monitoring of the settlement trough and structures found within the trough is a fundamental condition for the success of economic tunnel excavation and the adopted measures associated with it. The monitoring is focused on the development of deformations not only of the settlement trough but also of the structures.

The application of the observational method is, in this particular case, especially complicated because the results of the measurements are the basis for affecting both the course of the settlement trough and, in mutual interaction, the adoption of measures for contingent reinforcing of structures found within the trough.

Grounds for warning state criteria, first of all critical and warning levels, must be determined prior to commencing the tunnel excavation, both for the ground surface and buildings. These levels are determined by a structural engineer for buildings and a relevant administrator for utility networks. Criteria for warning states are to be determined by the author of the detailed design.

The warning state criteria are subsequently incorporated into the detailed design for the tunnel excavation and detailed design for the monitoring.

The monitoring of the settlement trough course has to contain:

- monitoring of ground surface (e.g. by means of precision or high-precision levelling),
- monitoring of settlement performed on surface buildings found within the zone affected by the underground excavation (e.g. precision or high-precision levelling),
- observation of the time-dependent deformational behaviour of rock mass in the space between the ground surface and the tunnel tube (e.g. inclinometers, sliding deformeters and extensometers); owing to this

- sledování sedání na objektech nadzemní zástavby v zóně ovlivněné ražbou podzemního díla (např. přesná nebo velmi přesná nivelace),
- sledování deformačního chování horninového masivu v prostoru mezi povrchem terénu a tunelovou troubou (např. inklinometry, klouzávé deformetry a extenzometry) v čase, jde o měření doplňkové, umožňující sledovat propagaci porušení napětí-deformační rovnováhy horninového masivu výrubem od tunelové trouby na terénu.

Sledování sedání povrchu terénu je základním měřením průběhu poklesové kotliny. Provádí se v měřických profilech ve směru podélném a příčném vůči podélné ose tunelové trouby.

Podélný měřický profil je profil osazený nad podélnou osu tunelové trouby nebo rovnoběžně s ní.

Příčný měřický profil je profil osazený ve směru kolmém na podélnou osu tunelové trouby v charakteristických bodech trasy tunelové trouby. Charakteristickými body trasy se rozumí např. nízké nadloží, ulice, hustá nadzemní zástavba, atd.

Příčné měřické profily na povrchu terénu jsou součástí tzv. sdružených měřických profilů.

Délka příčného měřického profilu musí přiměřeně přesahovat šířku předpokládané poklesové kotliny.

V případě nebezpečí úniku plynu z deformací poklesovou kotlinou porušených plynovodů je nutno doplnit monitoring o detektory plynů (zejména v přilehlých sklepních prostorech).

Monitoring objektů na povrchu terénu musí obsahovat:

- sledování chování charakteristických bodů objektu vystihující jeho přetváření jako celku (např. přesná nebo velmi přesná nivelace, trigonometrické měření, automatické dilatometry, přiložené deformometry, tenzometry, náklonoměry) v měřických profilech ve směru podélném a příčném vůči podélné ose tunelové trouby v čase,
- fyzické prohlídky objektů.

Charakteristickými body objektu se rozumí měřické body na staticky významných nosných konstrukcích a dalších staticky významných prvcích objektu. Periodické fyzické prohlídky objektů jsou prováděny na základě pasportizace provedené na úrovni soudněznalecké dokumentace.

Měřidla se umísťují s dostatečným předstihem před ražbami. To je na vzdálenost, kdy ještě nedochází k deformačnímu ovlivnění objektu ražbami.

Konkrétní rozmístění měřicích prvků, četnost a počty měření stanovuje realizační dokumentace monitoringu ve vazbě na realizační dokumentaci stavby a případnou realizační dokumentaci statického zajištění objektů na povrchu terénu.

Při rozhodování o umístění měřidel spolupracuje statik (budovy), nebo příslušný správce sítí.

Hodnoty varovných stavů stanovuje statik (správce sítí) a jsou zpracovávány do realizační dokumentace stavby a případně realizační dokumentace statického zajištění objektů na povrchu terénu.

Cílem monitoringu průběhu poklesové kotliny a objektů na povrchu terénu je poskytnout účastníkům výstavby průběžnou kontrolu skutečného průběhu poklesové kotliny a deformačního chování objektů na povrchu terénu a umožnit srovnání s chováním předpokládaným v realizační dokumentaci ražeb, tzn. poskytnout tyto informace:

- průběh sedání povrchu terénu v prostoru a čase,
- průběh sedání, náklonů a vodorovných posuvů charakteristických bodů na objektech na povrchu terénu v prostoru a čase,
- kontrola vývoje trhlin, případně vzniku nových trhlin,
- průběh změn napětí na vybraných nadzemních konstrukcích v čase,
- průběh změn v režimu podzemní vody v okolí stavby v čase,
- kontrola skutečného fyzického stavu objektu na povrchu v čase.

Významným cílem monitoringu vývoje poklesové kotliny a objektů v jejím dosahu je přizpůsobení technologie ražeb v tunelu tak, aby nebyla překročena povolená kritéria pro nerovnoměrná sedání objektů a ostatní projektem předepsaná deformační kritéria poklesové kotliny a dotčených objektů.

5 SHRNUÍ, ZÁVĚR

- Predikce vzniku trhlin na objektech podcházených tunely a přijímání efektivních opatření k udržení rozsahu a velikosti trhlin v žádoucích mezích má zásadní vliv na ekonomiku i bezpečnost ražených mělkých tunelů ve městech.

supplementary measurement it is possible to follow on the ground surface the propagation of the disequilibrium of the stress-strain state of the ground mass induced by the tunnel tube excavation.

The observation of the ground surface settlement is the basic measurement of the course of the settlement trough. It is carried out in measurement profiles orientated in directions both parallel with and transverse to the tunnel longitudinal axis.

A longitudinal measurement profile is a profile installed above the longitudinal tunnel axis or in parallel with it.

A transverse measurement profile is a profile installed in the direction perpendicular to the longitudinal axis of the tunnel tube, in characteristic points of the tunnel tube route. The characteristic points of the route are meant to be, for example, shallow overburden, a street, dense development existing on the surface etc.

The transverse measurement profiles established on the ground surface are parts of the so-called combined measurement profiles.

The length of a transverse measurement profile has to adequately exceed the anticipated width of the settlement trough.

In the case of the gas leaking from gas pipelines damaged by the settlement trough it is necessary to add gas detectors to the monitoring system (first of all for adjacent cellar spaces).

The monitoring of structures on the ground surface has to comprise:

- the observation of the time-dependent behaviour of characteristic points of the structure giving a true picture of its deformations as a whole (e.g. precision or high-precision levelling, trigonometric survey, automatic dilatometers, external deformeters, strain gauges, tiltmeters) in measurement profiles in the directions parallel with as well as transverse to the longitudinal axis of the tunnel tube,
- physical inspections of the structures.

The characteristic points of a structure are meant to be survey points installed on statically significant load-bearing structures and other statically significant elements of the structure. Periodical physical inspections of structures are carried out on the basis of the condition survey carried out at the level of documents prepared by an officially appointed expert.

Measuring tools are installed in a sufficient advance of the tunnel excavation, i.e. at the distance ahead of the excavation face at which the structure is not affected by deformations induced by the excavation yet.

The concrete distribution of measuring elements, frequency and numbers of measurements are determined by the detailed monitoring design, taking into consideration the detailed design for the construction and detailed design for the structural stabilisation of surface buildings, if there is any.

When the decision on locations for the installation of measuring tools is being made, the structural engineer (the author of the design for the building) or the relevant administrator of utility networks, collaborates.

The values of warning levels are specified by utility network administrator's structural engineer; they are incorporated into the detailed design for the works and, if applicable, into the detailed design for the structural stabilisation of surface structures.

The objective of the monitoring of the course of the settlement trough and of structures on the ground surface is to provide permanent checks on the actual course of the settlement trough and the deformational behaviour of structures on the ground surface, and to make the comparison with the behaviour assumed in the detailed design for the excavation possible, i.e. to provide the following information:

- the course of the ground surface settlement in the space and during the course of time,
- the course of the settlement, tilting and horizontal displacements of characteristic points on the ground surface in the space and during the course of time,
- checks on the development of cracks or the origination of new cracks, if any,
- the course of changes in stresses in selected surface structures during the course of time,
- checks on the actual physical condition of surface structures during the course of time.

One of important objectives of the monitoring of the development of the settlement trough and structures found within its reach is to adjust the tunnel excavation technology with the aim of preventing exceeding of the allowable criteria for differential settlement of structures and other deformation criteria for the settlement trough and affected structures.

5 SUMMARY AND CONCLUSION

- Predicting the origination of cracks on structures being passed under by tunnels and adopting effective measures designed to keep the extent and

- Jedná se o složitou úlohu interakce horninového prostředí, raženého tunelu, tuhosti stavební konstrukce, poklesové kotliny a samotné stavební konstrukce na poklesové kotlině.
- Dnes existuje řada pozorování vývoje poklesových kotlin i měření svislých deformací na objektech, které se na nich nacházejí, které umožňují na základě analogie jejich prognózu.
- Klíčovým faktorem pro ovlivnění provozuschopnosti a stability stavební konstrukce je však vývoj vodorovných deformací, ke kterým může v určitých oblastech poklesové kotliny docházet. Přímých měření vodorovných deformací, jak na objektech, tak na poklesové kotlině, je však minimum. To je pole pro další výzkum a shromažďování dat.
- K dispozici jsou v současnosti i metody matematického modelování vývoje jak poklesové kotliny, tak i deformací objektů na nich situovaných. Zde je třeba zdůraznit, že pro jejich spolehlivost je nutná konfrontace výsledků modelování se skutečným vývojem prostředky zpětných analýz. Úspěšný byl tento postup také tam, kde byla k dispozici dobrá měření vývoje deformací poklesových kotlin i objektů v průběhu ražeb průzkumných štol.
- Koncept objemové ztráty horniny v důsledku ražby tunelu je použitelný empirický postup, který se osvědčil při predikci přibližné velikosti svislého sednutí a průběhu poklesové kotliny. Objemová ztráta menší než 1,5 procenta zpravidla znamená, že nedojde k významnému vlivu na objekty nadzemní zástavby.
- Průběh poklesové kotliny může být s dostatečnou přibližností ve většině případů modelován Gaussovou křivkou.
- Veškeré teoretické vývoje a prognózy týkající se vývoje poklesové kotliny a deformačního chování objektů na ní se nacházejících musí být kontrolovány a případně korigovány důsledným a dostatečně podrobným a komplexním monitoringem tunelového ostění, povrchu poklesové kotliny a deformací objektů nadzemní zástavby na ní se nacházejících.

ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@arcadisgt.cz,
 ING. ONDŘEJ HORT, hort@arcadisgt.cz,
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsyPAL@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika,
 ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, vladimirkristek@seznam.cz,
 FSv ČVUT

- sizes of cracks within desired limits has a fundamental influence on the economy and safety of near-surface tunnels driven in urban areas.
- It is a complicated task involving the interaction between the ground environment, the tunnel being excavated, the toughness of the building structure, the settlement trough and the building structure found within the settlement trough itself.
- There is a number of observations of the development of settlement troughs and measurements of vertical deformations on structures found within the troughs available, which make prognoses possible on the basis of the observations.
- The key factor influencing the serviceability and stability of a building structure is the development of horizontal deformations, which may be encountered in certain areas of a settlement trough. Unfortunately, the number of direct measurements of horizontal deformations both on structures and on the settlement trough is minimum. This is a field for future investigations and data collection.
- Today there are even mathematical methods available for modelling the development of both the settlement trough and deformations of structures located within the troughs. However, it is necessary now to put stress on the fact that to achieve reliable results, the modelling results must be confronted with the actual development, by means of back analyses. This procedure was also successful in the cases where proper measurements of the development of settlement troughs and structures during the course of the excavation of exploratory galleries were available.
- The concept of the loss of ground volume due to the tunnel excavation is an applicable empiric procedure, which acquitted itself in predicting the approximate magnitude of vertical settlement and the course of a settlement trough. A volume loss under 1.5 per cent usually means that no significant impact on surface buildings will be encountered.
- In most cases the course of a settlement trough can be modelled with sufficient precision by means of the Gaussian curve of distribution.
- All theoretical conclusions and prognoses regarding the development of a settlement trough and the deformational behaviour of structures found within the trough must be verified and, if necessary, corrected by means of consistent and sufficiently detailed and comprehensive monitoring of the tunnel lining, the settlement trough surface and deformations of surface structures found within the trough.

ING. TOMÁŠ EBERMANN, ebermann@arcadisgt.cz,
 ING. ONDŘEJ HORT, hort@arcadisgt.cz,
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsyPAL@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika,
 ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, vladimirkristek@seznam.cz,
 FSv ČVUT

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

LITERATURA / REFERENCES

1. KRÍSTEK, V., VRÁBLÍK, L. Relaxace namáhání stavebních konstrukcí při vynucených deformacích vyvolaných podzemní činností. Sborník mezinárodní konference Betonářské dny 2009. Hradec Králové, listopad 2009.
2. KRÍSTEK, V., EBERMANN, T. Problematika predikce vývoje namáhání a přetvoření betonových konstrukcí ovlivněných ražbou podzemních děl. In Stavební ročenka 2010, Bratislava : JAGA Group, 2009. ISBN 978-80-8076-079-3.
3. ČERVENKA, V., PUKL, R. Computer Models Of Concrete Structures. Structural Engineering International, 1992, vol. 2, no. 2, pp. 103–107 Zürich : IABSE. ISSN 1016-8664.
4. ČERVENKA, V., PUKL, R., OZBOLT, J., ELIGEHAUSEN, R. Mesh Sensitivity Effects in Smeared Finite Element Analysis of Concrete Structures. In Proceedings of the Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures. Proc. FRAMCOS 2, 1387 1396, Ed. F. H. Wittmann. Zürich : AEDIFICATIO, ETH ČERVENKA, J., ČERVENKA, V., ELIGEHAUSEN, R. Fracture-plastic material model for concrete, application to analysis of powder actuated anchors. Third Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete Structures. Proc. FRAMCOS 3, AEDIFICATIO, Oct. 12.–16., 1998, Gifu, Japan.
5. ČERVENKA V. Simulation of shear failure modes of r.c. structures. Proceedings of EURO-C 1998. Computational Modeling of Concrete Structures, April 1998, Badgastein, Austria, pp. 833–838.
6. HORT, O., EBERMANN, T., RYCHTECKÝ, M., LOSSMANN, J., POLÁK, M. Královopolské tunely v jílech: vliv deformační odezvy na budovy na povrchu. Sborník konference Podzemní stavby 2010. Praha, červen 2010.
7. ROZSYPAL, A., ZEMÁNEK, I. Hazardous Passage of Mrazovka tunnel under a Reinforced Concrete Structure. International Conference ISRM, Johannesburg, 2003.
8. POLSHIN, D. E., TOKAR, R. A. Maximum Allowable Non-uniform Settlement of Structures, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957. vol. 1, s. 404–405.
9. ROZSYPAL, A., ZEMÁNEK, I. Tunely Mrázovka. Posouzení objektů. Praha, Archiv SG Geotechnika, 1999, s. 21.
10. BURLAND, J. B., STANDING, J. R., JARDIN, F. M. Building response to tunneling – Case studies from construction of the Jubilee line extension London. Volum 1 Projects and Metod. Thomas Telford, 2001.
11. BURLAND, J. B., WROTH, C. P. Settlements of Buildings and Associated Damage. Conference on Settlement of Structures. BTS, Cambridge, 1975, s. 611–654.

HYDROIZOLAČNÍ SYSTÉMY NA TUNELOVÉM KOMPLEXU BLANKA

WATERPROOFING SYSTEMS ON BLANKA COMPLEX OF TUNNELS

VLADIMÍR PETRŽILKA, PAVEL ŠOUREK

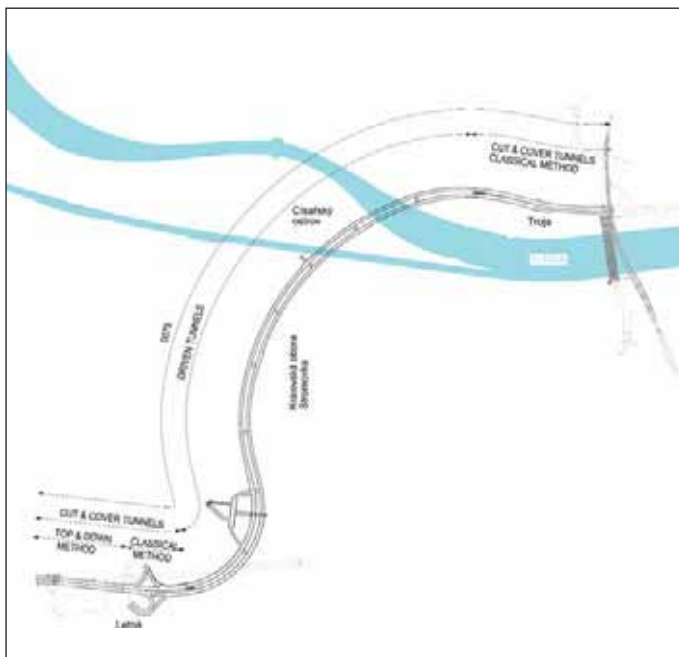
1 ÚVOD

Tento článek je dalším příspěvkem na téma tunelový komplex Blanka, v současné době nejrozsáhlejší podzemní stavby budované v České republice, a to na pražském městském okruhu. Trasa je zde vedena v cca 5,5 km dlouhém tunelovém úseku sestávajícím z dílčích částí hloubených a ražených. Jejich technické řešení odpovídá podmínkám výstavby, geologickým a hydrogeologickým poměrům, výšce nadloží, možnostem omezení v území během výstavby a mnoha dalším požadavkům od zadavatele a zhotovitele díla (podrobněji viz samostatný článek v TUNEL 3/2007) (obr. 1, 2). Samostatnou problematikou této rozsáhlé podzemní stavby je její ochrana proti podzemní a průsakové vodě. Jelikož se jedná o stavbu s dlouhodobou životností (min. 100 let) a navíc podzemní, bylo třeba této problematice věnovat velkou pozornost. Trasa tunelu podchází řeku Vltavu, v převážné délce je pod úrovní hladiny podzemní vody, několikrát se mění z hloubené do ražené, agresivita prostředí je převážně XA1, ale lokálně i XA2. To vše jsou důvody pro využití moderních materiálů a pracovních postupů hydroizolační bariéry obvodových konstrukcí tunelů.

Systémy zajištění vodonepropustnosti podzemních staveb lze zcela obecně dělit na dva základní typy. Jedná se o primární nebo sekundární způsob ochrany, případně o jejich kombinaci. O primárním způsobu ochrany hovoříme tehdy, jestliže jako vodonepropustná působí přímo obvodová konstrukce stavby. O sekundární způsob ochrany se potom jedná v případě, kdy pro vodonepropustnost je třeba vytvořit další obvodovou vrstvu – plášť.

Oba tyto základní způsoby, jak vodonepropustnost stavebního díla zajistit, můžeme dále dělit.

Při primární ochraně záleží především na použitém konstrukčním řešení. Jiné postupy, technologie a detaily musíme řešit u hloubených tunelů budovaných v otevřené stavební jámě, u tunelů s čelním odtěšováním metodou MMM nebo tzv. systémem do vany, a jiné postupy řešíme u tunelů ražených, kde záleží především na způsobu provádění definitivního ostění.



Obr. 1 Situace technických řešení tunelových trub na stavbě 0079

Fig. 1 Layout of technical solutions for tunnel tubes in construction lot 0079

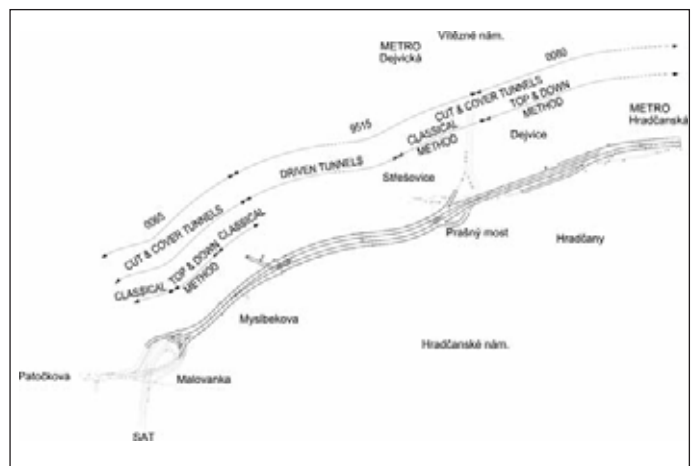
1 INTRODUCTION

This paper is another contribution to the topic of the Blanka complex of tunnels on the City Ring Road (an inner ring) in Prague, which is currently the largest underground construction being developed in the Czech Republic. The route runs through an about 5.5km long tunnel section, consisting of cut-and-cover / cover-and-cut and mined sub-sections. The technical solutions for the tunnels depend on construction conditions, geological and hydrogeological conditions, the height of overburden, possibilities of restricting traffic within the area during the course of the construction and many other requirements received from the project owner and the contractor (for details see an independent paper in TUNEL 3/2007) (see Figures 1 and 2). The protection of underground structures forming this extensive construction project against ground water and seepage of ground water into them forms a separate package of problems. Because the design life of Blanka tunnel structures is long (minimum 100 years) and, in addition, the structures are located underground, it was necessary to devote great attention to these problems. The tunnel route passes under the Vltava River bottom, with the prevailing proportion of its length under the water table, several times changing from cut-and-cover / cover-and-cut to a mined design and vice versa, with the prevailing exposure grade of XA1, but locally even XA2. All of these conditions are reasons for using modern materials and work procedures for the implementation of waterproofing barriers for tunnel structures.

Waterproofing systems for underground structures can be generally divided into two basic types – primary protection, secondary protection or their combination. We speak about the primary protection if the structural envelope itself fulfils the waterproofing role. The secondary protection is provided if it is necessary to create another enveloping layer – a waterproofing jacket.

The two basic techniques ensuring waterproofing of structures can be divided further.

In the case of the primary protection it first of all depends on the structural design used. Procedures, technologies and details solved for cut-and-cover tunnels built in open construction trenches, cover-and-cut tunnels using diaphragm walls and a top-down process of construction or the so-called bath-tub system must differ in the cases of mined tunnels, where the most important aspect is the final lining construction technique.



Obr. 2 Situace technických řešení tunelových trub na stavbě 0065, 9515, 0080

Fig. 2 Layout of technical solutions for tunnel tubes in construction lots 0065, 9515, 0080

Přejdeme-li k sekundární ochraně, je počet možných variant ještě větší. Zde totiž záleží nejen na použitém konstrukčním řešení, ale především na zvoleném systému obvodového vodonepropustného pláště.

Na stavbě tunelového komplexu Blanka v Praze jsou použity oba základní způsoby ochrany, jelikož je zde využito všech výše jmenovaných konstrukčních řešení tunelových staveb.

2 HLOUBENÉ TUNELY KLASICKÉHO TYPU (V OTEVŘENÉ JÁMĚ)

V otevřené stavební jámě, ať už svahované nebo dočasně zajištěné, jsou realizovány tunely na staveništi v Troji, na Letné v portálové části raženého tunelu Královská obora, na Prašném mostě v portálové části raženého tunelu Brusnice, dále v prostoru u křižovatky ulic Myslbekova x Patočkova a v prostoru mimoúrovňové křižovatky Malovanka. Navrženy jsou hloubené tunely jak s rovným stropem, tak i tunely s klenbou spolu s dalšími podzemními objekty, jako jsou technologická centra, garáže nebo výdechové a nasávací objekty. Popis technického řešení a postupu výstavby je obsahem samostatného článku otištěného v časopise TUNEL 1/2009.

V úsecích těchto tunelů je pro zajištění vodonepropustnosti použit sekundární způsob ochrany pomocí vnější plášťové izolace. Jako materiál byl zvolen bentonit (vyjma v předstihu budované části v blízkosti křižovatky Malovanka, kde je využito kombinace systému samolepicí fóliové hydroizolace z materiálu HDPE a živice – Preprufe a Bithuthene).

Bentonit je homogenní, velmi jemná reziduální jílovitá hornina, která vzniká postupným zvětváváním mateční horniny, především sopečných tufů. Bentonit má značnou sorpční schopnost a vnitřní bobtnavost ve styku s vodou. Pro použití jako těsnicího prvku je nejvíce vhodný bentonit sodný.

Bentonitové izolace prošly v posledních asi 20 letech značným vývojem. Z používání především na skládkách v USA se postupně z bentonitových rohoží začaly izolovat podzemní stavby i v Evropě



Obr. 3 Před betonáží ukládaná bentonitová izolace Voltex
Fig. 3 Voltex bentonite mats installed before casting of concrete

If we change over to the secondary protection, the number of variants available is even higher. In this case it depends not only on the structural solution used, but first of all on the chosen system of the waterproofing jacket system.

Both basic protection systems are used at the construction of Blanka complex of tunnels because all of the above-mentioned structural solutions to tunnel structures are used there.

2 CLASSICAL CUT-AND-COVER TUNNELS (BUILT IN OPEN TRENCHES)

Open construction trenches, either with sloped sides or stabilised by temporary support, are used at construction sites in Troja, Letná (the pre-portal section of the Královská Obora mined tunnel), Prašný Most (the pre-portal section of the Brusnice mined tunnel), in the area of the Myslbekova Street x Patočkova Street intersection and in the space of the Malovanka grade-separated intersection. The design contains cut-and-cover tunnels both with flat roof decks and upper vaults, together with other underground structures, such as technical service centres, parking garages or exhaust and suction ventilation structures. The description of the technical solution and the construction process is contained in a separate paper published in TUNEL journal No. 01/2009.

In these tunnel sections, the secondary protection system is used to provide the waterproofing, by means of external waterproofing jackets. The material selected for this protection is bentonite (with the exception of a section built in advance in the vicinity of the Malovanka intersection, where a combination of a system using self-adhesive HDPE or bituminous (Preprufe and Bithuthene materials) membranes is applied).

Bentonite is a homogeneous, very fine residual clayey ground which originated by gradual weathering of rock matrix, first of all volcanic tuffs. Bentonite has significant sorption capacity and internal swelling capacity on contact with water. The most suitable for the application as a sealing element is sodium bentonite.



Obr. 4 Po odbednění ukládaná bentonitová izolace Dual Seal
Fig. 4 Dual Seal bentonite membrane installed after the formwork stripping

a dnes se mohou zhotovitelé prezentovat i použitím v ražených tunelech, především ve skandinávských zemích.

Vyvinuly se hlavně technologie zakomponování bentonitového granulátu nebo moučky do rohože, které zabraňují vyplavování bentonitu při nedostatečném přitlaku. Většina výrobců nyní požaduje vodorovnou sílu na přitlačení k izolované konstrukci kolem 80 kg/m². To v praxi znamená asi 0,5 m hutněného zásypu.

Pro klasické hloubené tunely v komplexu Blanka byla vybrána kombinace dvou výrobků využívajících vlastnosti bentonitu. První výrobek jsou rohože s označením Voltex. Tato rohož se skládá z vrstvy bentonitu sodného rovnoměrně uloženého mezi dvěma (tkanou a netkanou) polypropylénovými geotextiliemi vysoké pevnosti. Způsob prošíty zabraňuje přemísťování bentonitu mezi nimi.

V případě hloubených tunelů byla použita rohož s označením Voltex DS 0,2 N (obr. 3). Tento typ rohože je z jedné strany navíc opatřen integrovanou PE fólií tl. 0,2 mm. Výhodou je dvojí ochrana proti podzemní vodě, zaručená odolnost proti bludným proudům, nezaměnitelná poloha pro pokládku na stavbě a v neposlední řadě provádění dvojitého spoje.

Vybrané technické specifikace:

- celková tloušťka rohože v suchém stavu 6,4 mm
- teploty při instalaci od -32 °C
- odolnost vůči hydrostatickému tlaku 70,2 m
- odolnost proti průrazu 61,3 kg
- obsah bentonitu 4,9 kg/m²

Druhým použitým typem je bentonitová izolace Dual Seal (obr. 4). Tato izolace se skládá z vysokohustotní polyethylenové fólie (HDPE), odolné proti proražení, na které je nalaminován granulát bentonitu sodného.

Vybrané technické specifikace:

- celková tloušťka membrány 3,5–4 mm
- schopnost nabobtnání membrány (sodný bentonit) cca 6krát
- teploty při instalaci -30 °C až +55 °C
- % roztahnutí – definitivní poškození membrány 700 %
- odolnost vůči hydrostatickému tlaku 46 m

Kombinace těchto dvou typů bentonitových izolací byla nakonec projektantem navržena na základě konzultací s technickými pracovníky zastupujícími výrobce a především po předchozích zkušenostech zhotovitele izolačního systému, firmy Pastell, ze kterých vyplynulo, že bentonitové rohože Voltex je nejlépe používat jako izolace, na které se následně zhotoví betonová konstrukce, na rozdíl od izolace Dual Seal, kterou je lépe aplikovat na již vybetonovanou konstrukci dodatečně. Přechody mezi těmito dvěma typy jsou řešeny standardně, přesahem na stěně, nad úrovní základové desky.

Zásadní výhodou využití bentonitových izolací je jejich snadné provádění, které není ovlivněno klimatickými teplotami během roku. Velmi snadné je spojování jednotlivých dílů a jejich kotvení k nosné konstrukci. Izolace není nefunkční při vzniku lokálních drobných perforací, odpadá tak další ochrana před armováním, v případě porušení izolace se dá tento materiál snadno zapravit (např. bentonitovou pastou). Navíc oproti fóliím případný průsak nestane se po ostění tunelu až k pracovní nebo dilatační spáře, ale je zatěsněn bentonitem po ploše betonové konstrukce. Řešitelný je i problém nepříznivých klimatických podmínek (deště), izolaci je doporučeno zabetonovat v tomto případě do cca 14 dnů. Jinak je nutná dodatečná ochrana. Velkou pozornost při provádění je třeba věnovat organizaci a harmonogramu prací na stavbě a dostatečně ochránit dlouhodobě nedokončené přesahy izolací do návazných dilatací. V tomto případě je třeba zajistit odvod srážkových a průsakových vod mimo přesah izolace a tento zajistit min. zdvojením a zabalením do fólie (obr. 5, 6).

Ošetření dilatačních a pracovních spár

Součástí návrhu zajištění vodonepropustnosti podzemních staveb musí být i způsob ošetření pracovních a dilatačních spár obvodových konstrukcí.

V případě hloubených tunelů izolovaných bentonitovými rohožemi jsou použity do podélných i příčných pracovních spár těsnicí spárové plechy

Bentonite-based waterproofing systems have undergone significant development during the recent 20 years or so. After using bentonite mats first of all at landfills in the USA, the mats gradually started to be used for waterproofing of underground structures even in Europe. Today, contractors can present themselves even by using them in mined tunnels, first of all in Scandinavian countries.

The main technologies which have been developed incorporate bentonite granules or powder into mats, which prevent bentonite from being washed out when the side pressure is insufficient. The majority of manufacturers today require the horizontal pressure necessary for pressing the mats to the structure being waterproofed of about 80 kg/m². In practice, this means about 0.5m of compacted backfill.

A combination of two elements using properties of bentonite were selected for classical cut-and-cover tunnels in the Blanka complex. The first product is Voltex mats. Voltex mats consist of a sodium bentonite uniformly spread between two high-strength polypropylene geotextiles (one woven, the other nonwoven). The pick-stitching pattern prevents bentonite from travelling between them.

Voltex DS 0.2 N mats (see Fig. 3) were used in the case of the cut-and-cover tunnels. This type of mat is provided with an integrated 0.2mm thick PE membrane on one surface. The advantage is the doubled protection against ground water, guaranteed resistance to stray currents, non-confusable position for the placement on site and, at last but not least, the application of double joints.

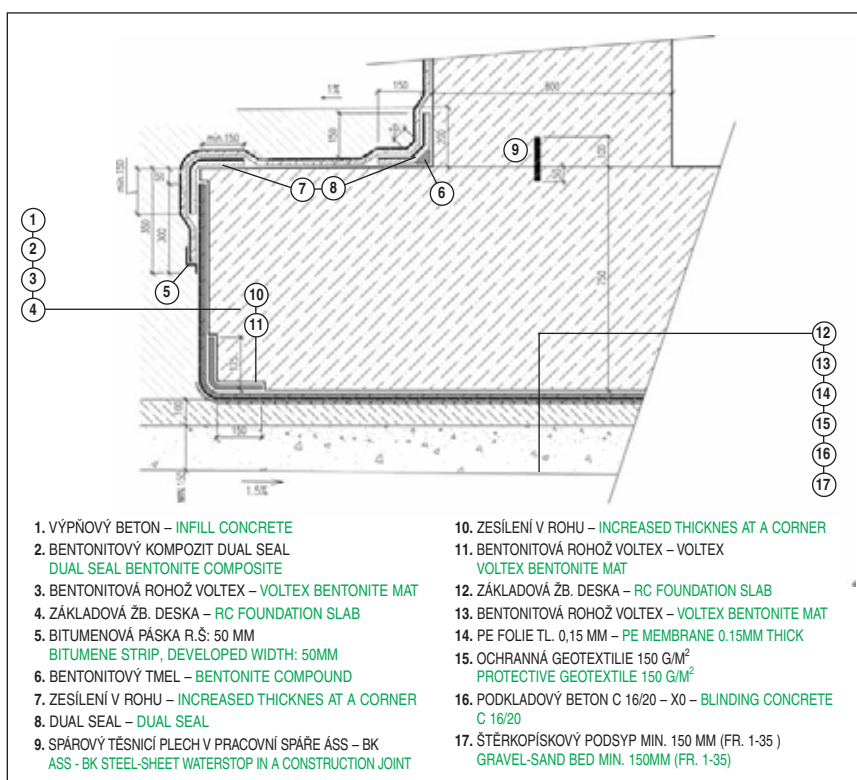
Selected technical specifications:

- total thickness of the mat in dry condition of 6.4mm
- temperatures during installation up from -32°C
- resistance to hydrostatic head of 70.2m
- puncture resistance of 61.3kg
- bentonite contents of 4.9kg/m²

The other type is Dual Seal bentonite membrane (see Fig. 4). This waterproofing membrane consists of puncture-resistant High Density Polyethylene (HDPE) membrane with sodium bentonite granules laminated on it.

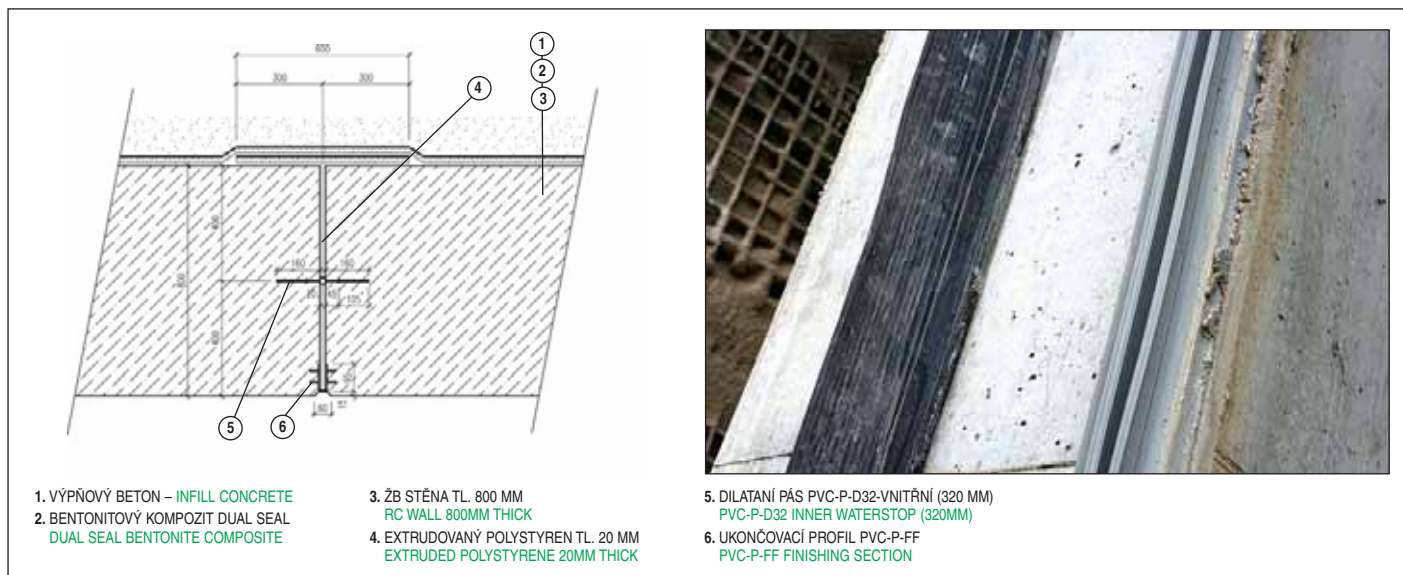
Selected technical specifications:

- total membrane thickness of 3.5 - 4mm
- swelling capacity of the membrane (sodium bentonite) about 6 times
- temperatures during installation -30°C to +55°C
- extension % - definite damage to the membrane: 700 %
- resistance to hydrostatic head of 46 m



Obr. 5 Detail napojení rohože Voltex na Dual Seal u základového výstupku

Fig. 5 Detail of the connection of Voltex mats to Dual Seal membrane at the foundation step



Obr. 6 Detail dilatační spáry vnější stěny

Fig. 6 Detail of an expansion joint in the external wall

s bitumenovou povrchovou úpravou od firmy Illichman (obr. 7), s krystalizačním nátěrem od firmy Redrock a spárový těsnicí plech Aquafin CJ 5 od firmy Schomburg. Tento pozinkovaný plech je opatřen speciální aktivní strukturovanou povrchovou úpravou zajišťující přilnutí k betonu, kdy při přístupu vody dochází k její chemické reakci s betonem a tím k dotěsnění spáry.

V dilatačních spárách je ve středu spáry vždy osazen vnitřní těsnicí dilatační pás PVC-P navržený podle pracovního diagramu na předpokládaný pohyb dilatační spáry a tlak vodního sloupce (Kunex, Sika). Tyto těsnicí pásy musí být po celém obvodu uzavřeny pomocí vodotěsných svarů. Do nejvíce namáhaných dilatačních spár mezi hloubenou a raženou částí jsou do plochy spáry ještě vloženy bentonitové bobtnavé panely Volclay VS a pojistný injektážní systém.

Do vnitřního líce stěn/klenby tunelů nad vozovkou je do dilatačních spár vložen dvoutřítný těsnicí profil z PVC-P.

Všechny pracovní i dilatační spáry jsou navíc z vnější strany ochráněny zdvojením až ztrojením pásu bentonitových rohoží.

Přibližné plochy použití bentonitových hydroizolací v hloubených tunelech:

• Hloubené tunely Troja + TGC 6	60 000 m ²
• Hloubené tunely Letná – portálová část + TGC 3	60 000 m ²
• Hloubené tunely Pražský most + Myslbekova + TGC 1 a TGC 2	80 000 m ²
• Podzemní garáže Letná	27 000 m ²
• Podzemní garáže Pražský most	18 000 m ²
• Celkem	245 000 m ²



Obr. 7 Těsnicí plech v pracovní spáře

Fig. 7 Steel sheet waterstop in a construction joint

The combination of these two types of bentonite waterproofing mats was eventually proposed by the designer on the basis of consultations with technical representatives of the manufacturers and, first of all, after previous experience of the manufacturer of the waterproofing system, Pastell s.r.o., according to which Voltex mats are best to use for waterproofing layers to which a concrete structure is to be cast subsequently, in contrast with Dual Seal membranes, which are best to apply subsequently to a previously completed concrete structure. Transitions between the two systems are solved in a standard way by overlapping on the wall and above the base slab level.

Basic advantage of the use of bentonite waterproofing systems is easy application, which is not influenced by climatic temperatures during the year. Joining individual components together and anchoring them to the bearing structure is very easy. The waterproofing does not lose functionality if minor local perforations originate, therefore additional protection against damaging when concrete reinforcement is being placed becomes unnecessary; in the case of a damage to the mats this material is easy repair (for instance by treating the holes by a bentonite paste). In addition, in contrast to plastic membranes, contingent seepage water does not travel on the tunnel lining surface up to a construction or expansion joint. It remains sealed by bentonite on the concrete structure surface. Even the problem of unfavourable climatic conditions (rain) is solvable. It is recommended in this case that the concrete structure should cover the bentonite mats roughly within 14 days. Otherwise additional protection is necessary. Great attention during the installation must be devoted to the organisation and the construction schedule, so that for a long time incomplete overlaps of the membranes to subsequent expansion blocks are sufficiently protected. In this case it is necessary to evacuate rain water and seepage water from the vicinity of the overlap and this overlap must be protected by at least one additional bentonite mat layer and wrapped in a plastic foil (see Fig. 5 and 6).

Treatment of expansion and construction joints

A design for a waterproofing system for underground structures must also specify the method of treating construction and expansion joints in the structural envelope.

In the case of cut-and-cover tunnels with the waterproofing provided by bentonite mats, steel sheet waterstops are used for longitudinal and transverse construction joints: bitumen coated supplied by Illichman (see Fig. 7), crystalline paint-coated supplied by Redrock and Schomburg's Aquafin CJ 5. The latter waterstop is zinc-coated steel sheet provided with a special active structured coat ensuring adhesion to concrete through a chemical reaction initiated by a contact with water, resulting in improved sealing of the joint.

An internal PVC-P waterstop is installed at the centre of each expansion joint. This waterstop is designed according to a stress-strain diagram for the anticipated movement of the expansion joint and



Obr. 8 Dočasná ochrana bentonitové izolace na stěně
Fig. 8 Temporary protection of a bentonite waterproofing layer on the wall

3 HLOUBENÉ TUNELY ČELNĚ ODTĚŽOVANÉ

Od budoucí křižovatky U Vorlíků na Letenské pláni až ke křižovatce Prašný most pod třídou Milady Horákové a v prostoru Patočkovy ulice před mimoúrovňovou křižovatkou Malovanka se tunely provádějí systémem konstrukčních podzemních stěn s čelním odtěžováním, tzv. metoda MMM.

Tyto tunely jsou navrženy v místech s velmi stísněnými prostorovými podmínkami a v místech s nutností minimalizace časového omezení provozu na povrchu. Popis technického řešení a postupu výstavby je obsahem samostatného článku otištěném v časopise TUNEL 2/2010.

Vodonepropustnost konstrukce tunelu zajišťuje vlastní nosná konstrukce a jedná se tedy o primární ochranu, bez dalších hydroizolačních vrstev. Podzemní stěny, stropní i spodní rozpěrná deska mají ve smyslu ČSN EN 206-1 maximální povolený průsak do 50 mm, dodávkou těsnících prvků byla pověřena firma Redrock.

Vybrané technické specifikace:

- minimální tloušťka betonové konstrukce z vodonepropustného betonu – 500 mm
- krytí hlavní nosné výztuže betonu u vnějšího líce konstrukce – 80–100 mm
- povolený průsak do betonu – 50 mm
- min. třída betonu – C25/30
- agresivita prostředí dle ČSN EN 206-1 – XA1 (XA2)
- omezení šířky trhlin na vnějším líci konstrukce – 0,3 mm
- odolnost vůči hydrostatickému tlaku – 20 m
- zatřídění dle TP ČBS 02 – Bílé vany – (Kon₁, A₁, W₂)

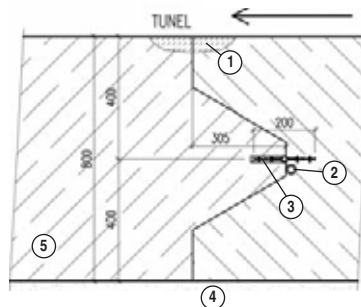
Spoj lamel podzemních stěn

Při primární ochraně musí být věnována zvýšená pozornost zajištění vodotěsnosti veškerých pracovních a dilatačních spár, neboť právě ony tvoří hlavní případnou příčinu průsaku.

V případě podzemních stěn šlo systémově vždy o shodné řešení spáry mezi jednotlivými lamelami. Vlastní spára je provedena jako zalomená a je do ní osazen vnitřní těsnící pás Supercast PVC hydrofoil 200 mm, v případě vnějších stěn doplněný osazením injektážní trubky PVC 32/4,5 mm pro možnost provedení dotěšňující cementové injektáže (obr. 9).

DETAIL NAPOJENÍ LAMEL KRAJNÍ PODZEMNÍ STĚNY DETAIL OF CONNECTION OF LAMELLAS OF EDGE DIAPHRAGM WALL

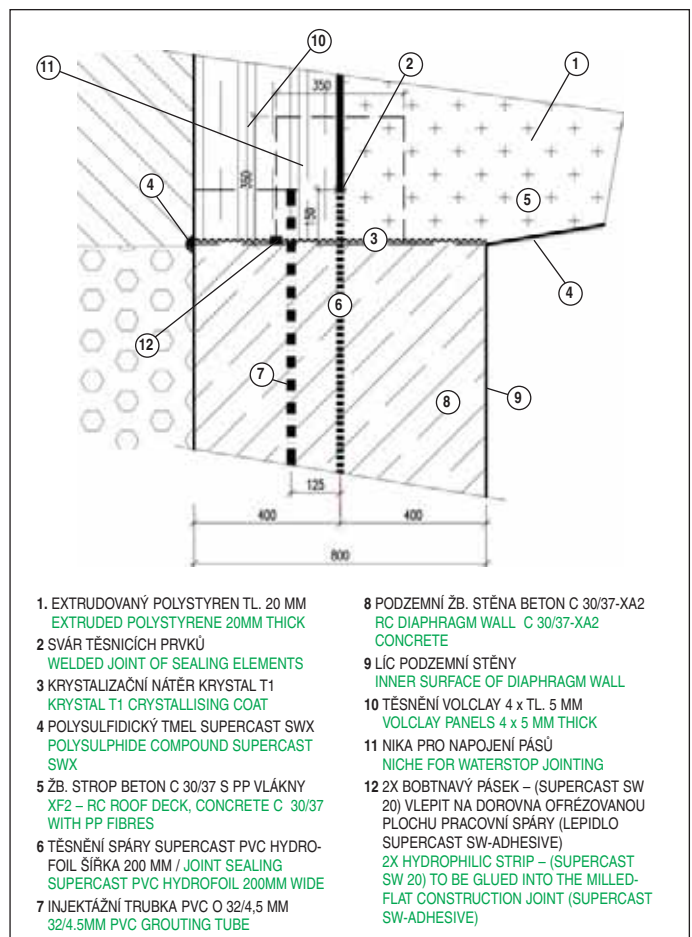
POSTUP VÝSTAVBY
CONSTRUCTION PROGRESS



1. CHEMICKÁ INJEKTÁŽ
CHEMICAL GROUTING
VRTY O 12–13 MM KOLMO NA SPÁRU
(PROVÁDĚNO DLE POTŘEBY PO ODTĚŽENÍ
PROFILU TUNELU)
DRILLHOLES 12-13MM DIA., PERPENDICULAR
TO THE JOINT (CARRIED OUT WHEN
REQUIRED, AFTER COMPLETION OF EXCAVATION
INSIDE THE TUNNEL STRUCTURE)
2. INJEKTÁŽNÍ TRUBKA PVC O 32/4,5 MM
32/4.5MM PVC GROUTING TUBE
3. TĚSNĚNÍ SPÁRY – JOINT SEALING
SUPERCASST PVC HYDROFOIL ŠÍŘKA 200
MM – SUPERCASST PVC HYDROFOIL 200MM
WIDE
4. ZEMINA – EARTH
5. LAMELA PODZEMNÍ ŽB. STĚNY
RC DIAPHRAGM WALL LAMELLA,
CONCRETE C_30_37-XA2

Obr. 9 Detail spáry lamel podzemní stěny / odhalená spára

Fig. 9 Detail of the joint between diaphragm wall lamellas / an exposed joint



Obr. 10 Detail spáry podzemní stěna x strop (dilatační spára)

Fig. 10 Detail of a diaphragm wall x roof deck joint (expansion joint)

hydraulic pressure (Kunex, Sika). These waterstops must be closed all around the circumference by means of watertight welds. In addition, Volclay VS hydrophilic bentonite panels and a safety drainage system are inserted into most stressed expansion joints.

A double-fin PVC-P waterstop is inserted into the inner face of tunnel walls/vault expansion joints above the roadway.

All construction and expansion joints are, in addition, protected on the external face by doubling or triplicating the bentonite mat layer.



Obr. 11 Ochrana těsnicích prvků dilatační spáry stropu a lamel podzemní stěny
Fig. 11 Protection of sealing elements for a roof deck x diaphragm wall lamellas expansion joint

Dilatační a pracovní spáry ve stropě

Dilatační i pracovní spáry ve stropě tunelu jsou systémově řešeny obdobně, pomocí vnitřního těsnicího pásu stejného typu, navařeného na vnitřní těsnicí pás stěn pomocí tzv. Z-tvarovky. V dilatační spáře jsou dále instalovány na vnější straně těsnicího pásu bentonitové panely Volclay VS (lze nahradit bentonitovou rohoží) a u vnitřního líce byl do spáry použit polysulfidický tmel Thioflex 600.

Bentonitové panely Volclay jsou speciální výrobky určené mimo jiné do dilatačních spár. Jedná se o vlnité kartony naplněné bentonitem sodným tloušťky 4,7 mm. Tyto kartony slouží pouze jako nosné prvky pro sypek a suchý bentonit, který se aktivuje po styku s vodou a to na obě strany. Panely se standardně překládají a na svislých plochách upevňují nastřelením, a to ve více vrstvách podle požadované tloušťky dilatační spáry.

V pracovní spáře je těsnicí pás doplněn těsnicím polymerovým bobtnavým páskem Supercast SW 10 umístěným vně těsnicího pásu (obr. 10–11).

Podélné spáry podzemní stěna/strop

Před aplikací těsnicích prvků je mechanicky očištěna koruna podzemní stěny (opikována) do požadované výšky a zbavena nekvalitního betonu vyplaveného při betonáži.

Celá podélná spára je nejprve natřena krystalizačním nátěrem Krystol T1 (alternativně H-krystal). Do spáry je vlepen lepidlem Supercast SW Adhesive bobtnavý polymerový těsnicí pásek Supercast SW 20 s oddálenou reakcí na vodu. Pásky jsou s ohledem na předpokládanou nerovnoměrnost spáry v podélném směru dva na sobě. Po zabetonování stropu, před realizací výplňových betonů mezi stěnou jámy předkopu a bokem stropu je spára navíc ošetřena těsnicí bobtnavou pastou Supercast SWX. Tato poslední ochrana probíhá těsně před realizací následné betonáže stropu.

Příčné a podélné dilatační a pracovní spáry ve spodních konstrukcích

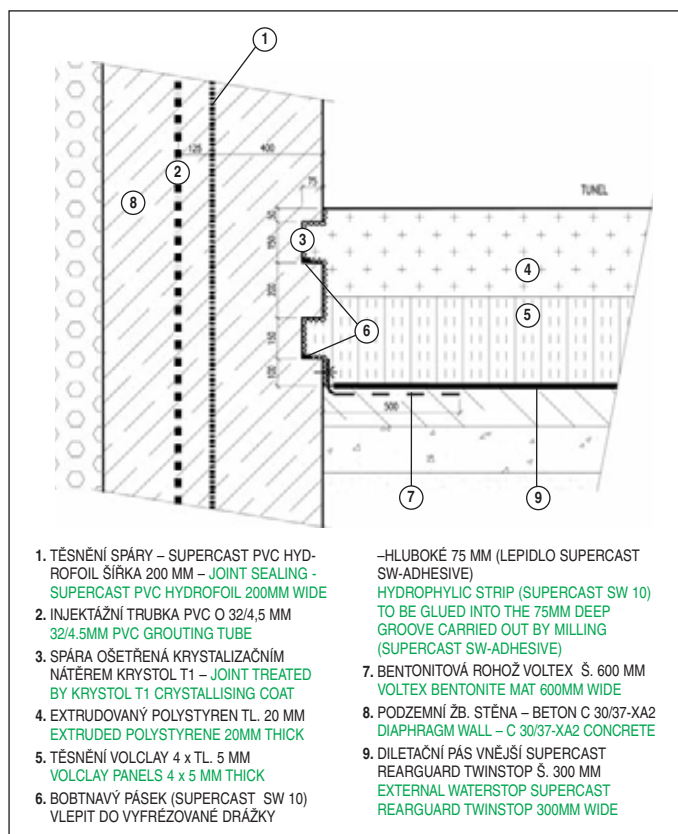
Příčná dilatační spára je ošetřena vnějším těsnicím pásem s integrovanými bobtnavými prvky Supercast PVC Twinstop Reardguard 300 mm, uloženým na podkladní beton před betonáží spodních nosných konstrukcí. V místě tupého ukončení u stěn je tento pás podložen ještě pásem bentonitové rohože Voltex 600x600 mm zahnuté a přistřelené na stěny. Spára byla dále dotěsněna bentonitovými panely Volclay VS, popsány výše, umístěnými do spáry nad těsnicí pás do výšky 400 mm.

Podélné a příčné pracovní spáry jsou ošetřeny krystalizačním nátěrem Krystol T1 a spárovým těsnicím plechem s povrchovou krystalizační úpravou Redpass SK umístěným do středu konstrukce.

Na podzemní stěnu je plech, po zahnutí do pravého úhlu, připevněn přistřelením přes podkladní bentonitový panel Volclay VK 200 x 200 mm. Dále je před betonáží navazující sekce přistřelen do spáry bobtnavý polymerový těsnicí pásek Supercast SW 10.

Podélná spára spodní rozpěrná deska/podzemní stěna

Po odtěžení profilu tubusu tunelu je nejdříve odfrézován vnitřní líc stěn, následně jsou na vnitřním líci stěn provedeny dvě podélné



Obr. 12 Detail napojení spodní rozpěrné desky na podzemní stěnu (dilatační spára)
Fig. 12 Detail of the connection of the bottom bracing slab to a diaphragm wall (expansion joint)

Approximate bentonite waterproofing areas applied to cut-and-cover tunnels:

• Troja cut-and-cover tunnels + TGC 6 Technical Service Centre	60,000m ²
• Letná cut-and-cover tunnels – pre-portal section + TGC 3	60,000m ²
• Pražský most + Myslbekova cut-and-cover tunnels TGC 1 and TGC 2	80,000m ²
• Letná underground car park	27,000m ²
• Pražský Most underground car park	18,000m ²
• Total	245,000m ²

3 COVER-AND-CUT (TOP-DOWN PROCESS) TUNNELS

Cover-and-cut tunnels built using the top-down process (the so-called MMM method) are designed for the sections from the future U Vorlíků intersection in the Letná Plain up to the Pražský Most intersection under Milady Horákové Street, and in the space of Patočkova Street in front of the Malovanka grade-separated intersection.

These tunnels are found in locations where the space conditions are constricted and locations where time restrictions on surface traffic must be minimised. The description of the technical solution and construction process is contained in a paper published in TUNEL journal No. 02/2010.

The waterproofing capacity of the tunnel structure is ensured by the tunnel structure itself, this is therefore the case of the primary protection, without additional waterproofing layers. The maximum allowable seepage into concrete of 50mm is prescribed by ČSN EN 206-1 for diaphragm walls and roof deck and bottom bracing slab structures. Redrock Construction s.r.o. was commissioned to supply sealing elements for these tunnels.

Selected technical specifications:

- minimum thickness of a water-retaining concrete structure – 500mm
- concrete cover on principal reinforcing bars on the external surface of the structure – 80–100mm
- permissible seepage into concrete – 50mm
- minimum concrete grade – C25/30



Obr. 13 Izolace spodní klenby s ochrannou fólií

Fig. 13 Waterproofing of the invert with a protective foil

drážky pro spojení spodní rozpěrné desky se stěnami a navrtány otvory pro sprášení spodní rozpěrné desky se stěnou.

Drážky jsou provedeny hloubky cca 75 mm a výšky 150 mm. Po odfrézování je celá plocha spáry včetně ozubů ošetřena krystalizačním nátěrem Krystol T1. V průběhu armování je do všech drážek vlepen lepidlem Supercast SW Adhesive do spodního rohu těsnicí bobtnavý polymerový pásek Supercast SW 10 bez opožděné reakce na vodu (obr. 12).

4 RAŽENÉ TUNELY

Vodonepropustnost tohoto úseku ražených tunelů komplexu Blanka je zajištěna, dá se říci standardní metodou sekundární ochrany, pomocí fóliových hydroizolací. Jedná se o uzavřenou (tlakovou) izolaci po celém obvodu tunelových tubusů s možností dodatečné injektáže prostoru mezi fólií a definitivním ostěním. Izolační práce jsou zajišťovány střediskem hydroizolací Divize 1. Metrostav a. s.

Systém sektorování

Systém uzavřené fóliové izolace se provádí s ohledem na délku bednicího vozu pro betonáž definitivního ostění. Dvoupruhové tunely mají standardně délku sekce 12 m, třípruhové 10,5 m. Po těchto vzdálenostech jsou na fóliovou izolaci, příčně po celém obvodu navařeny vnější těsnicí pásy (fugenbandy), které dělí tunel na tzv. sekce. K těmto příčným těsnicím pásům jsou, v úrovni podélné spáry mezi dolní a horní tunelovou klenbou, navařeny podélné těsnicí pásy. Ty dělí jednotlivé sekce na tzv. sektory. Každá sekce se tedy ještě dělí na horní a dolní sektor.

Výhodou tohoto systému je mimo jiné možnost přesné lokalizace případných budoucích průsaků. Pro možnost jejich zastavení byl do jednotlivých sektorů ještě integrován injektážní systém pro tzv. dodatečnou plošnou injektáž.

Níže jsou stručně popsány požadavky, které jsou kladeny na jednotlivé prvky hydroizolačního systému.

Požadavky na primární ostění (nosič izolace)

Primární ostění musí být zhotoveno a upraveno tak, aby na něj mohla být plně pokládána ochranná vrstva a izolace s ohledem na jejich materiálové vlastnosti, aniž by byly porušeny.

Primární ostění musí proto splňovat následující požadavky:

- dostatečnou tvarovou pevnost a stálost
- minimální tloušťku 0,05 m při zrnitosti do 8 mm
- poměr vzdálenosti k výšce sousedních nerovností nejvíce v poměru 1:8
- musí být odstraněny všechny hrany a hroty a provedeno jejich zaoblení v poloměru minimálně 0,2 m
- drobné místní nerovnosti mohou být max. 2 cm na 10 cm základny
- v místech izolace nesmí stát a stékat voda

Ochranná vrstva izolace

Vodotěsná izolační fólie vyžaduje ochranu ze strany primárního ostění v celé ploše izolace. Geotextilie jako ochranná vrstva pro izolační fólie z umělých hmot se musí obecně snášet s ostatními použitými materiály a v součinnosti s nimi musí zajišťovat dlouhodobou trvanlivost. Pro nebezpečí hydrolýzy polyesteru nesmějí být použity geotextilie z tohoto materiálu.

- exposure grade according to ČSN EN 206-1 - XA1 (XA2)
- restriction on the width of cracks on the external surface of the structure – 0,3mm
- resistance to hydrostatic head – 20mm
- category according to TP ČBS 02 – White tanks – (Kon₁, A₁, W₂)

Joints between diaphragm wall lamellas

In the case of the primary protection, increased attention must be devoted to sealing of all construction and expansion joints because it is these joints that constitute the main potential cause of leaks.

In the case of diaphragm walls, the system of the design for joints between individual lamellas has always been identical. The joint itself is rebated, with a Supercast PVC Hydrofoil 200mm waterstop inserted in it; a PVC 32/4.5mm PVC tube is added for external walls, allowing additional sealing by cement grout (see Fig. 9).

Expansion and construction joints in roof decks

The design for the system of expansion and construction joints in a tunnel roof deck is solved similarly, using an inner waterstop of the same type, which is welded to the waterstop in the wall by means of the so-called Z-shaped piece. In addition, Volclay VS bentonite panels are installed in the expansion joint on the external side of the waterstop (Volclay VS panels can be replaced by bentonite mats) and THioflex 600 polysulphide compound was applied into the joint at the internal surface.

Volclay bentonite panels are specialist products designed, among other purposes, for the installation in expansion joints. The panels consist of 4.7mm thick corrugated cardboard filled with sodium bentonite. The cardboard serves only to provide support for the loose and dry bentonite, which is activated on both sides on contact with water. The panels are overlapped in a standard way and are fixed to vertical surfaces by shotfiring, with the number of layers depending on the required thickness of the expansion joint.

In a construction joint, the waterstop is supplemented by Supercast SW 10 hydrophilic polymeric strip installed on the external side of the waterstop (see Fig. 10 and 11).

Diaphragm wall x roof deck longitudinal joints

Before the waterproofing elements are installed, the diaphragm wall top is mechanically cleaned with a chipping hammer to the required level and poor-quality concrete washed out during the concrete casting operation is removed.

The entire longitudinal joint is first coated with Krystol T1 crystallizing solution (alternatively H-krystal). Then a Supercast SW 20 hydrophilic sealing strip with postponed reaction to water is glued into the joint using Supercast SW Adhesive. Because of the assumed unevenness of the joint in the longitudinal direction, two strips are installed one on each other. When casting of the roof slab has been completed, before casting of the concrete fill between the side of the initial-stage construction trench and the side of the roof deck, the joint is in addition treated with Supercast SWX hydrophilic sealing paste. This last protection is implemented just before the subsequent casting of the roof deck.

Transverse and longitudinal expansion and construction joints in substructures

The transverse joint is provided with Supercast PVC Twinstop Rearguard 300mm waterstop with integrated hydrophilic elements, which is placed on blinding concrete before casting of substructures. At the butt end at the walls, this waterstop is in addition underlaid by Voltex 600x600mm mats forming a strip bent and shotfired to the walls. The joint is in addition sealed by the above-mentioned Volclay VS bentonite panels, which are installed in the joint above the waterstop, up to the height of 400mm.

Longitudinal and transverse joints are coated with Krystol T1 crystallizing solution and provided with a steel sheet waterstop coated with Redpass SK crystalline product, which is installed in the middle of the structure.

The steel sheet, after bending it to a right angle, is fixed to the diaphragm wall by shotfiring it through a Volclay 200 x 200mm bentonite substrate panel. Subsequently, before casting of the neighbouring block, Supercast SW 10 hydrophilic polymer sealing strip is shotfired to the joint.



Obr. 14 Izolace horní klenby
Fig. 14 Upper vault waterproofing

Pro geotextilii použitou v ražených tunelech Blanka byl předepsán požadavek na min. plošnou hmotnost 800 g/m², odolnost proti dynamickému protřetí 0 mm (dle ČSN EN ISO 13433) a CBR test 8 KN (dle ČSN EN ISO 12 236). Těmto parametrům vyhovovala zhotovitelem vybraná geotextilie Geofiltex 63F, 1200 g/m².

Vodotěsná izolace

Jako základní izolační prvek byla použita fólie z PVC P od výrobce Sika ozn. Sikaplan WP 2110-31 HL2. Tato fólie je opatřena žlutou signální vrstvou tl. 0,2 mm. Přibližná plocha fóliové izolace použitá v ražených tunelech bude 200 600 m².

Vybrané technické specifikace:

- | | |
|---|------------------|
| • jmenovitá tloušťka 3,16 (+5/-10 %) mm | EN 1849_2 |
| • pevnost v tahu >17 N/mm ² | ČSN EN ISO 527 |
| • tažnost >300 % | ČSN EN ISO 527 |
| • statické protřetí 3,8 (±0,4) kN | ČSN EN ISO 12236 |

Těsnicí pásy

Do pracovních spár definitivního ostění jsou použity vnější těsnicí pásy ozn. AF 500/30 MP. Jedná se o těsnicí pás šířky 500 mm se 6 trny a vzdáleností mezi středními trny 170 mm. Pásy musejí být vodotěsně svařeny s izolační fólií ručními jednostopými svary šířky min. 30 mm a rovněž čela těsnicích pásů musejí být vodotěsně svařena.

Příčné pásy oddělující jednotlivé sekce jsou nepřerušené. Podélné těsnicí pásy dělící sekce na horní a dolní sektory se k příčným pásům vodotěsně přivařují. Nejsou použity tvarovky křížení.

Ochranná fólie

Ve dně je vodotěsná izolace včetně zesilujících pásů chráněna fólií ozn. Sikaplan Protect tl. 2 mm. Tato ochranná fólie je vytažena k podélným těsnicím pásům v úrovni spáry spodní/horní klenby a je na ně v jejich okrajové spodní části přivařena. Stejně tak je přivařena k příčným těsnicím pásům. Tyto svary jsou pouze konstrukční.

Systémy injektáže

Z důvodu kvalitnější ochrany izolace tunelu a možnosti jejího dotěsnění při případných průsaccích podzemní vody jsou navrženy dva samostatné systémy injektáže. Tyto systémy se vztahují vždy k jedné sekci betonáže, tedy mezi příčnými pracovními spárami ostění tunelu.

Jedná se o injektáž příčných a podélných těsnicích pásů a dodatečnou plošnou injektáž za definitivní ostění.

Dodatečná plošná injektáž

Systém dodatečné injektáže byl navržen jako opatření pro možnost zajištění těsnosti izolačního systému, která by byla porušena buď při vlastních stavebních pracích, nebo i v horizontu let užívání tunelu.

Předpokládá se dotěsňování průsaků v rámci jednoho sektoru, tedy mezi příčnými a podélnými těsnicími pásy a následně mezi jednotlivými sekcemi oddělenými příčnými těsnicími pásy po celém obvodu tunelu.

Ve všech těsnicích pásech jsou v poloze vždy mezi krajním vnějším a středním trnem osazeny jednoplášťové injektážní děrované hadice průměru 12/6 mm (výrobce Anton Vorek). Těsnicí pásy

Longitudinal joint between the bottom bracing slab and the diaphragm wall

When the excavation under the roof deck is completed, the inner surface of the diaphragm walls is milled back, then two longitudinal grooves are carried out in the inner face of the walls enabling the connection of the bottom bracing slab with the walls, and holes are drilled for coupling of the bottom bracing slab with the wall.

The grooves are about 75mm deep and 150mm high. When the wall surface milling is finished, the entire surface of the joint including the keyways is treated with Krystol T1 crystalline coating. Supercast SW 10 hydrophilic polymer sealing strip without postponed reaction to water is glued into the lower corner of all grooves by Supercast SW Adhesive (see Fig. 12).

4 MINED TUNNELS

The waterproofing of this mined section of the tunnels forming the Blanka complex is provided, we can say, using a standard method of secondary protection by means of waterproofing membranes (foils). A closed (pressure resistant) waterproofing system is used, covering the entire circumference of tunnel tubes, allowing additional grout to be injected into the space between the membrane and the final lining. The waterproofing installation is secured by Metrostav a. s. Division 1, the department of waterproofing.

Sectors-forming system

The closed membrane waterproofing system is installed, taking into consideration the length of the travelling formwork used for casting of the final lining. The standard lengths of casting blocks in double-lane tunnels and triple-lane tunnels are 12m and 10.5m, respectively. At these intervals, outer waterstops are welded to the waterproofing membrane, transversally, along the entire circumference. They divide the tunnel waterproofing into so-called sections. Longitudinal waterstops are welded to the transverse waterstops at the level of the longitudinal joint between the tunnel invert and upper vault. These waterstops divide the sections into so-called sectors. Each section is sub-divided into an upper sector and a lower sector.

The benefit of this system is, among others, the possibility to accurately locate contingent leaks in the future. An additional grouting system was integrated into individual sectors, allowing the so-called additional area-wide grouting.

The requirements which are put on individual elements of the waterproofing system are briefly described below.

Requirements for the primary lining (waterproofing membrane carrier)

The primary lining must be built and treated in a way guaranteeing that the protective layer and waterproofing membrane can be placed on it taking into consideration properties of the materials, without causing any damage to them.

The primary lining must therefore meet the following requirements:

- Sufficient rigidity and stability of the shape
- Minimum thickness of 0.05m at the grain size up to 8mm
- Maximum ratio of the distance between neighbouring humps to their height of 1 : 8
- All sharp edges and points must be removed; they must be rounded with the minimum radius of 0.2m
- Minor local humps must not be greater than 2cm height to 10cm width of the hump base
- No water is allowed to stand or run down on the membrane.

Waterproofing protection layer

The entire area of a waterproofing membrane needs protection from the primary lining side. Geotextile, which is used as a protective layer on plastic membranes, must generally get along with the other materials used and, in joint action with them, must guarantee long life of the system. Because of the risk of polyester hydrolyse, a polyester geotextile must not be used.

Minimum weight of 800g/m² and resistance against dynamic puncture of 0mm (according to ČSN EN ISO 13 433) and the CBR test of 8KN (according to ČSN EN ISO 12 236) are prescribed for the geotextile which is used in Blanka mined tunnels. These parameters were met by the geotextile which was selected by the contractor, Geofiltex 63F, 1200 g/m².



Obr. 15 Přechod mezi bentonitovou a fóliovou izolací u raženého portálu
Fig. 15 Transition between bentonite and foil waterproofing systems at a mined portal

budou v případě nutnosti dodatečných injektáží jako první injektovány, a tím dojde k oddělení jednotlivých sektorů a následně sekcí mezi sebou. Jako injektážního materiálu bude použito jednosložkové nízkoviskózní polyuretanové pryskyřice Mediata 705 (výrobce Asmedia S.A. Švýcarsko). Po provedení injektáže je Mediata 705 z hadice vytlačena jednosložkovou polyuretanovou pryskyřicí Stopdiant od stejného výrobce. Tato pryskyřice zůstane v hadici natrvalo uzavřena. Jedná se o nereagující směs s velmi nízkou viskozitou, která bude plnit jakousi funkci konzervace vnitřku hadice pro možnost dlouhodobé opakovatelnosti injektáže opět jednosložkovou polyuretanovou pryskyřicí typu Mediata 705.

Pro plošnou injektáž je zvolen tzv. žebříkový (patrový) systém umístění injektážních hadic. Hadice jsou umístěny rovnoběžně s podélnou osou tunelu. Vzdálenost hadic mezi sebou je předepsána max. 4 m vzhledem k ploše, kterou bude možné, na základě viskozity injektážního media zainjektovat. Jsou použity jednoplaštové injektážní hadice W-PVC 18/10 (výrobce Anton Vorek).

V případě nutnosti bude stejně jako u těsnících pásů použita jednosložková polyuretanová pryskyřice Mediata 705. A stejným způsobem bude využito i jednosložkové polyuretanové pryskyřice Stopdiant.

Injektážní krabice a pakry

V dolní klenbě jsou injektážní hadice ukončeny vytažením do vnějšího lince betonových bloků technických chodeb. Hadice jsou na koncích osazeny injektážními pakry 200 mm nade dnem chodby.

V horní klenbě jsou všechny injektážní hadice zakončeny v injektážních krabicích. Krabice jsou vyrobeny jako zámečnický výrobek z korozivzdorné oceli tř. 17 240 (W.-Nr.1.4301 nerez matný) tl. 2 mm a jsou umístěny ve výšce cca 1,2 m nad chodníkem (obr. 15).

5 ALTERNATIVNÍ ZPŮSOB HYDROIZOLACE RAŽENÝCH TUNELŮ

Na dílčích úsecích stavby byly a stále jsou testovány možná alternativní řešení hydroizolací definitivních konstrukcí ražených tunelů.

Waterproofing membrane

SIKA-produced PVC_P membrane branded as Sikaplan WP 2110-31 HL2 was used as the basic waterproofing element. This membrane has a 0.2mm thick, yellow signal layer. The total area of the waterproofing membrane used in mined tunnels will amount roughly to 200,600 m².

Selected technical specifications:

Nominal thickness	3.16 (+5/-10 %) mm	EN 1849_2
Tensile strength	>17 N/mm ²	ČSN EN ISO 527
Ductility	>300 %	ČSN EN ISO 527
Static puncture	3.8 (±0.4) kN	ČSN EN ISO 12236

Waterstops

AF 500/30 MP external waterstops (500mm wide; 6 fins; distance between middle fins of 170mm) are used for expansion joints of the final lining. The waterstops must be welded to the waterproofing membrane by waterproof single-track seams 30mm thick as the minimum; front ends of the waterbars must also be joined by waterproof welds.

The transverse waterstops dividing individual sections are uninterrupted. The longitudinal waterstops dividing the sections into upper and bottom sectors are welded to the transverse waterstops. Prefabricated cross-shaped pieces are not to be used.

Protective membrane

The waterproofing membrane at the bottom, including reinforcing strips, is protected by 2mm thick Sikaplan Protect membrane. This protective membrane is pulled up to the longitudinal waterstops at the roadway level and is welded to their bottom edge. It is welded to the transverse waterstops in the same way. The welds are only of the construction-purpose character.

Grouting systems

Two independent grouting systems are proposed to provide higher quality of the tunnel waterproofing and allow additional sealing of contingent leaks. These systems always cover a single casting block, between transverse construction joints of the tunnel.

The grouting system is a system of injecting grout to transverse and longitudinal waterstops and the additional area-wide grouting behind the final lining.

Additional area-wide grouting

The system of additional grouting was designed as a measure allowing additional sealing of the waterproofing system which was corrupted either during the construction operations themselves or even during the years of the tunnel operation.

It is expected that the additional sealing of leaks will be carried out within the framework of one sector, i.e. between transverse and longitudinal waterstops, and, subsequently, between individual sections separated by individual waterstops running around the whole tunnel circumference.

Single-jacket, perforated injection hoses 12/6mm in diameter (manufactured by Anton Vorek) are installed at all waterstops, always in the position between the external and middle fin.

In the case of necessity for additional grouting, the waterstops will be injected with grout in the first place, thus the individual sectors and subsequently the sections will be separated from each other. Mediata 705 (produced by Asmedia S.A., Switzerland) will be used as the grouting material. When the grout injection is finished, Mediata 705 will be pressed from the hose by Stopdiant, one-component polyurethane resin supplied by the same producer. This resin will remain closed in the hose till the next grouting event. It is a high-viscosity, non-reagent mixture, the function of which will be to conserve the hose interior so that long-term repeatability of the grouting again using Mediata 705 one-component polyurethane resin is possible.

A so-called ladder system (storeyed system) of the grouting hoses placement is used for the area-wide grouting. The hoses are installed in parallel to the longitudinal axis of the tunnel. The maximum spacing between the hoses of 4m is prescribed with respect to the area which is to be successfully covered by the grouting, taking into consideration the viscosity of the grouting medium. Single-jacket grouting hoses W-PVC 18/10 (manufactured by Vorek) are used.



Obr. 16 Když se dílo nepodaří
Fig. 16 When the work fails

V současné době se jedná zejména o možnosti zhotovit část ražených tunelů Brusnice bez pláštové izolace. Znamená to, že definitivní ostění raženého tunelu by se zhotovilo již jako vodonepropustné, což v současné stavební praxi mimo naše území není ojedinělé.

Pro vytvoření vodonepropustného betonu je důležité věnovat zvýšenou pozornost celému technologickému postupu provádění. Důležitý je již návrh a systém vyztužení konstrukce, dále specifikace betonové směsi, její doprava, ukládání, hutnění a především systém dokonalého ošetření všech pracovních a dilatačních spár. Toto vše je dnes podrobně zkoumáno projektantem a zhotovitelem a v případě aplikace se o zkušenosti z návrhu podělíme v některém z dalších čísel časopisu.

Zároveň v technologických částech ražených tunelů Královská obora byly testovány stříkané hydroizolace Basf a Mapei. Jednoznačné závěry z těchto zkoušek však doposud nebyly učiněny.

6 ZÁVĚR

Jak je vidět z uvedených popisů a detailů, lze i na jedné, byť velmi rozsáhlé stavbě, kombinovat různé systémy ochrany proti průsakům. Vždy je však nutné jak při návrhu, tak ale zejména při provádění přistupovat zodpovědně k řešení jednoho každého detailu. I sebevíce „blbuvzdorný“ systém nemůže zamezit budoucím průsakům pokud není proveden v daném řešení, podmínkách a rozsahu. Přitom právě tyto detaily, resp. jejich funkčnost – vodotěsnost, jsou v konečném důsledku největší vizitkou zhotovitele a projektanta při budoucím provozu podzemní stavby (obr. 16). Na komplikace při ražbě, nebo problematiku přípravy si za pár let vzpomene již málokdo, ale tunel s rozsáhlými průsaky bude trápit uživatele dlouhodobě, nehledě na výdaje na jeho sanaci.

ING. VLADIMÍR PETRŽÍLKA, vladimir.petrzilka@satra.cz,
ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

In the case of necessity, one-component, low-viscosity polyurethane resin Mediatan 705 will be used as the grouting medium, the same as the resin used for the systematic grouting of waterstops. One-component polyurethane resin Stopadiant will also be used in the same way.

Grouting boxes and packers

The hoses are terminated in the tunnel invert, where they are pulled out to the outer surface of concrete blocks of utility ducts. Grouting packers are installed at the ends of the hoses, 200mm above the duct bottom.

In the upper vault, all grouting hoses are terminated in grouting boxes.

The boxes are produced as hardware from 17 240 grade, corrosion resistant steel (W.-Nr.1.4301_dull stainless), 2mm thick. They are located at the level of about 1.2m above the walkway (see Fig. 15).

5 ALTERNATIVE WATERPROOFING TECHNIQUE FOR MINED TUNNELS

Possible alternative solutions for waterproofing systems for final structures of mined tunnels have been tested on partial stretches of the construction. The main problem being solved now is the possibility to carry out part of the Brusnice mined tunnels without a waterproofing jacket. It means first of all that the final lining of a mined tunnel would be built as a waterproof structure. This solution is currently not unusual in civil engineering practice abroad.

If water retaining concrete structure is to be produced, it is necessary to devote increased attention to the entire technological construction process. The design of the structure and concrete reinforcement system is the first important aspect, followed by the specification of concrete mix, transport of the mix, placement and compaction and, first of all, the system of perfect treatment of all construction and expansion joints. All of these aspects are being scrutinised by the designer and the contractor and, in the case of the application of a system, we are going to share our experience in one of the future issues of TUNEL journal.

Spray-applied waterproofing systems Basf and Mapei have been tested in parallel in equipment housing parts of Královská Obora tunnels. Unfortunately, no unambiguous conclusion has been drawn from the tests yet.

6 CONCLUSION

The above descriptions and details prove that combining various systems of the protection against seepage is possible even on a single, even though extensive, construction project. It is however always necessary during the work on the design and, first of all, the work on the construction, to approach the solution of each detail responsibly. No matter how “foolproof” the system is, it cannot prevent future leaks unless it is implemented in compliance with the particular design, conditions and scope. It is these details, or their functionality, i.e. the waterproofing capacity, which are eventually the greatest visiting card of the contractor and designer during the course of the future operation of the underground structure (see Fig. 16). Only few people will remember complications encountered during the construction or problems during the planning stage, but the tunnel with extensive leaks will trouble users in the long term, irrespective of the cost of repairs.

ING. VLADIMÍR PETRŽÍLKA, vladimir.petrzilka@satra.cz,
ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Technické specifikace a technické a uživatelské standardy stavby (zadávací dokumentace stavby městský okruh Myslbekova – Pelc-Tyrolka, č. st. 0079, 0080, 9515).
TKP MD kapitoly 18, 21, 24.

PAMÁTKY DROBNÉ PLASTIKY NA VÝZNAMNÉ PODZEMNÍ STAVBY

PIECES OF PETTY PLASTIC ART REMEMBERING OUTSTANDING UNDERGROUND CONSTRUCTION PROJECTS

VLADISLAV HORÁK, JOSEF HRDÝ

NA ÚVOD

Národní listy z 3. a 8. března 1880:
TUNEL GOTTHARDSKÝ DOKONČEN

Dopisovatel „B. Tagbl.“ telegrafuje z Goeschenen dne 27. února: Vše jde výtečně, ohlédací vývrt pokročil na straně airolské již přes čtyři metry. Dnes ráno počalo sondování též na straně goeschen-ské. Přítok vody zcela přestal. Prorážení mohlo by se stát již v nedělní odpoledne. V technických kruzích roste rozčilení. Silná chumelenice a mlha.

Vzdor větru, chumelenici a mlze, jež zahaluje nejbližší skalnaté vrcholy, počíná se právě na hromadě kolejí určených pro tunel zřizovat **tribuna pro rozdělování medailí dělníkům** [zdůrazněno autory tohoto článku]. Schody tribuny zhotoveny budou z pražců železnič-ských; tribuna ozdobena bude šesti borovicemi. Práce v tunelu pokračují co nejlépe. V tu chvíli třeba prorazit již jen nanejvýš 19 metrů. Dnes večer poptám se telegraficky v Airolo a oznámím Vám výsledek.

Z Andermattu, 29. února, 9 hod. 45 min. večer. Velké dílo je šťast-ně dokonáno. Nelze pomysleti nic pamětihodnějšího nad včerejší večer v Goeschenen. I nejhudší obyvatelé těšili se jak děti na slav-nost v neděli večer. Sorvaže počaly přípravy k ozdobení vchodu tune-lu, došla neočekávaná telegrafická zpráva, že nebožez u strany aird-ské prorazí v neděli večer a neb teprve v noci. Ihned nastal v celém městě ohromný jásot, hudba hrála italskou hymnu, lid a dělníci zpí-vali, obydlí osvětlena a u vchodu tunelu hřměly hmoždíře a pištěly píšťaly strojů a rezervoyrů. Na malinkou telegrafní stanici hnáno takřka útokem. V obou hotelích hodovali inženýři a připíjeli si o závod navzájem pěnivého moku. Již nyní jest jisto, že práce se povedla s obdivuhodnou přesností a že půda i osa obou částí tunelu zcela přesně byly určeny, neboť sonda prorazila v samém středu stěny. Zároveň došla zpráva, že definitivní proražení ustanoveno na 9. hod. ranní. O jedné hodině jsme šli spát a o páté jsme již byli vzhůru, abychom se účastnili jízdy tunelem ustanovené na 6. hod. ranní. U tunelu jsme se dověděli, že z poslední stěny stojí ještě jen 1,40 m skály; vzdor značné tenkosti stěny neudálo se při trhání podi-vuhodnou náhodou žádné neštěstí. Když se rozednilo, přijela naše lokomotiva, ozdobená prapory v barvách švýcarských; vlak sestává ze zcela nových železničních kár. Pak jsme usedli, vpředu miněři, pracující na konci tunelu, pak hosté, řiditelé, inženýři, inspektori a geologové, celkem až 50 mužů. Za střelby z hmoždířů hnul se vlak. Tunel vyzděn až do hloubky 2 800 m, odtud začínala lešení. Zde tažen vlak koňmi, poněvadž by lokomotiva ještě neprošla. Při 4 600 m bylo již značné teplo, jež se zvýšilo na 37,5 °C, o 9. hodině urazili jsme 6 300 m. Odpoledne dorazil první vlak z Goeschenen do Airolo, kdež byl přijat s velkou slávou a ohromným jásotem. [1]

Jak je vidět z předchozího textu, který velmi poutavou formou při-blíží proražení Gotthardského železničního tunelu (tzv. patního tunelu, v masivu Sv. Gottharda po starém silničním vrcholovém tunelu druhého v pořadí), byla tato událost dokumentována i vydáním pamětní medaile a jejím udělením stavitelům tohoto významného inženýrského díla. Tím byla položena tradice věnovat takovouto pozornost i dalším podzemním stavbám.

Jdeme-li do dálnější historie, navázal zvyk vydávat příležitostnou ražbu v podzemním stavitelství na tradice hornické, kdy známe od

PROLOGUE:

Národní Listy paper dated 3rd and 8th March 1880:
GOTTHARD TUNNEL COMPLETED

„B. Tagbl.“ correspondent's cable from Göcchenen, 27th February:

Everything is proceeding excellently; the probe borehole on the Airolo side has advanced over four meters. This morning the probe drilling also started on the Göschchen side. The water inflow has completely ceased. The breakthrough could take place as early as Sunday afternoon. Excitement is growing with-in technical circles. Heavy snowstorm and fog.

Despite the wind, falling snow and fog covering the closest tops of mountains, the installation of a **tribune where medals will be awarded to workers** [highlighted by authors of this paper] is just starting on a pile of rails planned for the tunnel. The tribune staircase will be built using railway sleepers; the tribune will be decorated by six pine trees. The work operations proceed in the tunnel as well as possible. Currently not more than 19 metres remain to be excavated. I am going to cable to Airolo and let you know about the result of my enquiry.

Andermatt, 29th February, 21:45 hours. The gigantic work has been happily completed. One cannot think of anything more memorable than the last night in Göschchenen. Even the poorest inhabitants looked forward as children to the Sunday-night celebration. No sooner had the preparation for decorating the tunnel entrance started than the unexpected telegram arrived, announcing that the auger on the Airolo side would break through on Sunday evening or later at night. Immediately plaudits broke out throughout the town, music was playing the Italian national anthem, the crowds and workers were singing, dwellings were illuminated and mortars boomed and whistles of machines and reservoirs squealed at the tunnel entrance. A small public telegraph office was nearly taken by storm of the crowd. Engineers feasted and enthusiastically toasted each other with beer in both hotels. It is already clear that the work has ended with success, with admirable accuracy, and that both the vertical and horizontal alignment of both parts of the tunnel had been set out absolutely accurately because the probe broke through in the very centre of the tunnel excavation face. At the same time, the news arrived that the final breakthrough was set at 9 a.m. At 1 a.m. we went to sleep, waking up as early as 5 a.m. to be able to take part in a ride through the tunnel, which was set at 6 a.m. At the tunnel we were informed that a mere 1.40m of the last rock wall stood unbroken at that moment. Despite the significant thinness of the wall, by remarkable chance, no disaster happened during the blasting operation. At the daybreak, our locomotive arrived, decorated with Swiss flags; the train consisted of absolutely new railway cars. Then we took our seats with miners working at the end of the tunnel sitting at the front, followed by guests, directors, engineers, inspectors and geologists, up to 50 men in total. Mortars were firing when the train moved ahead. The tunnel was provided with a masonry lining



Obr. 1 Medaile na proražení železničního tunelu Arlberg mezi Tiroly a Vorarlbergem, 1888, bronz Ø 70 mm

Fig. 1 A medal on the breakthrough of the Arlberg tunnel between Tyrol and Vorarlberg, 1888, bronze Ø 70mm

doby renesance řadu pamětních medailí týkajících se různých báňských revírů (např. výtěžkové medaile, medaile na otevření dědičných štol, medaile k 1. použití trhavin v podzemním hornictví apod.).

Památky drobné plastiky mohou nabývat různých forem, z nichž nejčastější jsou medaile a plakety, příp. chápané i jako záslužné vyznamenání; to již náleží do oblasti faleristiky. Výjimečně se potom s nimi můžeme setkat i jako s pamětními mincemi vydávanými státními orgány (potom se jedná o numismatické památky).

Nesmírný rozmach moderního podzemního stavitelství nacházíme ve spojení s výstavbou železničních tahů v alpské oblasti Evropy a především i proto je nejčastější výskyt předmětných pamětních ražeb zde. Příkladem těchto medailí jsou medaile na proražení či zahájení provozu v železničních tunelech:

Arlberg (1879–1884, dl. 10 648 m) – krásná nenositelná medaile (obr. 1),

Tauern (1901–1906, dl. 8 550,6 m/od roku 2001 8 371 m) – nositelná medailka (obr. 2),

Simplon I (1895–1906, dl. 19 803 m) – nositelná medaile (obr. 3) a nenositelná stříbrná ražba (obr. 4) [2],

Karawanken (1902–1906, dl. 7 976 m) – nositelná stříbrná medaile (obr. 5) [3].

Výstavba těchto tunelů byla tak výjimečnou záležitostí, že je připomínána i výročními ražbami:

Gotthard (1875–1882, dl. 14 998 m) – bronzová medaile na 50. výročí dokončení tunelu – obr. 6 [4].

Jistou výjimkou z řady těchto medailí jsou medaile a žetony na výstavbu prvních tunelů podzemní dráhy v Londýně. První nám známou takovouto příležitostnou ražbou, zde připomínající otevření tunelu pod řekou Temží (1824–1842, dl. 1 200 ft.) v Londýně dne 25. 3. 1843, je měděný žeton ø 23 mm. Honosnějším artefaktem připomínajícím tuto událost je medaile ražená na památku vynálezce



Obr. 3 Nositelná medaile na proražení železničního tunelu Simplon I, 1905, bronz Ø 34 mm [2]

Fig. 3 Wearable medal on the breakthrough of the Simplon I tunnel, 1905, bronze Ø 34mm [2]



Obr. 2 Nositelná medailka na proražení železničního Tauern tunelu, 1906, Ag 23 x 34 mm

Fig. 2 Wearable miniature medal on the breakthrough of the Tauern rail tunnel, 1906, Ag 23 x 34mm

up to the distance of 2,800m from the portal. Scaffoldings started from this point. Since the locomotive would not have passed through yet, the train was pulled by horses from this location. At the distance of 4,600m, the heat increased to significant 37.5 °C; at 9 a.m. we had 3,200m behind us. The first train from Göschenen arrived to Airolo to be welcomed with great glory and cheers. [1]

As it can be seen from the text above, which describes the story of the Gotthard railway tunnel (a base tunnel passing under the St. Gotthard mountain range; the second in the succession, after an old pass road tunnel), this event was even documented by the issue of a commemorative medal to be issued to builders of this important civil engineering works. A tradition was established through this event to devote increased attention even to underground constructions to come in the future.

If we go back to the more distant history, the custom to strike occasional medals in the field of underground construction industry picked up the threads of mining traditions. We know a number of commemorative medals from the Renaissance Period, relating to various mining districts (e.g. mining medals of metal produced by the particular mine, plaques issued on the occasions of opening new soughs, on the occasion of the first use of explosives in underground mining etc.).

Petty plastic art tokens may assume various forms, most frequently the forms of medals or plaques, even understood to be medals of honour; these already belong into the field of faleristics. Exceptionally we can encounter them in the form of commemorative medals issued by state authorities (then it is the case of numismatic memorabilia).

Immense boom in underground construction can be found in connection with the construction of railways in the Alpine area



Obr. 4 Medaile na proražení železničního tunelu Simplon I, 1905, Ag Ø 39 mm [2]

Fig. 4 Medal on the breakthrough of the Simplon I tunnel, 1905, Ag Ø 39mm [2]



Obr. 5 Nositelná stříbrná medaile na proražení železničního tunelu Karawanken, 1905, Ag 32 x 41 mm [3]

Fig. 5 Wearable silver medal on the breakthrough of the Karawanken rail tunnel, 1905, Ag 32 x 41mm [3]

razicího štítu a stavitele uvedeného tunelu **sira I. M. Brunela** (obr. 7). Na této honosné medaili je připomenuta i na tehdejší dobu astronomická cena díla 450 000 £.

Druhým nejdelším světovým tunelem je dosud železniční **Eurotunnel** pod kanálem La Manche (1986–1993, dl. 50 450 m). I s ohledem na význam této techniky (méně pak již ekonomicky) výjimečné stavby byla vydána řada ražeb. Jde převážně o nenositelné medaile. Některé z nich působivě, až téměř edukačním způsobem, zobrazují detaily výstavby. Např. řeznou hlavu TBM (obr. 8) nebo skladbu prstence obezdívky (obr. 9) [5 a 6].

Po vybudování základních železničních sítí a s rozvojem automobilismu nabývají na významu tunely silniční (v tom i dálniční a městské). I zde se většina památek drobné plastiky týká významných podzemních staveb v „tradičních“ tunelářských zemích – Švýcarsku, SRN, Rakousku, Francii a Itálii. Jde např. o silniční tunely:

Mont Blanc (1957–1965, dl. 11 611 m) – nenositelná medaile na proražení (obr. 10) [7],



Obr. 7 Medaile na památku vynálezce razicího štítu a stavitele tunelu pod Temží v Londýně sira I. M. Brunela, 1842, cín Ø 44 mm

Fig. 7 Medal commemorating Sir I. M. Brunel, inventor of the driving shield and builder of the tunnel under the Thames in London, 1842, tin Ø 44mm



Obr. 9 Medaile na prefabrikaci obezdívky při ražbě TBM na Eurotunelu, 1991, posť. kov Ø 70 mm [6]

Fig. 9 Medal on prefabrication of the lining during the TBM driving of the Eurotunnel, 1991, silver-plated metal Ø 70mm [6]



Obr. 6 Medaile na 50. výročí dokončení železničního tunelu Gotthard, 1932, bronz Ø 45 mm [4]

Fig. 6 Medal commemorating the 50th anniversary of the completion of the Gotthard rail tunnel, 1932, bronze Ø 45mm [4]

of Europe, which is the main reason why the most frequent occurrence of commemorative strikes originated in this region. The following medals, struck on the occasions of breakthrough or opening tunnels to rail traffic, are examples:

Arlberg (1879–1884, 10,648m long) – a beautiful non-wearable medal in Fig. 1,

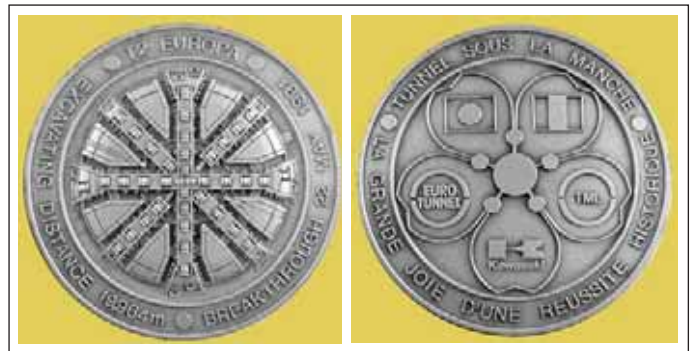
Tauern (1901–1906, 8,550.6m long / 8,371m since 2001) – a wearable miniature medal (see Fig. 2),

Simplon I (1895–1906, 19,803m long) – a wearable medal (see Fig. 3) and an non-wearable silver strike (see Fig. 4) [2],

Karawanken (1902–1906, 7,976m long) – a wearable silver medal (see Fig. 5) [3].

The events of the construction of the tunnels were so exceptional that they were even remembered by anniversary strikes:

Gotthard (1875–1882, 14,998m long) – a bronze medal issued on the occasion of the 50th anniversary of the tunnel completion – see Fig. 6 [4].



Obr. 8 Medaile na rekordní ražbu TBM dne 22. 5. 1991 na Eurotunelu, posť. bronz Ø 65 mm [5]

Fig. 8 Medal of the record TBM driving on 22/5/2001 on the Eurotunnel, silver-plated bronze Ø 65mm [5]



Obr. 10 Medaile na proražení silničního tunelu Mont-Blanc, 1962, bronz Ø 68 mm [7]

Fig. 10 Medal on the breakthrough of the Mont-Blanc road tunnel, 1962, bronze Ø 68mm [7]



Obr. 11 Medaile na zaražení silničního tunelu St. Gotthard v r. 1969, Ag Ø33 mm
Fig. 11 Medal of the opening of excavation of the St. Gotthard tunnel in 1969, Ag Ø33mm

St. Gotthard (1970–1980, dl. 16 918 m) – nenositelná medaile na zaražení tunelu v roce 1969 (obr. 11) a na otevření tunelu v roce 1980 (obr. 12) [8],

Elbtunnel Hamburg (1968–1975, dl. 3 325 m) – nenositelná medaile na otevření tunelu (obr. 13),

Arlberg (1974–1978, dl. 13 972 m) – pamětní 100schillingová mince na dokončení stavby (obr. 14).

Na území bývalého Československa můžeme považovat za první pamětní ražbu připomínající podzemní stavbu medaili na paměť proražení **tunelu TGM** (1928–1931, dl. 3 011 m) na železniční trati Handlová – Horná Štubňa – obr. 15.

Další zajímavou ražbou je nositelný odznak z roku 1939 na dokončení **tunelu Dr. E. Beneše** na trati Banská Bystrica – Diviaky (1936–1939, dl. 4 698 m – nejdelší tunel na území bývalé ČSR). Zobrazen je zde nejen portál tunelu, ale je netradičně použit i velmi kvalitní barevný smalt – obr. 16.

Nejdelším vůbec podzemním dílem poválečné doby byl **přivaděč** z vodní nádrže **Želivka** do Prahy. Byl vybudován v letech



Obr. 13 Medaile na otevření silničního Elbtunnelu v Hamburku, 1975, bronz Ø34,5 mm

Fig. 13 Medal on opening of the Elbe road tunnel, Hamburg, to traffic, 1975, bronze Ø34.5mm



Obr. 14 Pamětní rakouská 100schillingová mince na otevření silničního tunelu Arlberg, 1978, Ag Ø41 mm

Fig. 14 Commemorative Austrian 100-schilling coin on opening of the Arlberg road tunnel to traffic, 1978, Ag Ø41mm



Obr. 12 Medaile na otevření silničního tunelu St. Gotthard, 1980, Ag Ø50 mm [8]

Fig. 12 Medal on opening of the St. Gotthard road tunnel to traffic, 1980, Ag Ø50mm [8]

Medals and tokens on the construction of first London Underground tunnels are a certain exception. The first occasional strike of this type which is known to us is a 23mm-diameter cooper token, commemorating the opening of the **tunnel under the Thames** (1824–1842, 1,200 ft long) in London on 25/3/1843. A more splendid artefact commemorating this event is a medal struck in memory of **Sir I. M. Brunel**, the inventor of a driving shield and builder of the above-mentioned tunnel (see Fig. 7). This splendid medal remembers the cost of the works of £ 450,000, which was astronomic even in that period of time.

The second world's longest tunnel is still the Eurotunnel under the English Channel (1986–1993, 50,450m long). Numbers of strikes were issued with respect to the importance of this technically (not so much economically) exceptional project. These are mostly unbearable medals. Some of them depict details of the construction in an impressive, sometimes even educative way. For example, they show the TBM cutter-head (see Fig. 8) or the assembly of the segmental lining ring (see Fig. 9) [5 and 6].

After the completion of basic railway networks, with the opening motorism, the importance of road tunnels (including motorway and urban tunnels) started to grow. It is also in



Obr. 15 Medaile na proražení tunelu TGM na železniční trati Handlová – Horná Štubňa, 1930, Ag Ø40 mm

Fig. 15 Medal on the breakthrough of the TGM tunnel on the Handlová – Horná Štubňa rail line, 1930, Ag Ø40mm



Obr. 16 Nositelný odznak na dokončení tunelu Dr. E. Beneše na trati Banská Bystrica – Diviaky, 1939, Ag + smalt 37 x 34 mm

Fig. 16 Wearable badge on the completion of the Dr. E. Beneš tunnel on the Banská Bystrica – Diviaky rail track, 1939, Ag + enamel 37 x 34mm

1964–1972 hornickým způsobem v délce 51 332 m za účelem zásobování Prahy, Středočeského a Jihlavského kraje pitnou vodou. Do provozu byl uveden koncem roku 1976. Na památku jeho vybudování byla vydána bronzová kruhová medaile (obr. 17) a vybraní pracovníci byli dekorováni odznakem „Budovatel Želivky“ (obr. 18). Je nicméně škoda, že symbolika této dekorace je dosti poplatná době svého vzniku.

Bylo-li výše vzpomenuto prvních tunelů podzemní dráhy v Londýně, je v ČR třeba připomenout i stavbu **pražského Metra**. Ta má nejen význam dopravní, ale současně měla i zásadní význam pro rozvoj celého oboru podzemního stavitelství u nás. Vedle několika uměleckých medailí s pražským metrem spojených, udělovaných obvykle za zásluhu o rozvoj podniku (např. obr. 19) se mezi stavbaři nejvíce vyskytuje odznak „Budovatel Metra“ a záslužná medailka na závěsu v různém kovovém provedení (obr. 20).

ZÁVĚR

Památky drobné plastiky, stejně jako v řadě jiných oborů, přesvědčivě dokumentují značné množství významných podzemních staveb ve světě i v ČR. Stávají se v pravém slova smyslu uměleckými artefakty i když současně připomínají stavební díla – vždy velmi nákladná a složitá jakož i originální. Současně jsou dokumentem k dějinám techniky a často sloužily a slouží i k ocenění pracovníků



Obr. 18 Velký odznak a malý klopový odznak „Budovatel Želivky“, b. d., eloxovaný kov + syntetický smalt Ø 52 mm a 20 x 12 mm

Fig. 18 Large badge and small lapel badge „Želivka Builder“, satin anodised metal + synthetic enamel Ø 52mm and 20 x 12mm



Obr. 17 Medaile na památku vybudování přivaděče z Želivky, 1972, bronz Ø 61 mm

Fig. 17 Medal commemorating the construction of the water tunnel from the Želivka, 1972, bronze Ø 61mm

this field that the majority of petty plastic art pieces is associated with significant underground constructions in “traditional” tunnelling countries – Switzerland, the FRG, Austria, France and Italy. Examples of the tunnels are as follows:

Mont Blanc (1957–1965, 11,611m long) – a non-wearable medal on the tunnel breakthrough (see Fig. 10) [7],

St. Gotthard (1970–1980, 16,918m long) – a non-wearable medal on the opening of the tunnel excavation in 1969 (see Fig. 11) and opening of the tunnel to traffic in 1980 (see Fig. 12) [8],

Elbe Tunnel Hamburg (1968–1975, 3,325m long) – a non-wearable medal on the opening of the tunnel to traffic (see Fig. 13),

Arlberg (1974–1978, 13,972m long) – a commemorative 100 schilling coin on the completion of the construction (see Fig. 14).

As far as former Czechoslovak Republic is concerned, the medal commemorating the breakthrough of the **TGM tunnel** (1928–1931, 3,011m long) on the Handlová – Horná Štubňa rail line (see Fig. 15) can be considered the first commemorative medal.

Another interesting strike is a wearable badge issued in 1939 on the occasion of the completion of the **Dr. E. Beneš tunnel** on the Banská Bystrica – Diviaky railway track (1936–1939, 4,698m long – the longest tunnel in the former CSR). Apart from depicting the tunnel portal, the medal featured high-quality coloured enamel, the use of which was quite untraditional (see Fig. 16).

The longest underground working of the post-war period was the 51,332m long **tunnel supplying water from the Želivka** water-supply reservoir to Prague. It was driven in 1964 through 1972 for the purpose of supplying Prague and the Central Bohemian and Jihlava regions with drinking water.



Obr. 19 Medaile „Za zásluhu o rozvoj podniku Metrostav“, b. d., bronz Ø 59 mm

Fig. 19 Medal “for credit in the development of Metrostav company”, bronze Ø 59mm



Obr. 20 Odznak „Budovatel Metra“ a nositelné záslužné medailky „Budovatel Metra“, Ø 30 mm na závěsu [foto K. Matzner]

Fig. 20 Metro Builder badge and wearable small medals of merit “Metro Builder”, Ø 30 mm with suspension loop [photo courtesy of K. Matzner]



Obr. 21 Medaile sv. Barbory CzTA ITA/AITES, Ag Ø 40 mm [foto M. Pek]

Fig. 21 Medal of St. Barbara issued by the ITA-AITES CzTA, Ag Ø 40 mm [photo courtesy of M. Pek]

přímo zúčastněných na těchto stavbách. V neposlední řadě se rovněž stávají vyhledávaným sběratelským artiklem a jsou tak zachovány v soukromých a veřejných sbírkách pro budoucnost.

Bylo by proto dobré v tradici vydávání takovýchto drobných uměleckých děl připomínajících významné podzemní stavby pokračovat. V ČR se v poslední době ukončila, resp. nově otevírá řada nových podzemních staveb. Nemělo by se tedy zapomínat na to, aby tyto stavby byly dokumentovány nejen standardním technickým způsobem, ale současně i vydáním příležitostných publikací a rovněž pamětních ražeb. Tato obvykle velmi nákladná a technicky náročná stavební díla si to zaslouží.

Ostatně i Česká tunelářská asociace ITA-AITES si je vědoma významu umělecké drobné plastiky, když založila roku 2009 stříbrnou medaili sv. Barbory pro zasloužilé pracovníky v oboru podzemního stavitelství (obr. 21).

DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
horak.vl@fce.vutbr.cz,
Ústav geotechniky FAST VUT Brno,
ING. JOSEF HRDÝ, hrdy.josef@email.cz

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

The tunnel was inaugurated at the end of 1976. A circular bronze medal was issued to commemorate this construction (see Fig. 17) and selected workers were decorated by a “Želivka Builder” badge (see Fig. 18). Nevertheless, it is a shame that this decoration was a product of the infamous time of its origination.

Taking into consideration the fact that the construction of first tunnels of the London Underground has been remembered above, it is also necessary to remember the construction of the **Prague Metro** in the Czech Republic. It is important not only generally for traffic. At the same time it was fundamentally important for the development of the entire underground construction industry in the Czech Republic.

Apart from several artistic medals associated with Prague metro, which were usually awarded as a credit for the development of a company (e.g. Fig. 19), the badge which is most frequently encountered among builders is “Metro Builder” and a small suspension medal of merit in various metal designs (see Fig. 20).

CONCLUSION

The petty plastic art tunnelling tokens, alike those from many other areas, convincingly document great numbers of significant underground constructions in the world and in the CR. They have become in strict sense artistic artefacts, which, despite the fact that they only commemorate civil engineering structures, are always costly and complex, as well as original. At the same time they are additional documents of the history of technology; they have often been used as awards for workers directly involved in the constructions. At last but not least they have also become a hot article sought by collectors, to be preserved for the future in private or public collections.

It would be therefore reasonable to continue the good tradition of issuing petty works of art commemorating significant underground constructions. A number of underground construction projects have recently been completed and new ones started in the Czech Republic. It should not be forgotten that it is reasonable if these constructions are documented not only using standard technical methods but also by issuing occasional publications and commemorative medals. The usually very costly and difficult construction works deserve it.

Besides, even the ITA-AITES Czech Tunnelling Association is aware of the importance of petty plastic art. In 2009 it founded a silver medal of St. Barbara for meritorious workers from the field of underground construction (see Fig. 21).

DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
horak.vl@fce.vutbr.cz,
Ústav geotechniky FAST VUT Brno,
ING. JOSEF HRDÝ, hrdy.josef@email.cz

LITERATURA / REFERENCES

- [1] PACOVSKÝ, J. *Lidé, vlaky, koleje*. 1. vyd. Praha : Panorama, 1982, 216 s.
- [2] <http://www.coinarchives.com/w/lotviewer.php?LotID=824241&AucID=608&Lot=2685&Va=b8acfb5567ee251b507e831275140ccf>
- [3] http://www.antiquepool.at/de/artikel/9644.html?search_string=Karawankentunnel
- [4] <http://www.coinarchives.com/w/results.php?results=100&search=eroffnung>
- [5] <http://www.numisrail.fr/medailles/?qs=manche+record>
- [6] <http://www.numisrail.fr/medailles/?ref=XE1991AAA07001>
- [7] <http://cgi.ebay.pl/MEDAILLE-TUNNEL-ROUTIER-SOUS-LE-MONT-BLANC-1962-REVOL-/380247005210>
- [8] <http://www.ricardo.ch/kaufen/muenzen/medaillen/medaille-einweihung-gotthard-strassentunnel-5ix-1980/v/an618030316/>

VYUŽITÍ ZKUŠEBNÍHO AEROSOLU PŘI VIZUALIZACI A KOMPLEXNÍCH ZKOUŠKÁCH SILNIČNÍCH TUNELŮ

TEST AEROSOL USED IN VISUALISING COMPREHENSIVE TESTS OF ROAD TUNNELS

PETR BEBČÁK, JANA DRGÁČOVÁ, MARTIN BEBČÁK, ALEXANDER RUDNĚV, JIŘÍ ZÁPAŘKA

ÚVOD

Požáry v tunelech pozemních komunikací nejsou v praxi častým jevem, nicméně jejich dopady na životy, zdraví i majetek účastníků silničního provozu, na infrastrukturu a provozovatele tunelů jsou značné. Navíc ale přistupuje také negativní vliv na postoj široké veřejnosti k používání tunelů.

Každá tunelová stavba je z hlediska stavebního řešení, situování i technického řešení jedinečným dílem a rozsah vybavení a opatření je různý pro jednotlivé tunely v závislosti na jejich parametrech.

Rozsah instalace požárně bezpečnostních zařízení je stanoven v technických předpisech vydaných k této problematice ČSN 73 7507 [1], TP 154 [3] a TP 98 [2], které stanovují vybavení a opatření pro různé tunely v závislosti na jejich parametrech, např. na délce a intenzitě dopravy.

Pro provádění individuálních a komplexních zkoušek požárně bezpečnostních zařízení je v současné době ve schvalovacím řízení na Ministerstvu dopravy ČR metodický pokyn *Zkoušky požárně bezpečnostních zařízení v tunelech pozemních komunikací*, který obsahuje možné postupy pro provádění individuálních a komplexních zkoušek těchto zařízení v tunelech. Komplexní zkoušku požárně bezpečnostních zařízení za využití zkušebního aerosolu s horkým kouřem a reálným energetickým zdrojem je možno využít jako nedestruktivní alternativu náhrady zkoušek prováděných za pomoci hořlavých kapalin, která má zpravidla dopad na poškození technologického vybavení tunelu. [4]

POŽÁRNĚ BEZPEČNOSTNÍ ZAŘÍZENÍ

Podle vyhlášky MV č. 246/2001 Sb., o stanovení podmínek požární bezpečnosti a výkonu státního požárního dozoru (vyhláška o požární prevenci), patří mezi základní druhy požárně bezpečnostních zařízení (dále jen PBZ) zařízení pro požární signalizaci, zařízení pro potlačení požáru nebo výbuchu, zařízení pro usměrňování pohybu kouře při požáru, zařízení pro únik osob při požáru, zařízení pro zásobování požární vodou, zařízení pro omezení šíření požáru, náhradní zdroje a prostředky určené k zajištění provozuschopnosti požárně bezpečnostních zařízení, zdroje nebo zásoba hasebních látek u výše uvedených zařízení a jiné.

KOMPLEXNÍ ZKOUŠKY POŽÁRNĚ BEZPEČNOSTNÍCH ZAŘÍZENÍ

Komplexní zkoušky jsou součástí první prohlídky tunelů a provádějí se před uvedením tunelu do provozu. Pouze úspěšné provedení komplexních zkoušek dává předpoklad, že tunel bude uveden do zkušebního provozu. Cílem komplexních zkoušek je ověření funkcí jednotlivých systémů v napojení na řídicí systém včetně stanovených automatických vazeb na ostatní systémy technického vybavení tunelů.

INTRODUCTION

Fires in road tunnels are not frequent in practice; nevertheless, their impacts, not only on lives and health of road traffic participants and material damage to properties of traffic participants and the infrastructure, but first of all on the approach of the wide public to the possibility of using tunnels and to tunnel operators are significant.

Each tunnel structure is a unique piece of work in terms of the design, location and technical solution; the scope of the equipment and measures differs for individual tunnels depending on their parameters.

The scope of the installation of fire safety equipment is prescribed by technical regulations issued to solve these problems: the standard ČSN 73 7507 [1] and technical specifications TP 154 [3] and TP 98 [2], which determine equipment and measures for various tunnels depending on their parameters, e.g. the length and traffic volume.

The guideline on "Testing of road tunnel fire safety equipment" specifying the execution of individual and comprehensive tests of fire safety equipment in tunnels is currently under approval by the Ministry of Transport. A comprehensive test of fire safety equipment using test aerosol with hot smoke and a realistic energy source can be applied as a non-destructive alternative of the replacement of tests conducted by means of flammable liquids, which usually cause damage to the tunnel equipment. [4]

FIRE SAFETY EQUIPMENT

According to the Ministry of Interior's Regulation No. 246/2001 Coll. on the Determination of fire safety conditions and execution of state fire inspection (the regulation on fire prevention), the basic kinds of fire safety equipment (FSE) comprise fire alarm and detection systems, fire or explosion suppression systems, equipment directing smoke during a fire, fire escape systems, fire water supply systems, fire spread prevention systems, emergency sources and means designed to secure serviceability of fire safety equipment, sources or a stock of extinguishing agents for fire or explosion suppression systems, fire water supply equipment, sources of water for fire suppression etc.

COMPREHENSIVE TESTING OF FIRE SAFETY EQUIPMENT

Complex testing is part of the initial tunnel inspection; it is conducted before opening the tunnel to traffic. Successful completion of the comprehensive testing is a prerequisite for opening the tunnel to traffic. The objective of the comprehensive testing is to verify functions of individual systems while they are connected to the tunnel control system, including prescribed automatic relationships with other items of technical equipment of tunnels.

Tab. 1 Základní typy zkoušek

Table 1 Basic test types

ZÁKLADNÍ TYPY ZKOUŠEK / BASIC TEST TYPES		
Fáze projektování Designing phase	Zkoušky ve stadiu uvedení tunelu do provozu Testing during the tunnel commissioning phase	Zkoušky v provozu tunelu Testing during the tunnel operation
Prověra projektovaných parametrů systému požárního větrání počítačovou simulací zařízení a systémů	Zkoušky u výrobce	Cvičné zkoušky dispečerů
	Individuální zkoušky funkčnosti jednotlivých požárně bezpečnostních zařízení a systémů	Prověřovací a taktická cvičení složek IZS
	Komplexní zkoušky funkčnosti PBZ a integrovaného řídicího systému s možností využití vizualizace teplým kouřem	Kontroly PBZ a opatření vyplývající z vyhlášky MV č. 246/2001 Sb., o požární prevenci
	Kontrola a vedení dokumentace PBZ	Periodické individuální zkoušky funkčnosti jednotlivých požárně bezpečnostních zařízení a systémů
Verification of design parameters of the fire ventilation system by means of computer simulation	Tests conducted at the manufacturer	Training tests of operators
	Individual tests of functionality of individual components of fire safety equipment and systems	Verification and tactical exercises for components of the IRS
	Comprehensive testing of functionality of the FSE and the integrated management system, with the possibility to use the hot smoke visualisation	Inspections on the FSE and measures following from the Decree of the Department of the Interior No. 246/2001 Coll. on fire prevention
	Checking and maintenance of the FSE documentation	Periodical individual tests of functionality of individual components of fire safety equipment and systems
		Periodical comprehensive testing of functionality of the FSE and the integrated management system, with the possibility of using the hot smoke visualisation

Součástí komplexních zkoušek u tunelů pozemních komunikací, ve kterých je navrženo požární větrání, resp. zařízení pro odvod tepla a kouře je zkouška horkým kouřem s reálným energetickým zdrojem. Při této zkoušce se měří a monitorují fyzikální vlastnosti, zejména rychlosti proudění a směru proudění vzdušiny pro ověření, zda jsou splněny parametry stanovené schválenou projektovou dokumentací spojené s vizualizací chování kouře.

Komplexní zkoušky požárně bezpečnostních zařízení probíhají podle přesně daného scénáře a jejich cílem je prověřit všechny funkčnosti integrity požárně bezpečnostních zařízení v souladu s požárně bezpečnostním řešením.

Komplexní zkoušky požárně bezpečnostních zařízení řadíme mezi základní typy zkoušek, které jsou prováděny na tunelových stavbách.

Podle realizační fáze stavby tunelu, druhu a způsobu provádění dělíme zkoušky tak, jak uvádí tabulka 1.

Tyto komplexní zkoušky se provádějí na všech požárně bezpečnostních zařízeních a bezpečnostních systémech, a to ve dvou možných variantách:

- bez simulace požáru,
- se simulací požáru osobního vozidla za použití zkušebního aerosolu, který je tvořen netoxickými pevnými částicemi (kouřem) o velikosti 3–10 μm a plynnou fází tvořenou směsí oxidu uhličitého, vodních par a nitrozních plynů.

KOMPLEXNÍ ZKOUŠKY PBZ BEZ SIMULACE POŽÁRU

Během zkoušek se prověřují následující scénáře identifikace požáru a jejich projektované logické návaznosti na požárně bezpečnostní zařízení a ostatní technologické vybavení tunelu:

- identifikace požáru tlačítkovým hlásičem EPS v obou tunelech a na portále tunelu,

Part of the comprehensive testing of road tunnel for which a fire ventilation system or heat and smoke evacuation system is designed is a hot smoke test using a real energy source. This test comprises measurements and monitoring of physical properties, first of all the velocity and direction of the air mass flow, with the aim of verifying whether the parameters set by the approved design connected with the visualisation of smoke behaviour are met.

Comprehensive testing of fire safety equipment proceeds exactly according to the given scenario. The objective of the tests is to check whether all integral functions of the fire safety equipment components meet requirements of the fire design.

The comprehensive fire safety testing is considered to be one of components of the system of basic tests conducted on tunnel structures.

We divide the tests according to the tunnel construction phase and the construction method as follows (Table 1):

All fire safety equipment and safety systems are subjected to these comprehensive tests, with two possible variants available:

- without a fire simulation
- with a simulation of a car fire using test aerosol consisting of non-toxic particles (smoke) with the sizes of 3–10 μm and a gaseous phase consisting of a mixture of carbon dioxide, water vapour and oxides of nitrogen.

COMPREHENSIVE FSE TESTING WITHOUT FIRE SIMULATION

The following scenarios of fire identification, including logical relations to fire safety equipment and other tunnel equipment as required by the design, are checked during the tests:

- fire identification by manual call points (parts of the FAD system) in both tunnel tubes and at tunnel portals



Obr. 1 Mobilní ventilátor před portálem tunelu (foto Ing. Jiří Zápařka)
Fig. 1 A mobile fan in front of the tunnel portal (photo courtesy of Jiří Zápařka)

- identifikace požáru lineárním teplotním hlásičem v obou tunelových troubách,
- identifikace požáru automatickým hlásičem EPS v záchranných cestách,
- identifikace požáru videodetekcí.

Výkonové a funkční zkoušky požárního větrání za využití mobilního ventilátoru.

Výstupem výkonových a funkčních zkoušek je vyhodnocení parametrů požárního větrání. V případě podélného systému větrání – směr a rychlost proudění, u příčného systému odvodu kouře doplněné o výkon a účinnost odsávání. [10, 11]

Zkouška s vizualizací proudění vzdušnin

Přínosem zkoušek s vizualizací proudění vzdušnin je prověření scénáře požáru v kritickém místě tunelu a připravenost jednotek HZS na šíření kouře v tunelu při definovaných počátečních podmínkách (rychlost a směr proudění v tunelu). V případě vybavení tunelu detektory kouře jejich odzkoušení a návaznost povělů na otevření/zavření příslušných klapek. V případě příčného odvodu umožní vizualizace proudění odzkoušení účinnosti odsávání.

KOMPLEXNÍ ZKOUŠKY PODÉLNÉHO VĚTRÁNÍ SE SIMULACÍ POŽÁRU ZKUŠEBNÍM AEROSOLEM

Zkouška je zahájena iniciací etanolu v ocelových vanách s předpokládaným celkovým tepelným výkonem požáru cca 1,5–3 MW a vývojem kouře cca 20 (100) m³/s, což jsou parametry při požáru osobního (nákladního) vozidla. Po identifikaci požáru teplotním hlásičem elektrické požární signalizace nebo videodetekcí, jsou řídicím systémem tunelu provedeny operace, které jsou v systému přednastaveny a spouštěny bez zásahu obsluhy tunelu nebo na pokyn dispečera tunelu. [10, 11]

Řídicí systém tunelu provede:

- Uzavření tunelu pomocí dopravního značení;
- Aktivaci zařízení dálkového přenosu elektrické požární signalizace;
- Automatické spuštění proudových ventilátorů v požárem zasažené tunelové troubě pro dosažení kritické rychlosti proudění vzdušnin ve směru jízdy vozidel;
- Automatické spuštění proudových ventilátorů v požárem nezasazené tunelové troubě pro dosažení souhlasného směru proudění jako v požárem zasažené troubě;
- Kontrolu otevřených požárních klapek v záchranných cestách v požárem nezasazené tunelové troubě;

- fire identification by a linear heat detector in both tunnel tubes
- fire identification by an automatic fire detector (part of the FAD) on escape routes
- fire identification by a video-based detection system

Testing of the fire ventilation system capacity and function, using a mobile fan

The output of capacity and function tests is the assessment of the following fire ventilation parameters: the direction and velocity of the flow in the case of a longitudinal ventilation system, with the smoke extraction capacity and efficiency added in the case of a transverse ventilation system. [10, 11]

Tests involving the visualisation of the air mass flow

The benefit of the tests involving the visualisation of the air mass flow is the fact that the checks cover both the fire scenario in a critical tunnel location and the preparedness of fire rescue units for the propagation of smoke through the tunnel under defined initial conditions (velocity and direction of the flow in the tunnel). In the case that the tunnel is equipped with smoke detectors, the detectors as well as the sequence of commands to opening/closing of respective dampers are tested. In the case of the transverse ventilation system, the visualisation of the flow makes testing of the extraction efficiency possible.

COMPREHENSIVE TESTING OF A LONGITUDINAL VENTILATION SYSTEM INVOLVING THE SIMULATION OF A FIRE BY TEST AEROSOL

The test starts by the initiation of ethanol in steel trays with the assumed fire heat release rate of about 1.5 - 3MW and smoke generation rate of about 20 (100) m³/s, corresponding to parameters of a car (truck) fire. Once the fire has been identified by the heat detector (part of the fire alarm and detection system) or by the video-based detection system, the tunnel control system carries out all required operations, which are pre-set in the system and triggered without intervention of the tunnel operator or on the instruction issued by the tunnel operator. [10, 11]

The tunnel control system carries out the following actions:

- Closing of the tunnel by means of traffic signs;
- Activating the system of remote transmission of the fire alarm;
- Automatic starting of jet fans in the tunnel tube struck with the fire so that the critical velocity of the air mass flow in the direction of traffic is achieved;
- Automatic starting of jet fans in the tunnel tube unaffected by the fire so that the air flow direction is identical with the flow direction in the tunnel tube struck by the fire;
- Checking on open fire dampers found on rescue routes in the tunnel tube unaffected by the fire;
- Closing fire dampers found on rescue routes in the tunnel tube struck by the fire;
- Switching on fans on rescue routes in the tunnel tube unaffected by the fire with the aim of developing a positive pressure of about 30Pa on rescue routes (cross passages);
- Switching of the tunnel lighting to the maximum regime in the tunnel tube struck by the fire, including switching on the emergency lighting in the tunnel tubes and along rescue routes;
- Starting the evacuation public address system in the tunnel tubes and along rescue routes so that road traffic participants are informed about the fire event;



Obr. 2 Vytváječe aerosolu před zkouškou (foto Ing. Petr Bečák, Ph.D.)
Fig. 2 Aerosol producers before testing (photo courtesy of Petr Bečák)

- Uzavření požárních klapek v záchranných cestách v požárem zasažené tunelové troubě;
- Spuštění ventilátorů v záchranných cestách v požárem nezasazené tunelové troubě pro vytvoření přetlaku cca 30 Pa v záchranných cestách (propojkách);
- Přepnutí osvětlení tunelu na maximální režim v požárem zasažené tunelové troubě včetně spuštění nouzového osvětlení v tunelových troubách a záchranných cestách;
- Spuštění evakuačního hlášení v tunelových troubách a záchranných cestách pro informaci účastníků silničního provozu o vzniku požáru;

Při komplexních zkouškách je také simulován výpadek elektrické energie z veřejné distribuční sítě, čímž je prověřeno napájení vybraných zařízení prostřednictvím nepřerušovaného zdroje elektrické energie (UPS) a dieselagregátu. [10, 11]

V průběhu komplexní zkoušky se simulací požáru jsou sledovány následující fyzikální parametry:

- rychlost proudění vzduchu včetně zplodin hoření v zasažené tunelové troubě stacionárními a mobilními anemometry,
- rychlost proudění vzduchu v nezasazené tunelové troubě stacionárními a mobilními anemometry,
- rychlost proudění vzduchu v otevřených dveřích vstupu do záchranných cest (propojek),
- průběžné měření teplot v zasažené tunelové troubě,
- průběžné měření optické hustoty kouře.

Zkušební aerosol

Vzniká ze směsi v generátoru z jednotlivých vytváječů při teplotách kolem 1200–1300 °C. Aerosol je směsí pevné a plynné fáze:

- Pevná fáze je tvořena částicemi o velikosti řádově 3 μm až řádově 5 μm . Částice jsou směsí uhličitanu draselného, hydrogenuhličitanu draselného a uhlíku.
- Plynná fáze je směsí oxidu uhličitého, oxidu uhelnatého, vodních par, nitrozních plynů, dusíku a amoniaku.

Hodnoty pevné fáze aerosolu chloridu draselného KCl a uhličitanu draselného K_2CO_3 činí v průměru 0,16 g/m³, což je zanedbatelné množství s ohledem na množství proudícího vzduchu a dobu expozice. Vezmeme-li v úvahu, že usazení pevné fáze aerosolu probíhá v řádu desítek minut, lze s jistotou konstatovat, že převážné množství této kompozice se dostane do okolního prostředí mimo prostor tunelu, aniž by se stačilo usadit na vozovce nebo na jeho ostění. Tuto skutečnost potvrdily předchozí zkoušky např. na tunelech Panenská, Bórik atd., kde ani vizuálně ani mechanicky nebyly zjištěny žádné stopy po usazeném aerosolu.



Obr. 3 Vývin zkušebního aerosolu při plně rozvinutém požáru (foto Ing. Petr Bečák, Ph.D.)

Fig. 3 Test aerosol generation at the fully developed fire (photo courtesy of Petr Bečák)

In addition, a failure of power supplies from the public network is simulated during the comprehensive testing so that power supplies to selected pieces of equipment from the uninterruptible power supply (UPS) system and a diesel generating set are checked. [10, 11]

The following physical parameters are observed during the course of the comprehensive tests involving the fire simulation:

- velocity of the flow of the air including combustion products through the tunnel tube struck with the fire using stationary and portable anemometers;
- velocity of the air flow through the tunnel tube unaffected by the fire using stationary and portable anemometers;
- velocity of the air flow through open doors in entrances to rescue routes (cross passages);
- continuous measurement of temperatures in the tunnel tube struck with fire;
- continuous measurement of smoke opacity.

Test aerosol

The test aerosol is developed in a generator as a mixture produced by individual producers at temperatures ranging approximately from 1200–1300 °C. The aerosol is a mixture of solid and liquid phases:

The solid phase is formed by particles with the sizes in the order of 3 μm to 5 μm . The particles are a mixture of carbonate of potassium, potassium hydrogen carbonate and carbon.

The gaseous phase is a mixture of carbon dioxide, carbon monoxide, water vapour, oxides of nitrogen, nitrogen and ammonia;

The amount of potassium chloride KCl and potassium carbonate K_2CO_3 is 0.16 g/m³ on average. It is negligible with respect to the amount of the air flowing through the tunnel and the duration of the exposition. If we take into consideration the fact that the duration of the process of settling of the aerosol solid phase is measured in the order of tens of minutes, we can state with certainty that the major proportion of this composition will get into the surrounding environment outside the tunnel space, without having time to settle on the roadway or on the tunnel lining surface. This fact was confirmed by previous tests e.g. in the Panenská and Bórik tunnels, where no traces of the aerosol settlement were found either visually or mechanically.

In the case of conducting the comprehensive testing of the tunnel fire safety equipment using the visualisation of the movement of hot smoke by means of aerosol generated by a real energy source, there is no risk of toxicity in terms of the stipulations of the Decree of the Government No. 361/2007 Coll. specifying

Při provedení komplexních zkoušek požárně bezpečnostních zařízení tunelu za použití vizualizace požárního větrání horkým kouřem pomocí aerosolu s reálným energetickým zdrojem nevzniká z hlediska ustanovení nařízení vlády č. 361/2007 Sb., kterým se stanoví podmínky ochrany zdraví při práci, žádné nebezpečí z hlediska toxicity. Koncentrace škodlivých látek se pohybuje na hodnotách řádově 100 až 600krát nižších, než jsou stanovené přípustné expoziční limity.

Rovněž z hlediska působení anorganických pevných částic obsažených v aerosolu nehrozí žádné nebezpečí jednak s ohledem na nízké koncentrace těchto látek ve vzduchu – řádově $0,16 \text{ g/m}^3$, jednak vzhledem k povaze shora uvedených látek, které nejsou ve smyslu zákona č. 356/2003 Sb. o chemických látkách a přípravcích klasifikovány jako nebezpečné. Vzhledem k tomu, že převážné množství těchto látek se dostane mimo vnitřní prostory tunelu, nejsou nutná žádná opatření týkající se ochrany vozovky nebo ostění tunelu z hlediska jejich poškození či dokonce znečištění.

Parametry zkušební generátoru

Vlastní generátor pro vývoj teplého zkušební aerosolu je složen z ocelových van naplněných etanolem a vyvíječů horkého aerosolu, které jsou umístěny v ocelových rampách a postupně dálkově aktivovány. Každý vyvíječ je konstruován na vývin cca $20\text{--}100 \text{ m}^3$ aerosolu o koncentraci $25\text{--}30 \text{ g/m}^3$. Možnost tedy konstatovat, že z jedné ocelové rampy je zajištěn vývin 360 m^3 zkušební aerosolu v časovém režimu cca 2 minut. [12]

Zkouška za použití vizualizace požárního větrání horkým kouřem pomocí aerosolu s reálným energetickým nábojem

The test using the visualisation of fire ventilation by means of hot smoke using aerosol with real energy charge



Graf 1 Graf závislosti proudění vzduchu v tunelu na časovém průběhu (zdroj: Protokol zkoušek tunelu SOKP 513 – materiál firmy K. B. K. fire, s. r. o.)

Chart 1 Time – air flow curve (source: Test report for tunnel on lot 513 – K.B.K. fire, s. r. o. company material)

conditions for health and safety at work. The concentration of pollutants fluctuates within values in the order of 100 to 600 times lower than the values of allowable exposition limits set by the Decree.

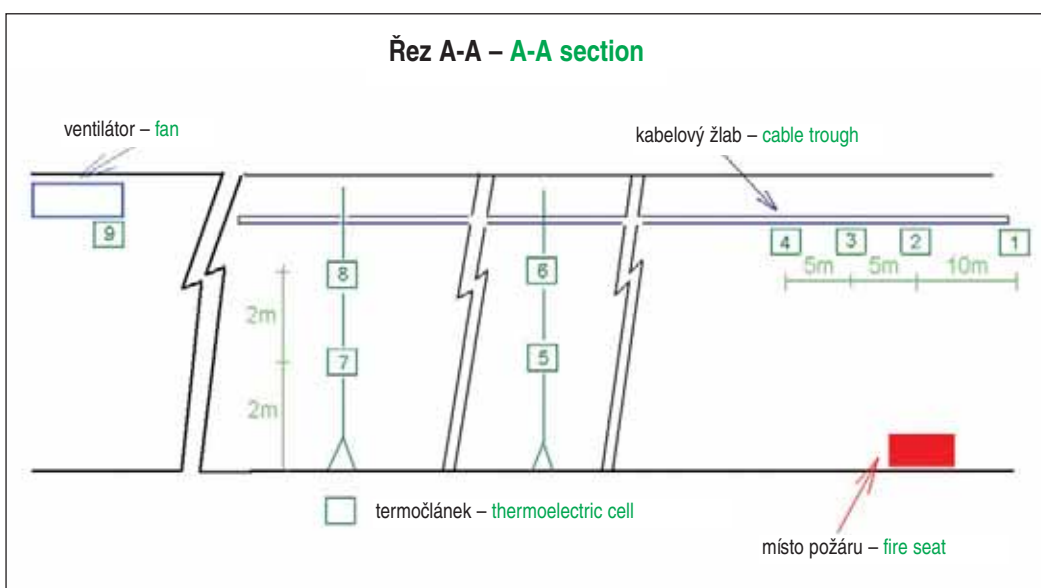
Similarly, there is no risk in terms of effects of inorganic substances contained in the aerosol, with respect to both the low concentration of these substances in the atmosphere (in the order of 0.16 g/m^3) and the nature of the above-mentioned substances, which are not classified as dangerous in the meaning of the Law No. 356/2003 Coll. on Chemical substances and formulations. Taking into consideration the fact that the prevailing amount of these substances gets outside inner spaces of the tunnel, no measures relating to the protection of the roadway or tunnel lining against damaging or even polluting are necessary.

Test generator parameters

The hot test aerosol generator consists of steel trays filled with ethanol and producers of hot aerosol installed on steel ramps, which are successively remotely activated. Each producer is designed for the production of about $20\text{--}100 \text{ m}^3$ of aerosol with the concentration of $25\text{--}30 \text{ g/m}^3$. It is therefore possible to state that the generation of 360 m^3 of the test aerosol is secured from one ramp within roughly 2 minutes. [12]

CONCLUSION

Summer months of 2010 saw comprehensive tests of fire safety equipment conducted in the Komořany – Cholupe and Lahovice – Slivenec



Obr. 4 Schéma rozmístění měřicích zařízení

Fig. 4 Measurement instruments installation points



Obr. 5 Stratifikace aerosolu při proudění vzduchu 0,6–0,8 m/s (foto Ing. Petr Beběčák, Ph.D.)

Fig. 5 Stratification of aerosol at the air flow velocity of 0.6 – 0.8 m/s (photo courtesy of Petr Beběčák)



Obr. 6 Stratifikace aerosolu ve vzdálenosti 100 m od simulovaného požáru (foto Ing. Petr Beběčák, Ph.D.)

Fig. 6 Stratification of aerosol at the distance of 100m from the simulated fire (photo courtesy of Petr Beběčák)

ZÁVĚR

V letních měsících loňského roku proběhly komplexní zkoušky požárně bezpečnostních zařízení v tunelu Komořany – Cholutice a Lahovice – Slivenec, nacházejících se na dokončeném silničním okruhu kolem Prahy – SOKP 513 a SOKP 514.

Cílem těchto zkoušek, provedených v souladu s technickými podmínkami TP 154 – Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací a podle interních předpisů správce tunelů – ŘSD ČR, bylo ověření funkčnosti požárně bezpečnostních zařízení.

V dopoledních hodinách dne 30. 5. 2010 a dne 29. 8. 2010 v tunelu Komořany – Cholutice a Lahovice – Slivenec proběhly komplexní zkoušky všech požárně bezpečnostních zařízení a bezpečnostních systémů bez simulace požáru. V rámci těchto komplexních zkoušek byla ověřena funkce bezpečnostních systémů, jejich vzájemné vazby v souladu s požadavky bezpečnostní a provozní dokumentace tunelů.

V odpoledních hodinách proběhly komplexní zkoušky všech bezpečnostních systémů tunelu SOKP 513 a SOKP 514 za použití aerosolu. U záchranné cesty, za nouzovým zálivem pravé tunelové trouby, byl simulován požár osobního vozidla za použití zkušebního aerosolu.

V průběhu komplexních zkoušek se simulací požáru byly sledovány následující fyzikální parametry:

- Rychlost a směr proudění vzduchu včetně zplodin hoření v zasažené tunelové troubě stacionárními a mobilními anemometry, včetně digitálního záznamu – viz graf 1.

Z uvedeného grafu je možno sledovat průběh rychlosti proudění vzduchu. Z počáteční rychlosti 4,5 m/s vyvolané pístovým efektem pohybu vozidel na začátku komplexní zkoušky až po ustálení proudění na projektovanou kritickou rychlost proudění vzduchu 2,5–3 m/s.

Z provedeného měření je možné vysledovat dobu cca 4,5 min., po kterou se rychlost proudění vzduchu pohybovala pod projektovanou hodnotou kritické rychlosti.

- Průběžné měření teplot v zasažené tunelové troubě pomocí termočlánků umístěných nad ohniskem požáru (4 ks), na stativech ve vzdálenosti 25 a 70 m od ohniska požáru (4 ks) a na nejbližším proudovém ventilátoru ve směru proudění zplodin hoření (1 ks).

tunnels on the completed construction lots 513 and 514 of the Prague City Circle Road project.

The objective of the tests, which were conducted in compliance with requirements of Technical Specifications TP 154 – Operation, administration and maintenance of road tunnels and with internal regulations issued by the tunnel administrator, the Roads and Motorways Directorate of the Czech Republic, was to verify the functionality of fire safety equipment systems.

In the morning of 30/05/2010 and 29/08/2010 the comprehensive tests of all fire safety equipment and safety systems were carried out without the fire simulation in the Komořany - Cholutice and Lahovice – Slivenec tunnels. The compliance of the function of safety systems with requirements of the tunnel safety and operation documents was verified through these comprehensive tests, including relationships between the systems.

In the afternoon, the comprehensive test of all tunnel safety systems in construction lots 513 and 514 were carried out using aerosol. A car fire was simulated using the test aerosol in the right-hand tunnel tube, next to the rescue route found behind the emergency parking bay.

The following parameters were followed during the course of the comprehensive tests involving the fire simulation:

- The velocity of the flow of the air including combustion products through the tunnel tube struck with the fire using stationary and portable anemometers, including digital records – see Chart 1

The air flow velocity development can be seen in the above chart. From the initial velocity of 4.5m/s induced by the piston effect of moving vehicles at the beginning of the comprehensive testing, the velocity gradually stabilised at 2.5 – 3m/s, i.e. at the critical air flow velocity value specified by the design.

It is possible to determine on the basis of the measurement that the period of time during which the air flow velocity fluctuated under the critical value set by the design.

- Continuous measurement of temperatures in the tunnel tube struck by the fire using thermo-couples installed above the seat of fire (4 pieces), on tripods at the distances of 25 and 70m from the seat of fire (4 pieces) and on the jet fan closest in the direction of the combustion products flow (1 piece);

Provedené komplexní zkoušky se simulací reálného požáru za využití aerosolu prokázaly, že tunely SOKP 513 a SOKP 514 před uvedením do provozu splňují bezpečnostní požadavky kladené českými a evropskými předpisy a normami.

O provedených komplexních zkouškách byly zpracovány protokoly o naměřených fyzikálních veličinách, které byly dány k dispozici odborné veřejnosti a byly zapracovány v grantovém úkolu č. FR-TI1/121 Nová řešení pro vyšší požární bezpečnost v tunelech, jehož řešitelem je KPM Consult, a. s., a spoluřešitelem je realizátor komplexních zkoušek – K. B. K. fire, s. r. o., Ostrava, na řešení se také podílí VŠB-TU Ostrava, Fakulta bezpečnostního inženýrství.

Výše uvedený zkušební postup byl již v minulosti využit pro prověření požárně bezpečnostních zařízení tunelu Panenská na dálnici D 8 a na tunelech Slovenské republiky – Sitina, Bórik a Branisko. [6,7,8,9]

Ve dnech 24. – 25. 8. 2010 byl tento zkušební postup úspěšně použit pro ověření požárního větrání tunelu Isla Bella, jednotroubovém 2,5 kilometru dlouhém tunelu ve Švýcarsku. [9]

Závěrem lze říci, že na základě provedení komplexních zkoušek a vizualizace požárního větrání v tunelu je znám stav připravenosti celého technologického systému a vazeb mezi jednotlivými částmi zařízení v případě požáru nebo nežádoucího stavu a je možno konstatovat, že navržené scénáře pro zkoušení požárního větrání za použití aerosolu se jeví jako vhodná metoda pro náhradu kouře vznikajícího při hoření hořlavých kapalin.

ING. PETR BEBČÁK, Ph.D., petr.bebcak@vsb.cz,
ING. JANA DRGÁČOVÁ, Ph.D., jana.drgacova@vsb.cz,
VŠB-TU Ostrava, Fakulta bezpečnostního inženýrství,
ING. MARTIN BEBČÁK, bebcak@kbbkfire.cz,
ING. ALEXANDER RUDNĚV, CSc., rudnev@kbbkfire.cz,
K. B. K. fire, s. r. o.,
ING. JIŘÍ ZÁPAŘKA, jiri.zaparka@email.cz,
SATRA, spol. s r. o.

Recenzoval: prof. Ing. Pavel Přibyl, CSc.

Poznámka redakce:

Článek vyšel i v časopise Silniční obzor č. 12/2010

The completed comprehensive tests involving the real fire simulation using aerosol proved before opening of the tunnels in construction lots 513 and 514 of the Prague City Circle Road to traffic that the tunnels met safety requirements of Czech and European regulations and standards.

The records on the completed tests containing the measured physical quantities were placed at disposal of the professional public and were processed in the Grant-funded Project No. FR-TI1/121 on New Solutions for Improving Tunnel Fire Safety, the resolver of which is KPM Consult a.s., the co-resolver is K.B.K. fire, s.r.o., which conducted the comprehensive testing, and the Faculty of Safety Engineering of the VŠB-Technical University of Ostrava, which also participated in the solution.

The testing procedure described above was applied in the past to the verification of fire safety equipment in the Panenská tunnel on the D8 motorway and to tunnels in the Slovak Republic, namely the Sitina, Bórik and Branisko tunnels. [6,7,8,9]

This testing procedure was successfully applied on 24th and 25th August 2010 to the verification of the fire ventilation system in the Isla Bella tunnel (a single-tube, 2.5km long tunnel, Switzerland). [9]

To conclude, it is possible to say that, owing to the completed comprehensive tests and the visualisation of the fire ventilation in the tunnels, the state of readiness of the entire technological system and relationships between individual parts of tunnel equipment in the case of a fire or an undesirable state is known and we can state that the proposed fire ventilation testing scenarios using aerosol appear to be a suitable method replacing the smoke generated when combustible liquids are being burnt.

ING. PETR BEBČÁK, Ph.D., petr.bebcak@vsb.cz,
ING. JANA DRGÁČOVÁ, Ph.D., jana.drgacova@vsb.cz,
VŠB-TU Ostrava, Fakulta bezpečnostního inženýrství,
ING. MARTIN BEBČÁK, bebcak@kbbkfire.cz,
ING. ALEXANDER RUDNĚV, CSc., rudnev@kbbkfire.cz,
K. B. K. fire, s. r. o.,
ING. JIŘÍ ZÁPAŘKA, jiri.zaparka@email.cz,
SATRA, spol. s r. o.

Editor's note:

The paper was also published in Silniční obzor No. 12/2010

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Norma ČSN 73 7507 Projektování tunelů na pozemních komunikacích. Praha : Eltodo EG, vyd. ČNI, 2006.
- [2] Technologické vybavení tunelů na pozemních komunikacích. TP98 Praha : Eltodo EG, 2006.
- [3] Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací. TP154 Praha : Eltodo EG, 2002, ISBN 80-238-8361-5.
- [4] Zkoušky požárněbezpečnostních zařízení tunelů pozemních komunikací. Praha : Eltodo EG, a. s. Metodický pokyn Ministerstva dopravy ČR.
- [5] BEBČÁK, P. Komplexní zkouška PBZ tunelu na „Dálnici D8 Praha – Ústí nad Labem – státní hranice ČR/SR“. Firemní materiál firmy K. B. K. fire s. r. o.
- [6] Projekt komplexních zkoušek tunelu Sitina, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [7] Projekt komplexních zkoušek tunelu Bórik, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [8] Projekt komplexních zkoušek tunelu Branisko, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [9] Projekt komplexních zkoušek tunelu Isla Bella, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [10] Projekt komplexních zkoušek tunelu SOKP 513, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [11] Projekt komplexních zkoušek tunelu SOKP 514, zpracovatel K. B. K. fire, s. r. o.
- [12] BEBČÁK, P., DRGÁČOVÁ, J., PETEREK, J., ULMANN, J. Komplexní zkoušky požárněbezpečnostních zařízení v tunelech. In Sborník mezinárodní konference Požární ochrana 2010, Ostrava 2010, Sdružení požárního a bezpečnostního inženýrství, s. 21–26 (358), ISBN 978-80-7385-087-6, ISSN 1803-1803.

DOPROVODNÉ MĚŘENÍ PŘI PROVÁDĚNÍ KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE NA PROJEKTU KRÁLOVOPOLSKÝCH TUNELŮ VMO BRNO

SUPPORTING MEASUREMENTS AT EXECUTION OF COMPENSATION GROUTING IN THE KRÁLOVO POLE TUNNELS PROJECT – VMO (THE BIG CITY RING) IN BRNO

PETR HLAVÁČEK, PETR HAVEL

1 ÚVOD

Tento článek navazuje na samostatný příspěvek nazvaný *Kompenzační injektáže na stavbě Královopolského tunelu v Brně*, který byl uveřejněn v čísle 4/2010 časopisu Tunel. Proto hned v úvodu uvádíme, že se v tomto textu budeme věnovat pouze vlastnímu doprovodnému měření. Popis staveniště, důvody nasazení technologie kompenzačních injektáží, jejich zavádění, vlastní provádění a další podrobnosti jsou popsány ve výše uvedeném příspěvku.

2 DOPROVODNÁ MĚŘENÍ – AUTOMATIZOVANÉ MĚŘENÍ POSUNŮ

Vzhledem k tomu, že rychlost zvedání objektů kompenzační injektáží je v řádu mm/den, je nezbytně důležité průběžně sledovat jejich pohyb na všech relevantních pozicích. Na znalostech odborníků provádějících kompenzační injektáže závisí stabilita celého území nacházejícího se v dosahu injektáže a současně kvalita jejich rozhodnutí je mimo jiné závislá na kvalitě výsledků monitoringu posunů objektů z doprovodného měření.

2.1 Metoda hydrostatické nívellace

Obvykle se pro doprovodné měření využívá metoda hydrostatické nívellace. Do sledovaných objektů se umístí nádoby s digitálními snímači. V každém objektu je minimálně 1 uzavřený okruh. Po propojení nádob hadicemi a naplnění kapalinou jsou snímány hladiny kapaliny v jednotlivých nádobách. Informace o výškách hladin probíhají přes okružové ústředny, které dále komunikují s centrálním serverem.

Výsledkem jsou změny relativních převýšení mezi nádobami. Abychom získali informace o absolutních pohybech, je nutno tuto metodu podpořit např. geodetickými metodami, které automatizovaným nebo manuálním způsobem určují absolutní posuny minimálně na jedné baňce v jednom okruhu, aby bylo možno ze známých relativních vztahů mezi baňkami dopočítat absolutní posuny ostatních baňek v daném okruhu.

Tato metoda má nesporné výhody, ke kterým patří možnost měření v relativně velmi rychlém sledu – měření mohou probíhat s odstupem desítek sekund, a vysoká relativní přesnost měření – v řádu 0,1 mm.

V popisovaném projektu ovšem převažovala zásadní nevýhoda, kterou je jistá časová náročnost instalace systému. Předpokladem bylo cca 6–9 baňek na jeden objekt, kterých bylo celkem 27. Při instalaci systému do objektu je nutné provést řadu stavebních úprav, a to případně i v obytných prostorách – pro natažení kabeláže a spojujících hadiček je nutné vrtat skrz svislé konstrukce včetně nosných. Z toho důvodu by bylo třeba začít s instalací systému do budov s velkým časovým předstihem před prováděním vlastní injektáže. S tím by byla spojena i jednání s vlastníky a uživateli dotčených prostor o montáži a následné možnosti přístupu v případě vzniklých problémů. Tento časový předstih byl odhadován v řádu měsíců a vzhledem k časovému rozpětí mezi datem zadání úkolu a požadovaným datem zprovoznění jsme tolik času k dispozici neměli. Kromě toho by bylo nutno uvažovat i náklady na uvedení použitých prostor do původního stavu a jistou nepružnost instalovaného a běžícího systému oproti požadavkům nad rámec původního projektu.

1 INTRODUCTION

This article follows an individual contribution named „*The technology of compensation grouting used for the Královopolské Tunnels project on then Big City Ring in Brno*“, which was published in TUNEL No. 4/2010.

Therefore we would like to mention already in the introduction that we will deal solely with the supporting measurements in this text. Description of the site, reasons for application of compensation grouting technology, its implementations, execution and other details are described in the above mentioned contribution.

2 SUPPORTING MEASUREMENTS – AUTOMATED MONITORING OF MOVEMENTS

Due to the fact that the speed of raising structures by compensation grouting reaches several mm per day, it is highly important to continuously monitor their movements at all relevant positions. The stability of a whole area coming within the grouting ambit depends on the expertise provided by experts carrying out the compensation grouting. At the same time, the quality of their decisions is influenced by the quality of results provided by supporting measurements of the building movements.

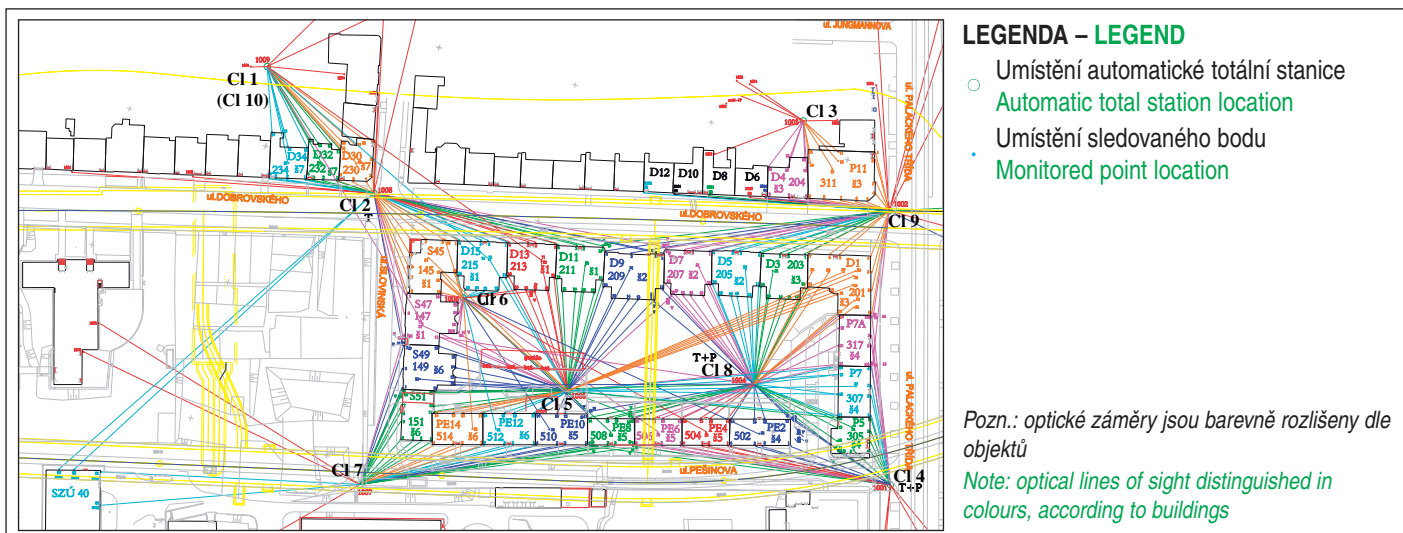
2.1 Method of hydrostatic levelling

The method of hydrostatic levelling is usually used as supporting measurement. Cups with digital sensors are placed into monitored objects. There is at least one closed circuit in each object. After connection of cups with hoses and filling with liquid, liquid levels in individual cups are monitored. Information about levels goes through circuit switching centres, which in turn communicate with the central server.

Results of this method are changes of relative elevations between cups. To achieve information about absolute movements, it is necessary to complete this method with for instance geodetic methods, which automatically or manually determine absolute movements at least for one cup in one circuit, so as it will be possible to calculate absolute movements of other cups in the respective circuit from known relative relations between cups.

This method has indisputable advantages, which include the possibility of measurement in relatively quick successions – measurements can take place within interval of several seconds, and relatively high measurement accuracy – in range of 0.1 mm.

However, an essential disadvantage prevailed in the described project, which is a certain time demand for system installation. The assumption was approximately 6–9 cups per one object, with a total of 27 objects. There is a number of buildings works that must be done upon installation of system into an object, and that sometimes also in residential spaces – it is necessary to drill through vertical structures including supporting ones for leading the cabling and connecting hoses. The system installation into buildings has had to be therefore started a long time prior to execution of the grouting itself. This would require also meetings with owners and users of concerned spaces about assembly and subsequent possibility of access in case of incurred problems. This time advance was estimated in range of several



Obr. 1 Situace měřické sítě

Fig. 1 Surveying network situation

2.2 Geodetická metoda trigonometrických měření

Naše společnost přišla s nabídkou řešení, které bylo, co se týče instalace celého systému a především měřených bodů na sledované objekty, časově výrazně méně náročné. Jednalo se o monitoring pomocí geodetických trigonometrických metod. Tento navrhovaný systém navíc sliboval jistou pružnost, s níž byl schopen téměř okamžitě reagovat na požadavky stavby, které vznikaly až na základě vyhodnocení provádění kompenzačních injektáží, případně vyhodnocení deformačních měření geotechnického monitoringu ražeb. Tato flexibilita se potvrdila a byla v průběhu akce využita.

Protože sledované objekty nemají složitý půdorys a jsou vystavěny na relativně malých plochách, navrhli jsme nahradit hydrostatickou nivelaci trigonometrickým měřením, při kterém budou sledovány deformační body osazené na uličních i dvorních fasádách objektů. V případě potřeby sledování nosných konstrukcí uvnitř objektu jsme nabídli osazení deformačních bodů na konstrukce, které by byly upevněny do těchto stěn a končily by nad střešní konstrukcí, kde bychom je mohli opět zaměřit. To bylo možné především proto, že nejdůležitější sledovanou složkou byl pohyb objektu vzhůru v důsledku reakce na kompenzační injektáže.

Pro zajištění průběžných informací o pohybech objektů v zájmovém území byla nakonec po zvážení předložených výhod a nevýhod obou systémů zvolena námi navrhovaná metoda pomocí geodetických trigonometrických měření.

3 KONFIGURACE MĚŘENÍ

V prvním kroku jsme vypracovali návrh umístění měřených bodů na sledovaných objektech, a to tak, aby bylo možno vyhodnotit celkové chování objektu při zásahu deformacemi a především při následném protipatření kompenzačními injektážemi. Tento návrh byl po dohodě se statikem stavby přijat. Následně byl návrh doplněn i o některé body na vnitřních nosných konstrukcích, jejichž součástí jsou komínové konstrukce, které jsme nejčastěji využili ke stabilizaci těchto doplňkových bodů.

Vedle sledovaných bodů (deformačních) bylo třeba definovat také pozice bodů referenčních, které se nacházely mimo očekávanou deformační zónu a na které bylo celé měření připojováno. Zájmové území zasažené deformacemi je rozsáhlé a jeho podstatná část se nachází v uzavřeném městském bloku bytových domů.

Druhým krokem byla definice stanovišť, ze kterých bude probíhat observace měřených bodů. Zde bylo nutno splnit následující podmínky:

1. primárním cílem je sledování vertikálních posunů;
2. ze stanic muselo být zajištěno zaměření všech sledovaných bodů;
3. stanice musí být umístěny tak, aby bylo možné přenést prostorové souřadnice z referenčních bodů do středu měřeného území, které se nachází ve dvorě bloku objektů.

Analýzou jsme určili nasazení 9 totálních stanic a vtypovali jejich umístění v oblasti. Do dalších postupů jsme museli uvažovat i velmi významný fakt, že se 7 totálních stanic nachází přímo v deformacemi zasažených zónách (nad osami ražených tunelů) nebo na jejich okra-

months and we did not have so much time available with regard to time range between the date of requesting the task and required date of commissioning. Apart from this, costs for putting utilized spaces into original condition and certain inflexibility of installed and running system as compared to requirements outside the framework of the original project would also have to be taken into account.

2.2 Geodetic method of trigonometric measurements

Our company proposed a solution, which would be, with regard to the installation of the whole system and especially of measured points in monitored objects, significantly less time demanding. It dealt with monitoring by means of geodetic trigonometric methods. This proposed system also promised a certain flexibility thanks to which it is able to react almost immediately to building requirements occurring only on the basis of assessment of executed compensation grouting or assessment of deformation measurements of the geotechnical monitoring of tunnelling. This flexibility has been confirmed and utilized in the course of action.

As monitored objects do not have complicated ground plans and are built on relatively small areas, we have proposed to substitute the hydrostatic levelling with trigonometric measurement, which monitors deformation points installed on street and backyard facades of objects. In case a need of monitoring supporting structures inside objects would occur, we have proposed installation of deformation points on structures, which would be fixed into these walls and would end above the roof structure, where we can measure them again. This was possible especially because the most important monitored value was the movement of object upwards due to its reaction to compensation grouting.

After all advantages and disadvantages of the two proposed systems were taken into account, the method of geodetic trigonometric measurements suggested by our company was finally chosen to provide continuous information on motions of buildings in the area concerned.

3 MEASUREMENT CONFIGURATION

In the first stage, we elaborated a proposal of location of measured points on monitored objects so as it would be possible to assess overall behaviour of an object in case of deformation impact and especially at subsequent countermeasure with compensation grouting. This proposal was accepted after agreement with the building structural designer. The proposal was subsequently completed by some points on internal supporting structures, which included chimney structures, most often used for stabilizations of these additional points.

Apart from monitored points, it was also necessary to define also positions of reference points, which were situated outside expected deformation zone and to which whole measurement was connected. The concerned area affected by deformations is extensive and a significant part of it is situated in closed city block of apartment houses.

The second step consisted in defining stations, from which observation of measurement points will take place. It was necessary here to meet following conditions:

jích, a jejich polohy není proto možné považovat za trvale identické. Stanice svým měřením pokrývaly všechny měřené body (sledované i referenční), a spolu s nimi tvořily konfiguraci, která zajišťuje chybu výsledné výšky po vyrovnání ležící v submilimetrové oblasti pro celé měřené území. Dále bylo osazeno 349 odrazných hranolů, z nichž 26 jich je referenčních a na zbylých 323 bodech jsou sledovány posuny. I přes poměrně složité místní poměry se podařilo nalézt takovou konfiguraci, která přes všechna očekávání zajišťovala vysokou přesnost i ve směru horizontálním se standardní polohovou odchylkou okolo 1 mm. Celková situace je zřejmá z obr. 1.

4 STABILIZACE OBSERVAČNÍCH STANIC

Většina zájmového území se nachází na veřejně přístupném prostranství uprostřed města. To obvykle znamená vysokou hustotu inženýrských sítí. Abychom se vyhnuli riziku jejich poškození vrtáním pilířů, vytvořili jsme ve spolupráci se společností Zakládání staveb, a. s., „mobilní“ pilíře, tzv. monumenty.

Základem jsou železobetonové skruže poskládané na sobě a zalité betonem. Do nich je vložena železná roura, zakončená stolcem pro stabilizaci měřické totální stanice. Kolem totální stanice byla osazena ochranná mříž proti poškození a krádeži zakončená střechou na ochranu proti vlivům počasí. Tyto monumenty byly stabilizovány vlastní hmotností na povrchu komunikací nebo na jednoduchých základových deskách na veřejných prostranstvích, na ulicích nebo v městských dvorech v počtu 7 kusů (obr. 2 a 3). Dvě další totální stanice byly umístěny na konzolách přivrtaných do zdí objektů na místech, která nebyla přístupná veřejnosti.

Součástí vybavení každého stanoviště byla totální stanice a ovládací průmyslový počítač. V každém monumentu bylo navíc instalováno elektronické zabezpečovací zařízení napojené na pult centrální ochrany, který byl v kontaktu s bezpečnostní agenturou zajišťující ochranu zařízení staveniště.

Stanoviště byla mezi sebou propojena síťovými kabely, kterými probíhal přenos dat do centrálního počítače přes vytvořenou lokální počítačovou síť LAN.



Obr. 2 Měřický „monument“ I
Fig. 2 Survey “monument” I

- a) primary objective is monitoring of vertical movements;
- b) measurement of all deformation points had to be provided from stations;
- c) stations must be situated so as it will be possible to transfer dimensional coordinates from reference points to the centre of measured area, which is situated in a yard of the block of objects.

We determined by analysis establishment of 9 total stations and selected their location in the area. To the next proceeding we had to consider the fact that 7 stations were placed directly in the deformation zone (above the driven tunnels) or on its border and it was not possible to interpret their positions as permanently immovable. Stations covered all measured points (both monitored and reference) by their measurements and formed together with them a configuration, which provides the final elevation error after adjustment within sub-millimetre range for the whole measured area. 349 reflection prisms were installed, from which 26 are reference prisms and movements are monitored on remaining 323 points. Despite complicated local conditions, such configuration was found, and contrary to all expectations provided high accuracy also in horizontal direction with standard positional aberration of approx. 1 mm. The overall situation is clear from the figure No.1.

4 STABILIZATION OF OBSERVATION STATIONS

Majority of concerned area is situated on publicly accessible area in the city centre. This usually means high density of engineering networks. To avoid the risk of their damage by boring poles, we have created “mobile” poles, so-called monuments, in cooperation with the company Zakládání staveb, a. s.

Basis is formed by reinforced concrete centres laid one upon other and concreted. Metal pipe, which ends with a table for stabilization of measurement total station is inserted in them. Protective grid was installed around the total station to protect it against damage and theft and roofed against weather impacts. These monuments were stabilized by their own weight on surface of communications or on simple base plates in public spaces in streets or municipal yards in the number of 7 pieces (figures 2 and 3). Two other total stations were positioned on consoles drilled into object walls in places not accessible to public.

Each station was equipped with a total station and control industrial computer. Moreover, an electronic security device was installed in each monument. This security device was connected to a central security desk, which was in contact with security agency providing protection of the building site facilities.

Stations are mutually interconnected by network cables, by which data were transferred to the central computer through created local computer LAN network.



Obr. 3 Měřický „monument“ II
Fig. 3 Survey “monument” II



Obr. 4 Totální stanice Trimble S8
Fig. 4 Total station Trimble S8

5 MĚŘICKÉ A POČÍTAČOVÉ VYBAVENÍ

Pro vlastní měření jsme vybrali totální stanice od výrobce Trimble řady S8 (obr. 4). Jejich charakteristiky přesnosti (přesnost měření úhlů 0,3 mgon, délek 1+1 ppm a úhlová přesnost automatického zacílení měřeného odrazného hranolu Fine Lock) splňovaly naše náročné požadavky vyplývající z koncepce měření a požadavků na přesnost výsledných hodnot a navíc v době plánování měření ve srovnání s konkurenčními přístroji jiných značek nevydávaly při cílení a měření žádný zvuk. Vzhledem k tomu, že některé totální stanice byly umístěny v bezprostřední blízkosti řady oken (stanice č. 6 byla ve vzdálenosti cca 2 m od fasády), stala se tato podmínka zásadní pro jejich výběr. Intenzita zvuků, které běžně provází měření stanic, by mohla být za letních horkých nocí velmi nepříjemná.

Každá totální stanice byla ovládána pomocí programu Observer nainstalovaném na průmyslovém počítači, který byl spolu s další potřebnou elektronikou umístěn v patě pilře v kovové krabici (obr. 5). Tento elektronický systém se nazývá Observerbox. Všechny počítače byly propojeny kabelem do lokální počítačové sítě. V jejím centru se nacházela serverová výpočetní stanice, na které probíhaly všechny výpočty a záloha dat.

Celá síť byla napojena na internet. To mělo dvě výhody: výsledky byly automaticky zpřístupněny objednateli na internetu a my jsme měli možnost všechny počítače dálkově ovládat. Díky tomu jsme byli schopni provádět denní kontrolu celého systému, zálohu dat a nastavení ovládacího softwaru totálních stanic z naší provozovny v Praze.

Průmyslové počítače na stanicích neměly ani monitory ani klávesnice, proto jsme využili v případě nutnosti jejich obsluhu přímo na místě velmi odolný přenosný počítač Toughbook od firmy Panasonic předurčený pro využití v extrémních podmínkách.

6 AUTOMATIZACE

Všechny totální stanice jsou vybaveny servomotory a jsou proto schopné samostatného pohybu podle pokynů ovládacího programu. Měření byla odstartována vždy v celou hodinu. Nejdelší měření na stanicích trvalo cca 35 min., nejkratší potom 10 min. Po ukončení měření byla automaticky provedena nutná úprava naměřených hodnot a proběhlo jejich automatické vyrovnání se statistickou kontrolou.



Obr. 5 Observerbox – průmyslový počítač s doplňky
Fig. 5 Observerbox – industrial computer with accessories

5 MEASUREMENT AND COMPUTER EQUIPMENT

We have chosen for the measurement total stations from the manufacturer Trimble from line S8 (figure 4). Their accuracy characteristics (accuracy of angles 0,3 mgon, distance measurement 1+1 ppm and angle accuracy of automatic aiming of measured reflection prism) met our demanding requirements arising from the concept of measurement and requirements for accuracy of resulting values and moreover they did not emit any sounds when aiming and measuring in time of planning when we compared them to competitive brands. With regard to the fact that some total stations were located in immediate proximity of many windows (station No. 6 was ca. 2 metres far from facade), this condition has become essential for their selection. Intensity of sounds commonly accompanying measurement activity of stations could be very unpleasant during hot summer nights.

Each total station was controlled by means of software Observer installed in an industrial computer, which was together with other necessary electronics placed in the foot of the pole in a metal box (figure 5). This electronic system is called Observerbox. All the computers were interconnected by a cable into a local computer network with a central server computing station processing all the numerations and data backup.

The whole network was connected to internet. That posed two advantages: results were automatically made accessible to the client on the internet and we were able to control all computers remotely. Thanks to that, we were able to perform daily checks of the whole system, data backup and setting of control software of total stations from our operation offices in Prague.

Industrial computers in stations did not have monitors or keyboards; therefore we used in the case of need of their operation directly on site a very resistant portable computer Toughbook from the company Panasonic intended for usage under extreme conditions.

6 AUTOMATION

All total stations are equipped with servomotors and are thus able of individual movement according to instructions of the control program. Measurements were always started at the full hour. The longest measurement on the station took ca. 35 minutes, the shortest 10 minutes. After measurements were completed, necessary adjustment of measured values was performed automatically and their automatic balancing with statistical control took place. Measurement results were displayed in deformation graphs (figure 8), which were subsequently made available on the internet.

Výsledky měření byly vyobrazeny v deformačních grafech (obr. 8), které byly následně k dispozici na internetu.

Přes plnou automatizaci procesů byla nutná denní kontrola systému přes internet. Její součástí byla i kontrola statistických vyhodnocení výpočtů, a tím i důvěryhodnosti výsledných naměřených posunů. Důležitou součástí systému kontrol byla i vzájemná spolupráce s pracovníky provádějícími kompenzační injektáže, kteří nás kontaktovali, jakmile vznikly neshody mezi interpretací výsledků a probíhající skutečností na stavbě.

Automatizace byla doplněna o systém Watch Dog, který prověřoval stav LAN a o případných nesrovnalostech zasílal sms zprávy na vybrané mobilní telefony – např. v případě odpojení se jednoho počítače ze sítě nebo z důvodu výpadku zdroje elektrického proudu a přechodu na náhradní zdroj.

Při poruše systému nebo zhoršení kvality výsledků bylo naší povinností do 8 hodin zahájit nápravu, případně opravu.

7 PRŮBĚH MĚŘENÍ

Měření bylo odstartováno dne 6. 7. 2008 zaměřením nulové (referenční) etapy. Té předcházela stabilizace všech měřených bodů, trvající zhruba týden, a instalace stanovisek na mobilní pilíře, kterou jsme provedli ve spolupráci se Zakládání staveb, a. s., v průběhu jednoho a půl týdne. Celková příprava byla pochopitelně delší, nejobtížnější bylo jednání s výrobcem totálních stanic na zajištění 9 kusů na konkrétní datum dodání (běžně jsou to dva měsíce). Podařilo se nám též vykoupit všechny dostupné speciální odrazné hranoly na německém trhu.

Měření probíhalo celkem hladce. Nejčastější „problémy“ vznikaly dorůstáním vegetace do záměrných přímek. Druhým nejčastějším problémem byly pak výpadky proudu. Několikrát dokonce došlo ke zcizení kusů kabelu pod proudem. Občas jsme nemohli některé body zaměřit, protože si obyvatelé např. vyvěsili peřiny na vyvětrání do oken. Jednou nám byl do optické cesty natažen kabel, který se podle teploty vzduchu buď napínal, nebo prověšoval, a tím ovlivňoval výsledky na jednom měřeném bodu v rámci hodinových měření.

Nezaznamenali jsme žádné pokusy o poškození nebo ukradení měřického vybavení.

Vliv fyzikálních podmínek (teplota a tlak) na měření vzdáleností se podařilo vyřešit instalací několika digitálních teploměrů a tlakoměrů. Díky nim mohly být v dalších výpočtech zavedeny opravy naměřených vzdáleností a výsledky tak nebyly zatíženy chybou především z vlivu rozdílu teplot, která se nejvíc projevuje v zimním období rozdílnými teplotami v denní a noční době.



Obr. 6 Instalace systému
Fig. 6 System preparation for the measurement

Daily system check via internet was necessary even despite the full automation of processes. Check of statistical evaluations and thus of plausibility of resulting measured movements formed part of it. An important part of the system of checks was also mutual cooperation with workers executing compensation grouting itself who contacted us as soon as there occurred any discrepancy between interpretation of results and current reality on site.

Automation was completed with the system Watch Dog, which verified LAN status and sent sms messages to selected telephone numbers about prospective discrepancies – e.g. in case of disconnection of one computer from the network or in case of power shortage and passing to backup power source.

We were obliged to start a correction or repair within 8 hours in case of system failure or deterioration of quality of results.

7 MEASUREMENT HISTORY

Measurement was started on 6 July 2008 by measuring the zero (reference) phase. This was preceded by stabilization of all measured points, lasting approximately a week, and installation of stations to mobile poles, which we executed in cooperation with the company Zakládání staveb, a. s., in the course of one and a half weeks. The whole preparation was understandably longer, most difficult was negotiation with manufacturer of total stations about provision of 9 pieces for a concrete delivery date (which is commonly two months). We were also able to buy out all available reflection prisms on the German market.

Measurements themselves took place rather smoothly. The most frequent “problems” occurred by growing of vegetation to measurement lines. The second most frequent problem was caused by power shortages. Cable pieces under current were even stolen several times. Sometimes we were not able to measure some points, because inhabitants for instance hanged out blankets from windows for airing. Once a cable was led through our optical line, which either tightened or slacked according to temperature and this affected results on one measured point within hourly measurements.

We have not registered any attempts to damage or steal measuring equipment.

Impact of physical conditions (temperature and pressure) on measurement of distances was solved by installation of several digital thermometers and gauges. Thanks to them, corrections of measured distances could be applied in subsequent calculations and results were thus not burdened by error caused mainly by the temperature difference that is most significant in winter periods when comparing temperatures during the day and at night.

Needs of acquiring measured data on other, originally not planned points, occurred in the course of measurement. That is why we added points on the roof of the object 201, which showed large fluctuations in its reactions, on the object of Veterinary Clinic, on the shaft head 07 and on several other objects. As it was already confirmed at this time that the measured network of points is stable and very accurate also in horizontal direction, their shifts transversely on the tunnel axis were transferred on some relevant points.

One daily measurement on all points was transferred to the system Barab, which is implemented within the geotechnical monitoring of tunnelling. Results were here available to wider range of experts, who supervise the tunnel construction.

Measurement works were finished on 31 July 2009 and the system was switched off and disassembled.



Obr. 7 Pohled do ulice Dobrovského
Fig. 7 View to the Dobrovského street

V průběhu měření vznikaly potřeby získávání měřených dat i na dalších, původně neplánovaných bodech. Tak byly dosazeny body na střeše objektu 201, který vykazoval velké výkyvy ve svých reakcích, na objekt veterinární kliniky, na ohlubni šachty 07 a na několika dalších objektech. Protože v tu dobu už bylo potvrzené, že měřená síť bodů je stabilní a velmi přesná i v horizontálním směru, byly předávány na několika relevantních bodech i jejich posuny příčně na osu tunelu.

Jedno denní měření na všech bodech bylo předáváno do systému Barab, který je zaveden v rámci geotechnického monitoringu ražeb. Zde byly výsledky k dispozici širšímu okruhu odborníků, kteří dohlíží na výstavbu vlastního tunelu.

Dne 31. 7. 2009 byly měřické práce ukončeny a systém byl vypnut a demontován.

Na projektu se významně podílely i další společnosti. Především se jedná o naši německou sesterskou organizaci ANGERMEIER INGENIEURE GmbH, která dodala kompletní hardware (Observerboxy a výkonný síťový server) doplněný o programové vybavení převážně vlastní produkce. Po celou dobu měření zajišťovala také podporu a další vývoj svých produktů. Některé programy a komponenty byly použity vůbec poprvé. O instalaci celé LAN, její připojení na internet, bezpečnou komunikaci s naší firemní LAN v Praze a v neposlední řadě i systémovou údržbu celé komunikace se nám starala společnost Annex NET, s. r. o. Její zaměstnanci prováděli opravy hardwarových komponentů a v rámci pohotovosti vyjžděli několikrát i k obnovení propojení po poškození kabelu stavební technikou.

8 ZÁVĚR

Průběh kompenzačních injektáží prokázal, že volba metody trigonometrických měření jako doprovodných měření byla správná. Výsledky systému věrně kopírovaly jak sedání objektů v důsledku probíhajících ražeb, tak jejich následné reakce na zavádění injekční směsi, takže systém splnil svůj prvotní úkol. Dokázal zaznamenat i submilimetrové posuny objektů. Díky tomu se stal oporou při rozhodování o určení parametrů kompenzačních injektáží pro další postupy.

Měření takového rozsahu i způsob jeho provedení byly v České republice použity poprvé a jsou ojedinělé i v rámci Evropy. Ve spojení možností moderních motorizovaných totálních stanic, kvalitní výpočetní techniky, programového vybavení a internetu se ukázaly nové cesty, které nabízí současná elektronika.

ING. PETR HLAVÁČEK, hlavacek.petr@angermeier.cz,
ING. PETR HAVEL, havel.petr@angermeier.cz,
ANGERMEIER ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: Ing. Karel Křemen

Doprovodné měření objektu při kompenzační injektáží

Supporting measurement on a building during the compensation grouting

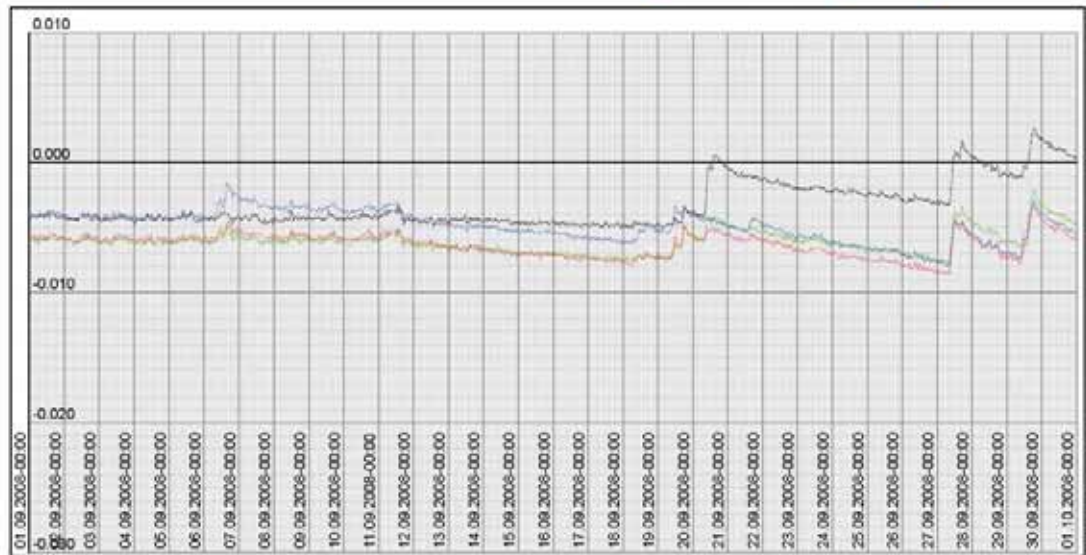
Interval od: 01.09.2008 do 01.10.2008 – Interval from 01.09.2008 to 01.10.2008

Objekt 00 – Structure 00

Body na ulici – Points in the street



01 ● 03 ■ 05 ■ 07 ● 09 ★
02 ▲ 04 ■ 06 ■ 08 ■



Obr. 8 Příklad výsledků ve formě deformačního grafu

Fig. 8 Example of output in form of deformation's diagram

Also other companies significantly participated in the project. This includes especially our German affiliated organization ANGERMEIER INGENIEURE GmbH, which supplied a complete hardware (Observerboxes and efficient network server) completed with software equipment of mainly own production. It also provided support and further development of its product during the whole time of measurements. Some programs and components were used for the first time ever. Installation of the whole LAN, its connection to internet, secure communication with our corporate LAN in Prague and also system maintenance of the whole communication was provided by the company Annex NET, s.r.o. Its employees performed repairs of hardware components and several times also moved out within emergency to restore connections after cable was damaged by building technique.

8 CONCLUSION

The course of compensation grouting proved that the choice of the method of trigonometric measurements as accompanying measurements was the right one. Results of the system closely followed both settlement of objects as a result of tunnelling and their subsequent reactions to application of grouting mixture, so the system fulfilled its original task. It was able to register even sub-millimetre movements of objects, thanks to which it became a support in deciding about parameters of compensation grouting for further procedures.

Measurements of such range as well as method of their execution were used for the first time in the Czech Republic, and they are rather unique also within Europe. Combination of possibilities of modern motorized total stations, quality computer technology, software equipment and the Internet has shown new ways offered by current electronics.

ING. PETR HLAVÁČEK, hlavacek.petr@angermeier.cz,
ING. PETR HAVEL, havel.petr@angermeier.cz,
ANGERMEIER ENGINEERS, s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

VORÁČKOVÁ, L. Analýza přesného monitoringu posunů trigonometrickými metodami, prováděného jako součást technologie kompenzačních injektáží. Diplomová práce, prosinec 2009.

PRÁVNÍ ODPOVĚDNOST ZA ZNALOST GEOLOGICKÉHO PROSTŘEDÍ PŘI STAVBĚ TUNELU

LEGAL RESPONSIBILITY FOR KNOWLEDGE OF GEOLOGICAL ENVIRONMENT DURING TUNNEL CONSTRUCTION

ALEXANDR ROZSYPAL

V příspěvku autor analyzuje příčiny a důsledky nedokonalého a nedůsledného uspořádání právních vztahů na odpovědnost za znalost geotechnického prostředí, v němž je budováno podzemní dílo. Stručně též naznačuje možnosti, jak tuto situaci systémovými opatřeními koncepčně řešit. Příspěvek volně navazuje na článek autorů Borise Šebesty a Davida Hrušky *Právní vztahy jako možná rizika podzemních staveb*, který byl zveřejněn v Tunelu č. 4/2010, a který problematiku právních vztahů mezi zhotovitelem, projektantem a investorem podzemních staveb analyzoval v širším kontextu.

UVEDENÍ DO PROBLEMATIKY

Dnes si již široká odborná veřejnost uvědomuje, že úspěch náročné inženýrské stavby je, vedle dobře provedené projektové dokumentace, podmíněn ještě dvěma základními předpoklady:

- 1) Vysokou profesionální úroveň organizace a řízení prací, a to nejen z věcného, ale i z finančního hlediska.
- 2) Tomu odpovídajícím dokonalým a důsledným smluvním uspořádáním mezi jednotlivými účastníky výstavby.

U přípravy a řízení podzemních staveb k tomu přistupuje ještě předpoklad třetí:

- 3) Respektování určité míry nejistoty a rizik spojených se znalostí skutečných geotechnických vlastností horninového masivu v místě budoucího díla a vyrovnání se s touto skutečností během výstavby, a to nejen technicky, ale i právně a finančně.

Tyto předpoklady nelze naplnit bez optimálního rozdělení kompetencí mezi účastníky výstavby a jejich jednoznačného zakotvení do smluv mezi nimi. To se týká i odpovědnosti za znalost geologického prostředí a za práci s geotechnickými informacemi v průběhu přípravy i výstavby.

Přiměřené logické rozdělení geotechnických, a tím pádem i finančních rizik mezi investora a ostatní účastníky výstavby není u nás zatím ve velké většině případů při tunelových stavbách naplněno. Smluvní vztahy obvykle odpovědnost za geologické prostředí jednoduše neřeší, ne zřídka je tato odpovědnost investorem nevhodně přesouvána na ostatní účastníky výstavby.

DŮSLEDKY NEVHODNÉHO ROZDĚLENÍ ODPOVĚDNOSTI ZA ZNALOST GEOLOGICKÉHO PROSTŘEDÍ

Nesplnění výše uvedených podmínek a předpokladů včetně nekorektního rozdělení odpovědnosti za geotechnická rizika bývá příčinou rozdílných zájmů jednotlivých účastníků výstavby a následných sporů mezi nimi. Jejich důsledkem je ochromení schopnosti včas a optimálně v průběhu výstavby reagovat na zastižení jiných než očekávaných geotechnických podmínek staveniště. To vede k zbytečným vícepracím, vícenákladům, k prodloužení doby výstavby a nikoli jen vzácně, k velkým haváriím (Hřebeč, Březno, Jablunkov, Blanka).

Nejasné kompetenční vztahy, zejména chybějící jasné rozdělení odpovědnosti za znalost geologického prostředí, jsou bezesporu jednou z příčin nedostatečné úrovně řízení výstavby, těžkopádného a neproduktivního rozhodovacího procesu v průběhu výstavby, a tudíž i neúměrného růstu geotechnického rizika.

In his contribution the author analyses causes and consequences of imperfect and inconsistent definition of relationships as far as the responsibility for the knowledge of ground environment in which the underground structure is to be developed. He also briefly outlines possibilities of solving this situation by conceptual measures. The paper is a loose continuation of the paper by Boris Šebesta and David Hruška „Legal relations as possible risks for underground structures“ which was published in TUNEL journal No. 4/2010, analysing issues of legal relationships between a contractor, designer and owner of underground projects in a wider context.

INTRODUCTION TO PROBLEMS

The wide professional public is today well aware of the fact that the success of a complicated civil engineering project is conditioned, apart from a well prepared design, by two fundamental assumptions, namely:

- 1) High professional level of works organisation and management, not only from the material point of view but also in terms of financing.
- 2) Perfect and consistent system of relationships between individual parties to the contract.

A third assumption is to be added for planning and management of underground construction projects:

- 3) Respecting the existence of a certain level of uncertainty and risks associated with the knowledge of actual geotechnical properties of the rock mass in the location of the future works and coming to terms with this fact during the course of the construction, not only technically but also financially.

The above assumptions cannot be met without optimally distributing competences among the parties to the project and unambiguously integrating them into contracts concluded between them. This also applies to the responsibility for the knowledge of the geological environment and for work with geotechnical information during the course of the works preparation and implementation.

Adequate logical distribution of geotechnical risks, therefore also financial risks, among the project owner and the other parties to the project is not fulfilled in the majority of cases of tunnel construction projects in our country. Contractual relationships usually do not solve the responsibility for the geological environment explicitly. It is no exception that the project owner inappropriately transfers this responsibility to other parties to the project.

CONSEQUENCES OF THE UNAPPROPRIATE DISTRIBUTION OF RESPONSIBILITY FOR THE KNOWLEDGE OF GEOLOGICAL ENVIRONMENT

A failure to meet the above-mentioned conditions and assumptions, including improper distribution of responsibility for geotechnical risks, is usually the cause of different interests of individual parties to the project, followed by disputes among them. As a result, the capability of timely and optimally responding to

Tento vývod potvrzují i závěry provedené na základě hodnocení příčin havárií téměř všech velkých podzemních staveb v zahraničí. Finanční dopady takového stavu jsou obrovské a řádově překračují „úspory“ dosažené na geotechnickém průzkumu a řízení geotechnických rizik v průběhu přípravy a výstavby díla.

Prof. Josef Aldorf, který analyzoval příčiny havárií tunelů ve světě na Tunelářském odpoledni č. 3, dne 24. 11. 2010, uvedl, že za nimi stojí v 60 % až 70 % komplikované geologické a hydrogeologické podmínky a v dalších 10 % nedostatečný geotechnický průzkum.

Toto konstatování je v souladu s dalšími podobnými studiemi. Například Martin van Staveren uvádí, že ztráty a škody vyplývající z poruch a havárií v průběhu výstavby inženýrských staveb dosahují v průměru 10 % jejich nákladů na výstavbu. Johann Brandl zase prezentoval důkazy o tom, že 80 až 85 % všech ztrát ve stavebnictví má původ v problémech s podloží staveb.

Pokud se týká situace v ČR, je situace kvůli řadě faktorů spíše horší. Ing. Martin Srb například rovněž na Tunelářském odpoledni č. 3 prezentoval porovnání četnosti havárií na tunelech u nás a v Rakousku. Výsledek je, že u nás dochází k haváriím cca 10 x častěji. Přes veškerou zdrženlivost k exaktnosti takových porovnávání a jinému poměru použitých tunelovacích metod v Rakousku a u nás, je položení otázky, proč je rozdíl mezi četností havárií tunelů v obou zemích tak veliký, zcela oprávněné. Odborná tunelářská veřejnost by se měla zamyslet, zda u nás někde nedochází při přípravě a výstavbě tunelů k systémové chybě.

Jedno z vysvětlení, které se nabízí, je v tom, že naše podrobné geotechnické průzkumy pro tunely jsou dnes, co se týče rozsahu a komplexnosti, velmi často nedostatečné. Práce se získávanými geotechnickými daty během ražeb tunelu (při geotechnickém sledování v rámci monitoringu) je pak nutně bezzubá, protože porovnávání předpokladů o geotechnickém prostředí na základě geotechnických průzkumů se skutečností zjišťovanou během ražeb není založeno na dostatečně spolehlivých předchozích kvantifikovaných datech. Řízení geotechnických rizik (kromě samotného monitoringu, který se dnes podle názoru autora provádí se zcela srovnatelnou úrovní se zahraniční praxí) je v průběhu výstavby tunelu nedostatečné.

Investor mlčky přesouvá odpovědnost za znalost geologického prostředí na ostatní účastníky výstavby, zejména na zhotovitele stavebních prací.

V další části článku bude tento předpoklad doložen.

NEDOSTATEČNOST GEOTECHNICKÝCH PRŮZKUMŮ A JEJÍ PŘÍČINY

Horninový masiv v bezprostředním i vzdálenějším okolí tunelu se stává během výstavby stavebním materiálem. Se stavební konstrukcí tunelu, jeho ostěním vytváří jeden jediný statický systém, v němž se rozdělení napětí a deformací vzájemně ovlivňují. Při prognózování deformační reakce horninového masivu na ražbu je proto nutné znát jeho mechanické vlastnosti pokud možno se srovnatelnou spolehlivostí, jaká je běžně používána u betonu či jiných stavebních materiálů.

Přirozené důvody složitosti zjišťování geotechnických vlastností horninového masivu

Zjišťovat geotechnické vlastnosti horninového masivu geotechnickým průzkumem je složité samo o sobě, protože ty se většinou nahodile mění v prostoru a čase. Dále závisí na řadě vnějších faktorů, jako například na velikosti zatížení, orientaci zatížení vůči strukturním prvkům horninového masivu, poměru svislého a vodorovného zatížení, na rozsahu horninového masivu zastíženého změnami ražbou (průměru tunelové trouby) atp.

Při hodnocení výsledků průzkumu je nutná velká generalizace a zjednodušování získaných informací, a to jak do grafických, tak do geotechnických a matematických modelů. Do hry proto

encountering geotechnical conditions differing from those anticipated on site is paralysed. This leads to unnecessary additional work, additional costs, extended construction time and, not only rarely, significant incidents (the Hřebeč, Březno, Jablůnkov and Blanka tunnels).

Unclear competency relationships, first of all the missing clear distribution of responsibility for the knowledge of the geological environment, are undisputedly one of the causes of inadequate project management level, cumbersome and non-productive decision-making process during the course of the construction, therefore also an inadequate growth in geotechnical risks.

This consequence is even confirmed by conclusions arrived at on the basis of assessments of causes of collapses of nearly all large underground constructions abroad. Financial impacts of such a condition are immense, exceeding in the magnitude of order the “savings” achieved on the costs of geotechnical survey and management of geotechnical risks in the course of the planning and implementation of the works.

Professor Josef Aldorf, who analysed causes of tunnel collapses in the world at the Tunnellers' Afternoon No. 3 on 24th November 2010, stated that 60 to 70 per cent of the cases have had complicated geological and hydrogeological conditions in the background, whilst insufficient geotechnical surveys had been in the background of other 10 per cent.

This statement is in agreement with other similar studies. For example, Martin van Staveren states that losses and damage caused by defects and incidents during the construction of civil engineering structures reach on average 10 per cent of construction costs. Another expert, Johann Brandl, presented proofs that 80 to 85 per cent of all losses in the sphere of the construction industry start from problems with the sub-grade of structures.

As far as the situation in the Czech Republic is concerned, it is rather worse owing to a variety of factors. Martin Srb, for instance, presented, also at the Tunnellers' Afternoon No. 3, a comparison of frequency of incidents in tunnels in the CR and Austria. He arrived at the conclusion that incidents in Czech tunnels are 10-times more frequent. Despite all reservations about the exactness of such comparisons and different proportion between tunnelling methods used in Austria and the Czech Republic, raising the question why the difference in the frequency of incidents in tunnels in the two countries is so big is fully justified. The professional tunnelling public should contemplate whether there is a flaw in the system of planning and implementation of tunnel construction projects in our country.

One of the explanations possible is that our detailed geotechnical surveys conducted for tunnels are today very often insufficient in terms of the scope and comprehensiveness. The work with the geotechnical data gathered during the course of the tunnel excavation (during geotechnical observations conducted within the framework of the monitoring) is therefore necessarily toothless because comparing assumptions about a geotechnical environment specified by geotechnical surveys with the reality encountered during the construction is not based on sufficiently reliable previously quantified data. The management of geotechnical risks (apart from the monitoring itself, which is, in the author's opinion, today conducted at a level absolutely comparable with the practice abroad) is insufficient during the course of the tunnel construction.

The project owner tacitly transfers his responsibility for the knowledge of the geological environment to the other parties to the project, first of all to the contractor, most of all with respect to the scope and the amount of the insurance coverage.

This opinion will be supported with evidence in the following part of the paper.

významně vstupuje i subjektivita inženýrského geologa či geotechnika jako realizátora a hodnotitele průzkumu. Velmi klíčová v celém průběhu přípravy a výstavby tunelu je následná práce s geotechnickými daty, zejména trvalá a tvůrčí spolupráce projektanta a geotechnika.

Externí vlivy omezující dostatečnost geotechnických průzkumů

Žádoucí rozsah, komplexnost, a tudíž i dostatečnost geotechnického průzkumu jsou však dnes velmi výrazně negativně ovlivňovány řadou externích subjektivních vlivů. Především se zpravidla jedná o omezené finanční a časové možnosti poskytované zadavatelem průzkumu. Ty vyplývají ze způsobů, jak je organizováno výběrové řízení na zhotovitele geotechnického průzkumu, kdy hlavním kritériem je nejnižší nabízená cena. To v konkurenčním prostředí a při obvykle nedostatečně definovaném předmětu výběrového řízení vede k omezování rozsahu a kvality nabídek jednotlivých uchazečů, a tudíž poté ke zcela nedostatečným průzkumům.

K tomu často ještě přistupuje:

- Nepřístupnost místa průzkumu v době jeho provádění, nepovolené vstupy na pozemky.
- Neschopnost pružného přizpůsobování programu průzkumu během jeho provádění průběžně získávaným a hodnoceným poznatkům kvůli rigidním smlouvám a nemožnosti upravit rozpočet průzkumu.
- Pozdní zadání průzkumu, kdy již koncepce projektového řešení musela být rozhodnuta a projekt běží.
- Dodatečná změna projektu, zejména směrového vedení tunelu po dokončení průzkumu.
- Problémy s financováním doplňkových, průzkumů, a to i v případech, kdy se jejich potřeba v průběhu výstavby objektivně ukáže.

Ztráta pravomocí inženýrského geologa

Před rokem 1990 povinnost provádět geotechnický průzkum vyplývala ze zákona. Jeho rozsah nebyl nijak omezován výběrovými řízeními, zásahy zadavatele či finančními limity. Stanovoval ho výhradně geotechnik či inženýrský geolog na základě svého odborného názoru.

Podle jeho návrhu se pak průzkum prováděl a nebyl nikdo, kdo by rozsah či komplexnost průzkumu tak, jak jej navrhl kvalifikovaný geotechnik, omezoval.

Dnes je žádoucí rozsah geotechnických průzkumů i jeho komplexnost a kvalitativní provedení drasticky omezován podmínkami výběrových řízení na jeho zhotovitele.

Dílčí závěr

Je třeba vzít na vědomí, že ať už z objektivních či subjektivních důvodů nikdy nelze získat úplné znalosti o vlastnostech horninového prostředí. Dokonalá znalost horninového prostředí by si totiž vyžádala za každé situace neúměrně mnoho finančních, technických i lidských zdrojů.

Nezbývá proto než při přípravě i výstavbě tunelu pracovat s jistým rizikem.

Otázka je, jak velké má být toto riziko, jak má být sdíleno účastníky výstavby během ražeb tunelu, kdo má míru přijatelného rizika určovat a jak má být rozdělení geotechnických rizik smluvně, a tudíž i finančně ošetřeno.

DILEMA MEZI DOSTATEČNÝM A DOKONALÝM GEOTECHNICKÝM PRŮZKUMEM A STRATEGIE OPTIMÁLNÍHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

Dokonalý geotechnický průzkum je takový, kdy geotechnický model sestavený z jeho závěrů se dokonale shoduje se skutečností zastíženou při ražbách.

Dostatečný geotechnický průzkum je takový, kdy geotechnický model, sestavený z jeho výstupů, umožní vypracovat prováděcí dokumentaci tunelu, podle níž je tunel vyražen bez prodloužení

INSUFFICIENCY OF GEOTECHNICAL SURVEYS AND ITS CAUSES

Rock mass found in the immediate or more distant vicinity of the tunnel becomes a construction material during the construction process. It forms a united structural system together with the tunnel structure and the lining, where the distribution of stresses and deformations influence each other. It is therefore necessary when predicting the deformation response of the rock mass to the excavation to know mechanical properties of the rock mass, with reliability comparable, if possible, with the reliability commonly expected from concrete or other construction materials.

Natural causes why determining geotechnical properties of rock mass is such an exacting process

Determining geotechnical properties of rock mass by means of a geotechnical survey is difficult by its own because the properties mostly change in the space and with time. In addition they depend on a range of external factors, for example on the magnitude of loads, orientation of loads in relation to structural elements of the rock mass, the proportion of vertical loads to vertical ones, the extent of the rock mass affected by changes induced by the excavation (the diameter of the tunnel tube) etc.

When the survey results are being assessed, it is necessary to significantly generalise and simplify the gathered information to be applied to graphical outputs as well as geotechnical, geomechanical and mathematical models. As a result, the subjective opinions of the engineering geologist or geotechnical engineer carrying out the survey or assessing its results becomes a significant part of the process. The subsequent use of the geotechnical data, first of all permanent and creative collaboration between the designer and the geotechnician, is crucial.

External effects restricting the adequacy of geotechnical surveys

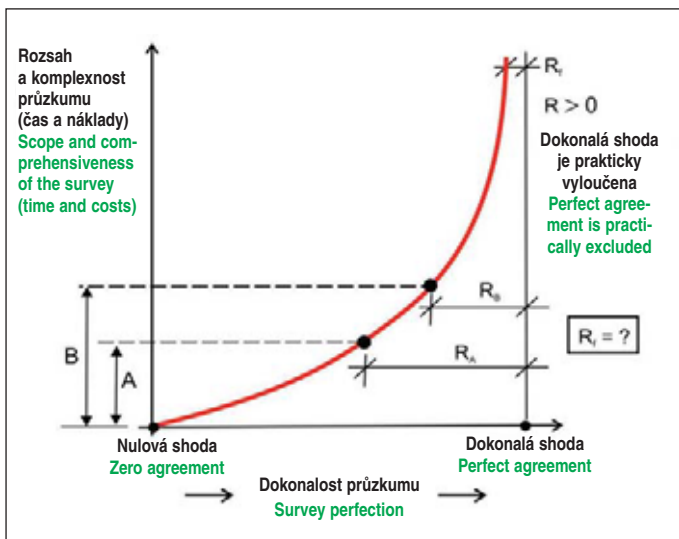
The required scope and comprehensiveness of a geotechnical survey, therefore also its adequacy, is today very significantly affected by a variety of external subjective influences. First of all these are usually limited financial means and time provided by the client for the survey. They follow from the approaches to the organisation of tender proceedings for the geotechnical survey, where the main criterion is the lowest cost of bids. This leads to reducing the scope and quality of individual bids in the competitive environment and to the usually insufficiently defined subject of the tendering process, resulting eventually into inadequate surveys.

In addition, the following problems are often added:

- Inaccessibility of the survey location during the work; right-of-way problems.
- Lack of ability to adapt the survey programme during the course of its execution to continually gathered and assessed findings because of rigid contract stipulations and impossibility to change the survey budget.
- Late conclusion of the contract for the survey, after the decision on the concept of the design solution had to be concluded, with the design work already running.
- Additional changes in the design after the completion of the survey (first of all changes in the tunnel alignment).
- Problems with financing of supplementary surveys, even in the cases where the need for the surveys is objectively proved during the course of the construction works.

The loss of competencies of the engineering geologist

Before 1990, the obligation to carry out geotechnical surveys followed from the law. A survey scope was by no means restricted by tendering proceedings, interventions of the employer or financial limits. It was set solely by the geotechnical engineer or engineering geologist on the basis of his professional opinion.



Obr. 1 Dokonalost a dostatečnost
Fig. 1 Perfection and adequacy

doby výstavby, bez změn projektu během výstavby, bez víceprací a více nákladů, které by měly svou příčinu v neočekávaných geotechnických podmínkách staveniště.

Vztahy mezi dokonalým a dostatečným průzkumem na straně jedné a rozsahem, komplexností a z toho vyplývajících náklady jsou naznačeny na obr. 1. a 2.

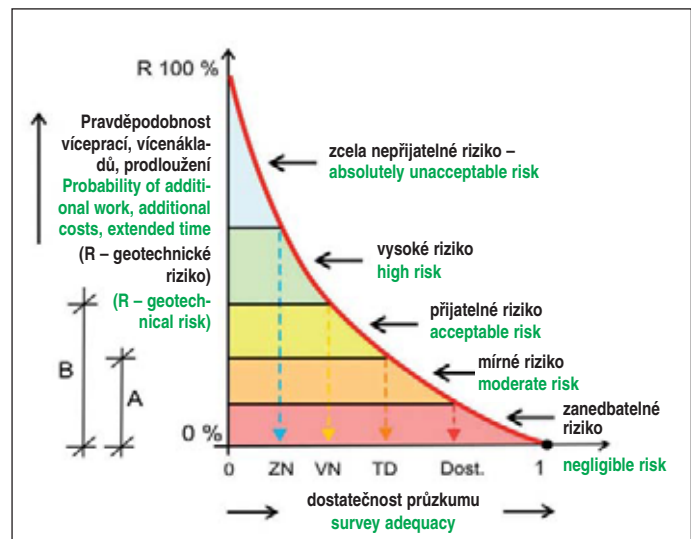
Z obr. 1 vyplývá, že s růstem komplexnosti rozsahu (času a nákladů) průzkumu roste i míra znalosti o geotechnickém prostředí (míra dokonalosti). Tato závislost však není lineární. Na křivce vyjadřující závislost tohoto vztahu lze zpravidla vymezit bod „A“, který definuje takové množství poznatků z průzkumu, kdy již další zvětšování rozsahu a komplexnosti průzkumu a další růst nákladů na průzkum přináší stále se zmenšující rozsah nových poznatků, a tudíž i menší přínos. Z čistě ekonomického hlediska by tedy již další zvětšování rozsahu průzkumu za bod „A“ nebylo ekonomické. Optimální rozsah a komplexnost dostatečného průzkumu by tedy měl být někde mezi bodem „A“ a bodem „B“, který vymezuje rozsah průzkumu, který navíc „kryje“ rozsah poznatků nutných na projekt zvláště zranitelných konstrukcí, na poznání nahodilých geologických anomálií, atp.

I v případě maximálně možného rozsahu a komplexnosti geotechnického průzkumu nebude poznání geologického prostředí nikdy dokonalé. Tento nedostatek poznání je definován hodnotou R_f na vodorovné ose. V případě hypoteticky dokonalého průzkumu hodnota R_f limituje k nule. Do tohoto bodu se však za obvyklých okolností není možné průzkumem dostat. Na druhé straně velmi vysoká hodnota R_f může být „vynucena“ nedostatečným finančním rozsahem průzkumu předeterminovaným jeho zadavatelem ve výběrovém řízení na jeho zhotovitele, nebo jinými „objektivními“ podmínkami, například nepřístupnost terénu pro dostatečný vrtný průzkum atp.

V praxi tak vždy zůstane určitá nejistota o vlastnostech geologického prostředí. Její míra je charakterizována právě hodnotou R_f . Ta musí být kryta buď konzervativním pojetím projektu, technickými, připravenými technologickými opatřeními při ražbě, tudíž monitoringem a řízením rizik, nebo ochotou investora nést příslušné riziko.

V obr. 2 je na svislé pořadnici znázorněna pravděpodobnost vzniku nežádoucích jevů, vyplývajících z neúplného poznání horninového masivu a v jiném měřítku na svislé ose tomu odpovídající geotechnická rizika. Pro rizika je použita obvyklá pětistupňová stupnice zavedená v metodice řízení rizik. Na vodorovné pořadnici je pak opět znázorněna dokonalost či dostatečnost geotechnického průzkumu.

Z tohoto pohledu dokonalý průzkum představuje téměř nulovou pravděpodobnost vzniku nežádoucích geotechnických jevů při ražbě a zanedbatelné riziko. Optimální dostatečnost geotechnického



Obr. 2 Dostatečnost průzkumů a míra rizik průzkumu
Fig. 2 Adequacy of survey and risk levels of a survey

Subsequently, the survey was carried out in compliance with his proposal, without anybody to reduce the scope or comprehensiveness of the survey proposed by the qualified geotechnical engineer.

Today the requisite scope of geotechnical surveys and their comprehensiveness and quality of the execution are drastically restricted by conditions imposed on the companies bidding for the survey contract.

Partial conclusion

It is necessary to be aware of the fact that, for objective or subjective reasons, complete knowledge of rock mass properties can never be reached. The reason is that perfect knowledge of a rock environment would require inadequately high amount of financial, technical and human resources.

We are left with no alternative but to operate with certain risks during the preparation and implementation of a tunnel construction.

The question is how high these risks are to be, how they should be shared among the parties to the project during the course of the tunnel construction, who is to determine the level of an acceptable risk and how the distribution of geotechnical risks is to be dealt with in terms of the contract, thus also in terms of financing.

DILEMMA BETWEEN AN ADEQUATE AND PERFECT GEOTECHNICAL SURVEY; STRATEGY FOR OPTIMUM GEOTECHNICAL SURVEY

A geotechnical survey is perfect if the geotechnical model developed according to its conclusions perfectly agrees with the reality encountered during the course of the underground excavation.

A geotechnical survey is adequate if the geotechnical model developed according to its outlets is sufficient for developing a detailed design for the tunnel according which the tunnel excavation is completed without delays of the works and without design changes or requirements for additional work or additional costs associated with unpredicted geotechnical conditions on site.

Relationships between perfect and adequate surveys on the one hand and the scope, comprehensiveness and associated costs on the other hand are outlined in Figures 1 and 2.

It follows from Fig. 1 that the level of knowledge about geotechnical environment (the level of perfection) grows with the comprehensiveness of the scope (time and costs) of the survey growing. However, this relationship is not linear. It is usually possible to determine point “A” on the curve expressing this

průzkumu závisí na volbě vhodné (přijatelné) úrovně rizika. Měla by být někde v oblasti mírného rizika.

Strategie geotechnického průzkumu podle této filozofie spočívá v optimalizaci mezi náklady na rozsah a komplexnost průzkumu (náklady a čas), mírou konzervativnosti projektového řešení a konkrétním způsobem a cíly řízení geotechnických rizik na dané stavbě.

Kardinální otázkou však stále zůstává, kdo má rozhodnout o této optimalizaci, respektive o úrovni přijatelných geotechnických rizik. Zda investor, projektant, zhotovitel či geotechnik.

Na závěr je třeba poznamenat, že vyhláška ČBÚ č. 55/1996 Sb. v § 17 vyžaduje po zhotoviteli ražeb prakticky dokonalé poznání geologického prostředí. Vyžaduje tedy hodnotu R_f rovnou nule. To je ovšem v praxi nemožné a ekonomicky nereálné. Tento právní předpis vycházející z báňského pohledu je dnes vývojem podzemního stavitelství překonán a pro podzemní inženýrské stavby je nutná jeho co nejrychlejší inovace. Další otázkou zůstává, zda by se taková novelizace neměla dotknout i nadřazeného zákona č. 61/1988 Sb., který určuje, nebo má možnost určovat dělbu kompetencí i zodpovědností účastníků ve výstavbě našich podzemních děl.

CESTY K DOSTATEČNÉMU GEOTECHNICKÉMU PRŮZKUMU

Cestou k dostatečnému geotechnickému průzkumu je tudíž především:

- promyšlenější způsob zadávání, financování a dozor nad prováděním geotechnických průzkumů,
- akceptace pojmů odlišnost geotechnických podmínek stavebního a jeho aplikace v procesu řízení a financování stavby,
- jednoznačná definice subjektu odpovědného za dostatečnou znalost geologického prostředí v místě stavby.

Změna v zadávání, financování a dozoru provádění geotechnických průzkumů

První zásadní změnou musí být to, že se oddělí výběrová řízení na zpracování dokumentace podrobného geotechnického průzkumu (projekt) od výběrových řízení na výběr zhotovitele průzkumu. Předmět výběrového řízení na zhotovitele průzkumu, to je rozsah a komplexnost průzkumu, musí být naprosto přesně určen. A to včetně kvalitativně technických a kvalifikačních podmínek průzkumu, jeho cíle i obsahu a formy jeho výstupů. Musí existovat vyčerpávající soupis prací i výkaz výměr.

Podrobný geotechnický průzkum musí být ve smyslu výše vysvětlených pojmů koncipován jako dostatečný s ohledem na konkrétní geologické poměry a povahu podzemního díla. Dokumentaci takového průzkumu musí pro investora zpracovat nezávislý kvalifikovaný subjekt disponující potřebnými oprávněními a zkušenostmi.

Takto zpracovaná dokumentace průzkumu jednoznačně popisuje předmět soutěžených prací a je základní součástí zadávací dokumentace pro výběr zhotovitele geotechnického průzkumu. Za takových podmínek pak již lze akceptovat nejnižší cenu nabídky jako hlavní kritérium zadavatele průzkumu pro výběr jeho zhotovitele.

Při tomto pojetí je však odpovědným subjektem za dostatečnost i kvalitu geotechnického průzkumu zpracovatel jeho programu (dokumentace průzkumu). Tedy již nikoli zhotovitel vlastních průzkumných prací. Aby mohl zpracovatel programu geotechnického průzkumu této odpovědnosti dostát, musí být zároveň pověřen rolí autorského dozoru nad celým průběhem provádění geotechnického průzkumu. V rámci své odpovědnosti může v rámci schválených nákladů na průzkum upravovat rozsah jednotlivých průzkumných prací. To se děje na základě průběžně hodnocených výsledků průzkumu.

Tento postup je ve srovnání s dnešní praxí zásadní změnou v přípravě a provádění podrobných geotechnických průzkumů pro velké podzemní stavby. V současnosti však je již zapracován do

relationship which defines the amount of findings obtained during the survey at which further increasing of the scope and comprehensiveness of the survey and further increasing of survey costs yields ever diminishing extent of new knowledge, therefore the benefit is also smaller. From the purely economic point of view, further increasing of the survey scope beyond point "A" would not be economic. The optimum extent and comprehensiveness of an adequate survey should therefore be somewhere between point "A" and point "B", which delineates the scope of the survey, which in addition covers the extent of knowledge necessary for designs for specially vulnerable structures and for identification of random geological anomalies etc.

The knowledge about the geological environment will never be perfect, even if the maximum possible scope and comprehensiveness of the survey is exercised. This lack of knowledge is defined by the value R_f on the horizontal axis. In the case of a hypothetically perfect survey the R_f value limits to zero. However, it is not possible for a survey under common conditions to get to this point. On the other hand, a very high value of the R_f can be "enforced" by an insufficient financial extent of the survey, which was predetermined by the employer during the tender proceedings or other "objective" conditions, for example inaccessibility of the terrain for the adequate drilling survey etc.

For that reason a certain uncertainty as to the properties of the geological environment will always remain in practice. It is the value R_f that characterises the degree of the uncertainty. This uncertainty must be covered either by a conservative approach to the design, pre-prepared technological measures during the excavation, i.e. the monitoring and risk management, or by willingness of the employer to carry the respective risk.

The probability of origination of undesired phenomena following from inadequate knowledge of ground mass is presented on the vertical axis in Fig. 2, while corresponding geotechnical risks are plotted on the vertical axis using another scale. A usual five-degree scale used in the risk management methodology is applied to risks. The perfection or adequacy of the geotechnical survey is plotted on the horizontal axis.

A survey which is perfect from this point of view means that the probability of the origination of undesired geotechnical phenomena during excavation is zero and the risk is negligible. The optimum adequacy of a geotechnical survey depends on the choice of proper (acceptable) level of risk. It should be somewhere within the region of a moderate risk.

According to this philosophy, the strategy of geotechnical survey is based on optimising the relationship among costs associated with the scope and comprehensiveness of the survey (costs and time), the degree of conservativeness of the design solution and the particular method and objectives of managing risk on the particular construction site.

Nevertheless, a cardinal question remains unanswered: who is to make the decision regarding this optimisation or regarding the level of acceptable geotechnical risks? Is it to be the employer, designer or geotechnical engineer?

To conclude, it is necessary to note that § 17 of the Decree of the Czech Bureau of Mining No. 55/1996 Coll. requires that the contractor for underground excavation has to virtually perfectly know the geological environment. This means that it requires the value R_f to be equal to zero. Of course, this is impossible and economically unrealistic in practice. This legal regulation, which is built on opinions of miners, has become overcome by the development of the underground construction industry and underground engineering projects who urgently need its innovation. It remains to be another question whether amendments should not even touch the higher-level Law No. 61/1988 Coll., which specifies or is entitled to specifying the distribution of competences and responsibilities of the parties to our underground construction projects.

technických podmínek „TP-76-C Geotechnický průzkum pro přípravu a provádění tunelů silničních komunikací“, vydaných Ministerstvem dopravy ČR, odborem silniční infrastruktury. TP 76-C vstoupily v platnost od 1. 1. 2008. Byly použity pro projekt zatím nerealizovaného podrobného geotechnického průzkumu pro železniční tunel Beroun.

Jednoznačná odpovědnost za znalost geologického prostředí

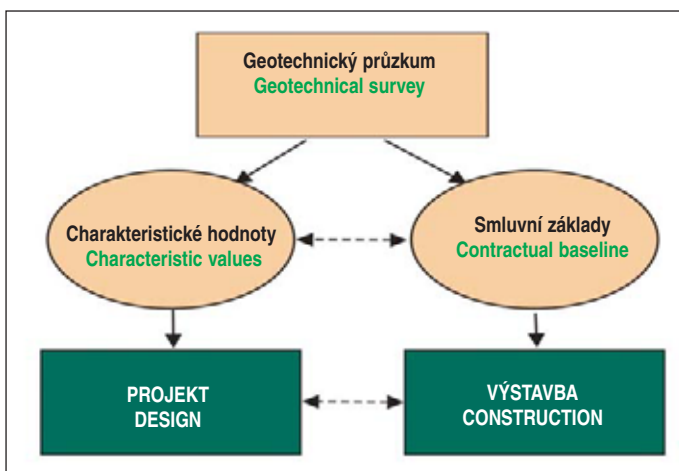
Jak bylo řečeno v úvodu, není většinou možné, aby se geotechnickým průzkumem došlo k dokonalému poznání horninového prostředí, v němž se bude dílo budovat. Z povahy věci vyplývá, že celkově za zajištění dostatečné znalosti geologického prostředí musí odpovídat investor, stejně tak jako odpovídá za pořízení projektové dokumentace a definici toho, co chce stavět, kde chce stavět a jaké parametry má dílo splňovat, a má tudíž odpovědnost i za financování celého projektu.

Protože však na konkrétním geologickém prostředí závisí v daném místě i detaily technologie výstavby tunelu, a tudíž i cena prací zhotovitele stavby, je třeba vymezit, co z hlediska geologie investor smluvně garantuje a co již ponechává na zhotoviteli. Toto rozdělení se musí samozřejmě promítnout i do zadávací dokumentace na zhotovení stavby a soutěžitel je může brát v úvahu při kalkulaci své nabídkové ceny.

Vymezení toho, co investor garantuje a co nikoli, se provádí prostřednictvím definice odlišných geotechnických podmínek staveniště a tzv. smluvních geotechnických základů. S těmito pojmy, které se užívají v USA, je nutno se naučit během projektování i výstavby pracovat i na našich tunelových stavbách. To především znamená, že je třeba je umět při výstavbě jednoznačně definovat a mít zavedené postupy, které jasně určují, co a jak se v případě zastižení odlišných geotechnických podmínek dělá a jak se schvalují a financují změny během výstavby a vícepráce, které z tohoto případně vyplývají. Smluvní základy a odlišné geotechnické podmínky určuje tzv. základní geotechnická zpráva.

Základní geotechnická zpráva

Základní geotechnická zpráva je podkladem pro hodnověrně ocenění nákladů i vícenákladů spojených s výstavbou a pro stanovení kritérií na posouzení, zda při výstavbě byly zastiženy geotechnické poměry odlišné od těch, které byly uvedeny v zadávací dokumentaci a které předpokládal projektant. Tato zpráva je také základním smluvním geotechnickým dokumentem, na jehož základě volí jak investor, tak i zhotovitel díla svou strategii řízení geotechnických rizik během výstavby. Je tedy určena především na řízení výstavby, nikoli na vypracování projektové dokumentace.



Obr. 3 Standardním výstupem podrobného geotechnického průzkumu pro projektování jsou charakteristické hodnoty a pro řízení rizik a financování výstavby smluvní základy

Fig. 3 A standard output of a detailed geotechnical survey for designing purposes are characteristic values, while the contractual baseline values serve for risk management and financing of the project

WAYS TO ADEQUATE GEOTECHNICAL SURVEYS

The way leading to an adequate geotechnical survey therefore comprises first of all:

- better-thought-out process of procurement, financing and supervision over the execution of geotechnical surveys,
- acceptance of the notion of different geological conditions on site and its application to the project management and financing process,
- a unambiguous definition of the subject which is to be responsible for sufficient knowledge of the geological environment in the project location.

Procurement, financing and supervision over the execution of geotechnical surveys

The first fundamental change which has to be made must comprise the separation of tender proceedings for the development of the detailed geotechnical survey designs from tenders for the execution of surveys themselves. The subject of tender proceedings for the execution of a survey, i.e. the scope and comprehensiveness of the survey, must be determined absolutely exactly, including the quality-related technical and qualification conditions for the survey, its objective and the contents and form of its outputs. An exhaustive list of operations and a bill of quantity have to exist.

The detailed geotechnical survey in the meaning of the notions explained above must be drafted as adequate with respect to particular geological conditions and the nature of the underground works. Documents for such a survey must be developed for the employer by an independent, qualified subject equipped with required certifications and experience.

The survey documents prepared in the above-mentioned way must be described in the scope of work in the tender specification and must be the basic part of the tender documentation for the geotechnical survey. If such conditions are met, it is possible to accept the lowest bid as the main criterion of the employer for awarding the contract.

If this approach is adopted, the subject responsible for adequacy and quality of the geotechnical survey will be the author of the survey programme (survey documents). Therefore it will no more be the contractor for the execution of the survey itself. If the author of the geotechnical survey programme is to be able to discharge this responsibility, it is necessary that he is at the same time entrusted with the role of author's supervision over the entire course of the execution of the geotechnical survey. He will be able to exercise his power to modify the scope of individual survey operations within the framework of his responsibilities and within the framework of approved costs of the survey.

This procedure, compared to the present state, means a fundamental change in the preparation and execution of detailed geotechnical surveys for large underground construction projects. As of today, it has been incorporated into the Technical Specifications „TP-76-C on Geotechnical survey for planning and construction of road tunnels“, issued by the Department of Road Infrastructure of the Ministry of Transport. The TP 76-C specifications entered into force on 1st January 2008. They were applied to the design for the detailed geotechnical survey for the Beroun railway tunnel, which has not been implemented yet.

Unambiguous responsibility for the knowledge of geological environment

As stated in the introduction, it is mostly impossible to get perfectly acquainted with the ground environment which the underground structure will be constructed in by means of a geological survey. It follows from the nature of the problem that the overall responsibility for gathering sufficient knowledge of the geological environment must lie with the employer in the same manner as the employer is responsible for providing design documents and defining the scope of the construction, the

V základní geotechnické zprávě se závazně stanovují hodnoty těch geotechnických parametrů, které jsou pro projekt stavby a její náklady rozhodné a které investor vůči ostatním účastníkům výstavby smluvně zaručuje. Toho se docílí dvěma způsoby. Za prvé je to prostřednictvím takzvaných smluvních geotechnických základů a za druhé prostřednictvím definice toho, co je považováno za odlišné geotechnické podmínky staveniště.

Jako smluvní geotechnické základy se volí ty geotechnické parametry, které jsou v průběhu výstavby nejdůležitější pro úpravy technologie výstavby, případně pro změnu realizační dokumentace a významně se tak promítají do skutečných nákladů na provedení díla.

Smluvní garance hodnot smluvních základů ovšem nejsou poskytovány vůči projektantovi, ale výhradně vůči zhotoviteli výstavby. Projektant musí standardně vycházet z Eurokódů a pracovat s charakteristickými hodnotami parametrů horninového masivu, které jsou standardními výstupy podrobného geotechnického průzkumu.

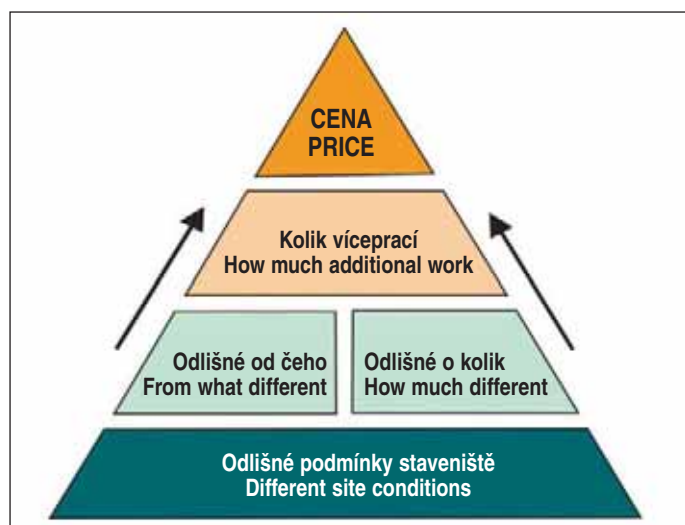
Také formulace odlišných geotechnických podmínek staveniště má právní povahu. Popisuje pro investora i pro zhotovitele stavby smluvně závazný postup pro zjišťování odlišností mezi geologickými poměry skutečně zastíženými během výstavby a těmi, které jsou uvedeny v zadávací dokumentaci pro výběr zhotovitele stavby. Součástí tohoto smluvního uspořádání je i závazný postup finančního řešení důsledků plynoucích z těchto odlišností. Více Alexandr Rozsypal: *Základní geotechnická zpráva – nástroj pro řízení geotechnických rizik při tunelování*, Tunel, č. 4, 2006.

Smluvní geotechnické základy

Hodnoty smluvních geotechnických základů nemusí z fyzikálního hlediska představovat přesnou geotechnickou skutečnost, protože jejich volba vychází z potřeby investora či zhotovitele řídit a financovat geotechnická rizika a jasně v této oblasti vymezit své vzájemné smluvní vztahy.

Základní podmínkou je, že za smluvní základy musí být zvoleny takové geotechnické parametry, které lze v průběhu výstavby tunelu při geotechnickém sledování bez potíží průběžně a spolehlivě měřit. Musí být vybrány a jejich hodnoty zvoleny tak, aby jednoznačně umožnily určit objem víceprací v množství smluvních jednotek. Jejich vynásobením smluvními jednotkovými cenami pak již lze snadno spočítat finanční kompenzaci.

Hodnoty těchto parametrů by současně měly souviset s požadavky na úpravy stavebních postupů či úpravy realizační dokumentace během výstavby (například pevnost, těžitelnost, velikost deformace atd.).



Obr. 4. Význam odlišných geotechnických podmínek staveniště pro stanovení ceny víceprací

Fig. 4 The importance of different geotechnical conditions on site for the determination of the cost of additional work

construction location and the parameters the structure is to meet and is therefore responsible also for financing of entire project.

Taking into consideration the fact that details of the tunnel construction technique and the associated tunnelling contractor's contract price depend on the particular geological environment in the particular location, it is possible to define what, in terms of geology, is contractually guaranteed by the employer and what the employer leaves to the responsibility of the contractor. Of course, this distribution must be turned over to the tender documents for the construction works and tenderers can take it into consideration when calculating their bids.

The definition of the scope guaranteed by the employer and what is beyond it is carried out through the definition of Different Geotechnical Conditions on Site and the so-called Contractual Geotechnical Baseline. It is necessary to learn during the work on the design how to work with these terms (used currently in the USA) even on our tunnelling projects. It first of all means that it is necessary during the course of the construction to be able to unambiguously define and have implemented procedures which clearly determine what and how it is to be done in cases of different geotechnical conditions encountered and how changes required during construction and contingent additional work following from the changes are to be approved and financed. The contractual baseline and different geotechnical conditions are defined in the Geotechnical Baseline Report.

Geotechnical Baseline Report

The geotechnical baseline report is a base for credible evaluation of costs and additional costs associated with the construction and for the determination of criteria for assessing whether geotechnical conditions different from the conditions contained in the tender documents and conditions which had been assumed by the designer were encountered during the course of the construction. This report is the basic contractual geotechnical document used both by the employer and by the contractor for construction works when selecting their strategy for managing geotechnical risks during the course of the construction. It is therefore to be used for managing construction works instead of developing design documents.

The geotechnical baseline report contains binding values of the geotechnical parameters which are crucial for the design and costs of the construction works, contractually guaranteed to the other parties to the project by the employer. This objective is achieved by two ways. Firstly it is by means of the so-called contractual geotechnical baseline, secondly, it is by defining what is considered as different geotechnical conditions on site.

The geotechnical parameters to be selected for the geotechnical baseline consist of the parameters which are the most important for modifications of the construction technology or changes in the detailed design during the course of the works, therefore they are significantly projected into the actual costs incurred on the works.

However, the contractual guarantees are provided solely for the tunnelling contractor, not for the designer. The designer must start from Eurocodes in a standard manner and work with characteristic values of rock mass parameters, which are the standard outputs of the detailed geotechnical survey.

Even the formulation of the different geotechnical conditions on site have the nature of a legal document. It describes the procedure for the determination of differences between geological conditions actually encountered during the course of the construction and geological conditions presented in tender documents for the construction. Part of this contractual stipulation is also a binding procedure for solving financial consequences following from the differences. For more information see Alexandr Rozsypal, *Geotechnical Baseline Report – a tool for managing geotechnical risks during tunnelling*, TUNEL No. 4, 2006.



Obr. 5 Geotechnický průzkum pro tunely vyžaduje náročnou technologii. Na obrázku jádrová samohybná souprava v obtížném terénu umožňující kontinuální jádrové vrtání s průběžným odběrem neporušených vzorků hornin až do hloubky 200 m (Čebraď, D-1, – Foto Matejček- Geofos)

Fig. 5 Geotechnical survey for tunnels requires complex equipment. The picture presents a self-propelled core-drill rig in difficult terrain allowing continual core drilling with uninterrupted extraction of undisturbed samples up the depth of 200m (Čebraď, D-1, – Photo Matejček- Geofos)

Základní myšlenkou, na které je postavena filozofie smluvních geotechnických základů i ustanovení o odlišných podmínkách staveniště, je, že rizika odpovídající geologickým poměrům horším než těm, které jsou definovány smluvními geotechnickými základy, na sebe přebírá investor.

Akceptace pojmu odlišnost geotechnických podmínek staveniště

Ustanovením o odlišných geotechnických podmínkách staveniště snižuje investor nejistoty zhotovitele stavby o skutečných geotechnických podmínkách na staveništi při zpracovávání jeho cenové nabídky. Odlišné geotechnické podmínky i smluvní základy totiž musí umožnit snadnou odpověď na otázky: Odlišné od čeho?, Odlišné o kolik? Prostřednictvím ustanovení o odlišných podmínkách staveniště a smluvních základů se zhotoviteli zmenšuje rozsah geotechnických rizik. Jejich podstatnou část totiž bere investor tímto způsobem na sebe. Za takových podmínek pak zhotovitel stavby může podat nabídku s nižší cenou. A v tom je právě hlavní smysl a výhoda tohoto postupu pro investora.

Podmínkou úspěšnosti tohoto postupu je, že během výstavby se musí průběžně kvalifikovaně zjišťovat, zda odlišné podmínky nastaly, či nikoli a pokud ano, tak tuto odlišnost kvantifikovat tak, aby se její míra dala promítnout do předem připravených technických, organizačních a projektových opatření a do financování stavby. Vyžaduje to také výstupy předcházejícího podrobného geotechnického průzkumu v takové podobě, aby mohly být jednoznačně v průběhu výstavby ověřovány a kvantifikován rozdíl mezi předpokladem a skutečností.

Contractual geotechnical baseline

From the physical point of view, contractual geotechnical baseline values do not have to represent an exact geotechnical reality because their selection is based on needs of the employer or contractor to manage and finance geotechnical risks and clearly specify mutual contractual relationships in this area.

The fundamental condition is that the parameters selected as the contractual baseline must be without problems continually and reliably measurable for the geotechnical monitoring during the course of the tunnel construction. The selected parameters and the chosen values must make unambiguous determination of the volume of additional work possible using the amount of contractual measurement units. A financial compensation is then easy to calculate by multiplying the amount of measurement units by contractual unit prices.

Values of these parameters should at the same time relate to requirements for modifications of construction procedures or changes in the detailed design during the course of the construction (for instance the strength, workability, magnitude of deformations etc.).

The basic idea which the philosophy of contractual geotechnical baseline and the stipulation regarding the different conditions on site is founded on is that risks corresponding to geological conditions which are worse than the conditions defined by the contractual geotechnical baseline are taken by the employer.

Acceptation of the notion of differences in geotechnical conditions on site

By defining different geotechnical conditions on site the employer reduces uncertainties for the contractor regarding actual geotechnical conditions on site during the preparation of his bid. It is so because of the fact that the specified different geotechnical conditions and the contractual baseline must make answering to questions "Different from what?" and "How much different?" easily possible. The scope of geotechnical risks for the contractor is diminished owing to the stipulation regarding the different conditions on site and the contractual baseline. It is so because of the fact that in this way the employer takes on him a significant part of the risks. Under such conditions it is possible for the contractor to submit a lower bid. This is the main benefit and advantage of this procedure for the employer.

A condition for the success of this procedure is that the existence of the different conditions must be continually verified in a qualified way and if they do exist, the difference must be quantified so that its magnitude can be projected into pre-prepared technical, organisational and design-related measures and into construction finances. In addition, this procedure requires the outputs of a previous geotechnical survey to be in the form allowing unambiguous verification of the outputs and quantification of differences between assumptions and the reality during the construction.

SUMMARY

The cases of insufficient knowledge of geotechnical properties of ground environment, which are today frequent at underground construction projects, are not caused by lagging of the development of geotechnical engineering as a technical discipline behind the development of the other civil engineering disciplines. The problem is in the organisation of the preparation and execution of construction works, including geotechnical surveys, where procedures are applied which can be today acceptable only for small and possibly medium-size projects. Another cause is the inconsistent, non-conceptual and imperfect system of entering into contractual relationships.

SHRNUTÍ

Nedostatečné poznání geotechnických vlastností horninového prostředí, ke kterým na současných velkých podzemních stavbách často dochází, není způsobeno zaostáváním rozvoje geotechniky jako technické disciplíny za vývojem ostatních disciplín inženýrského stavitelství. Problém spočívá v organizaci přípravy a provádění výstavby i geotechnických průzkumů, kde se uplatňují postupy, které mohou být dnes přijatelné jen pro malé a možná středně velké stavby. Další příčinou je nedůsledné, nekoncepční a nedokonalé uzavírání smluvních vztahů.

Řešení této situace je k dispozici a je poměrně jednoduché. V souhrnu spočívá v přijetí následujících zásad:

- Odpovědným subjektem za získání dostatečných znalostí geologického prostředí je investor.
- Investor je také ten, kdo jako konečná instance rozhoduje o přijatelné míře geotechnických rizik při výstavbě a stanovuje strategii jejich řízení při přípravě i v průběhu stavby.
- Investor by proto měl být vždy subjektem, který zadává geotechnický průzkum a nepřesouvá odpovědnost za jeho zadání, rozsah a komplexnost na projektanta.
- Na geotechnický průzkum je třeba pohlížet jako na jinou stavební činnost. Ve výběrovém řízení se proto zvlášť soutěží zhotovení projektové dokumentace geotechnického průzkumu (která definuje jeho rozsah a komplexnost) a zvlášť provedení průzkumu podle této dokumentace.
- Jedním z výstupů geotechnického průzkumu musí být definice odlišných geotechnických podmínek staveniště a geotechnických smluvních základů, které definuje tzv. Základní geotechnická zpráva.
- Prostřednictvím definice odlišných geotechnických podmínek a smluvních základů investor jednoznačně definuje, jaké parametry horninového masivu vůči zhotoviteli díla smluvně garantuje a jaké nikoli.
- Zásadní pozornost se musí věnovat kvalifikovanému geotechnickému sledování v průběhu ražeb. To musí kromě obvyklých úkolů průběžně kvantifikovat skutečné geotechnické podmínky staveniště a posuzovat, do jaké míry jsou odlišné od těch, které byly výstupem geotechnického průzkumu, respektive od těch, které v zadávací dokumentaci na zhotovitele stavby garantoval investor a projektant je použil při zpracovávání DSP.
- Forma sdílení geotechnických rizik účastníky výstavby musí být jednoznačně a podrobně zapracována do smluvních vztahů mezi investorem a všemi účastníky výstavby, a to včetně způsobu jejich operativního financování.

Při přípravě a řízení výstavby je třeba přijmout neoddiskutovatelnou skutečnost, že podzemní stavby, mají-li být provedeny ekonomicky, se provádějí vždy s větší či menší mírou nejistoty a geotechnického rizika. To je třeba akceptovat a promítnout korektně i do smluvních vztahů mezi investorem a ostatními účastníky výstavby.

V tomtéž smyslu je i žádoucí co nejdříve inovovat vyhlášku ČBÚ č. 55/1996 Sb. popřípadě i zákon č. 61/1988 Sb. Zde uvedené požadavky vůči zhotoviteli v současné době vycházejí z nereálného požadavku dokonalého poznání geologického prostředí a přesunutí této povinnosti bezvýhradně na zhotovitele ražeb.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika, a. s.

Recenzoval: Ing. Boris Šebesta

The solution to this situation is available and is relatively simple. In summary it means that the following principles have to be adopted:

- The subject responsible for gathering sufficient knowledge about the geological environment is the project owner – the employer.
- The employer is the person who decides as a final resort on the acceptable level of geotechnical risks during construction and defines the strategy of managing them during the planning and construction implementation stages.
- The employer should therefore always be the subject which orders the geotechnical survey and does not transfer responsibility for the specification of its scope, extent and comprehensiveness to the designer.
- The geotechnical survey is to be considered to be another construction activity, where separate tenders are called for design documentation for the geotechnical survey (defining its scope and comprehensiveness) and separate tenders for the execution of the survey in compliance with this documentation.
- One of geotechnical survey outputs must be a definition of Different Geotechnical Conditions on Site and Contractual Geotechnical Baseline, which are defined by the Geotechnical Baseline Report.
- Using the definition of different geotechnical conditions and contractual baseline, the employer unambiguously defines which of the ground mass parameters are guaranteed by himself to the contractor and which are not.
- Significant attention must be devoted to qualified geotechnical monitoring during the course of the underground excavation. It must, apart from usual tasks, continually quantify actual geotechnical conditions on site and assess the degree to which they differ from the conditions which were the outputs of the geotechnical survey or from the conditions which were guaranteed by the employer in tender documents for the construction works and were incorporated by the designer into the detailed design.
- The form of sharing geotechnical risks among parties to the project must be unambiguously incorporated into contractual relationships between the employer and all other parties to the project, including the procedure for operative financing.

The undisputable fact must be accepted during the planning and implementation of a project that underground construction projects, if they are to be implemented economically, will be always carried out with a higher or lower degree of uncertainty and geotechnical risk. It must be accepted and properly projected into contractual relationships between the project owner and the other parties to the project.

In the same meaning, it is also desirable to innovate the Decree of the Czech Bureau of Mining No. 55/1996 Coll. or also the Law No. 61/1988 Coll. as soon as possible. The current requirements toward the contractor mentioned in this paper are based on a non-realistic requirement for perfect knowledge of geological environment and on transferring the responsibility unconditionally to the tunnelling contractor.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

1. ROZSYPAL, A. Základní geotechnická zpráva – nástroj při řízení geotechnických rizik při tunelování. Tunel, č. 4, 2006.
2. ŠEBESTA B., HRUŠKA D. Právní vztahy jako možná rizika podzemních staveb. Tunel, č. 4, 2010.
3. ROZSYPAL, A. Inženýrské stavby. Řízení rizik. JAGA 2008.
4. TP 76-C. Geotechnický průzkum pro navrhování a provádění tunelů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR. Schválené od 1. 1. 2008.

GEOTECHNICKÝ MONITORING PŘI STAVBĚ VÝTAHU ZE STANICE METRA NÁRODNÍ

GEOTECHNICAL MONITORING DURING THE CONSTRUCTION OF A LIFT FROM NÁRODNÍ TŘÍDA METRO STATION

RADEK BERNARD

ÚVOD

Stanice pražského metra Národní prochází v současnosti velkou obměnou. Je to způsobeno především potřebou zajištění bezbariérového přístupu pro handicapované obyvatele Prahy a z kapacitních důvodů. Stavba je financována z prostředků Dopravního podniku hl. m. Prahy. Dalším aspektem stavebního ruchu v této oblasti je soukromý projektový záměr vybudovat v okolí současného vestibulu stanice multifunkční komplex s názvem COPA Centrum. Projekt COPA centra je realizován privátním investorem pod vedením S. Pawlowského.

Tento příspěvek se zaměřuje především na shrnutí výsledků geotechnického monitoringu, který byl prováděn při ražbách podzemních prostor souvisejících se stavbou výtahu ze stanice metra. Podstatou článku je podat informaci o kontrolním sledování při ražbách a hloubení podzemních děl a snaha o stručné porovnání nově získaných výsledků s výsledky geologického monitoringu (GTM) získaných při ražbě stanice v letech 1981–1982.

Zhotovitelem stavby výtahu z metra je sdružení firem OHL ŽS, Prominecon Group a Syner. Generálním projektantem je společnost Metroprojekt, inženýrskou činnost pro výše uvedeného investora zajišťuje Inženýring dopravních staveb a geotechnický monitoring této stavby provádí ARCADIS Geotechnika. Jelikož příspěvek o realizační části stavby bezbariérového výstupu byl uveden zástupci zhotovitele stavby v časopise TUNEL č. 3/2010 [1], proto tuto část v příspěvku zmíním pouze okrajově.



LEGENDA / LEGEND

- 1 – isosiesta 5 mm/sec / Isoseismal line 5mm/sec
- 2 – isosiesta 10 mm/sec / Isoseismal line 10mm/sec
- 3 – Hranice poklesové zóny / Settlement trough boundary

Obr. 1 Situace GTM na povrchu
Fig. 1 GTM layout on the surface

INTRODUCTION

Národní Třída station of the Prague metro is currently being subjected to significant modification. The reason is, first of all, the necessity of providing a barrier-free access for mobility-impaired Prague residents and capacity-related reasons. The project is funded from public means of the Prague Public Transit Company Inc. Another aspect of the construction activities in this area is a private investment project for developing a multiple-function complex entitled COPA Centrum in the vicinity of the existing concourse of the metro station. The COPA Centre project is being implemented by a private client; it is managed by S. Pawlowský.

This paper is first of all focused on summarising results of the geotechnical monitoring which was conducted during the course of the excavation of underground spaces required for the construction of a lift from the metro station. The objective of the paper is to provide information on the check observation during the course of excavation and sinking of underground workings, as well as a brief comparison of the results with the geological monitoring (GTM) results of the excavation of the station in 1981 – 1982.

The contractor for the construction of the lift from metro is a consortium consisting of OHL ŽS a. s., Prominecon Group a. s. and Syner s.r.o. The general designer is Metroprojekt a. s., engineering consultancy and site supervision is provided by Inženýring dopravních staveb a. s. and geotechnical monitoring for this project is conducted by ARCADIS Geotechnika a. s. Since a paper on the implementation part of the construction of the barrier-free exit was published by contractor's representatives in issue No. 3/2010 of TUNEL journal [1], we mention this part in our paper only marginally.

GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CONDITIONS

Brief description of geology in the construction site surroundings

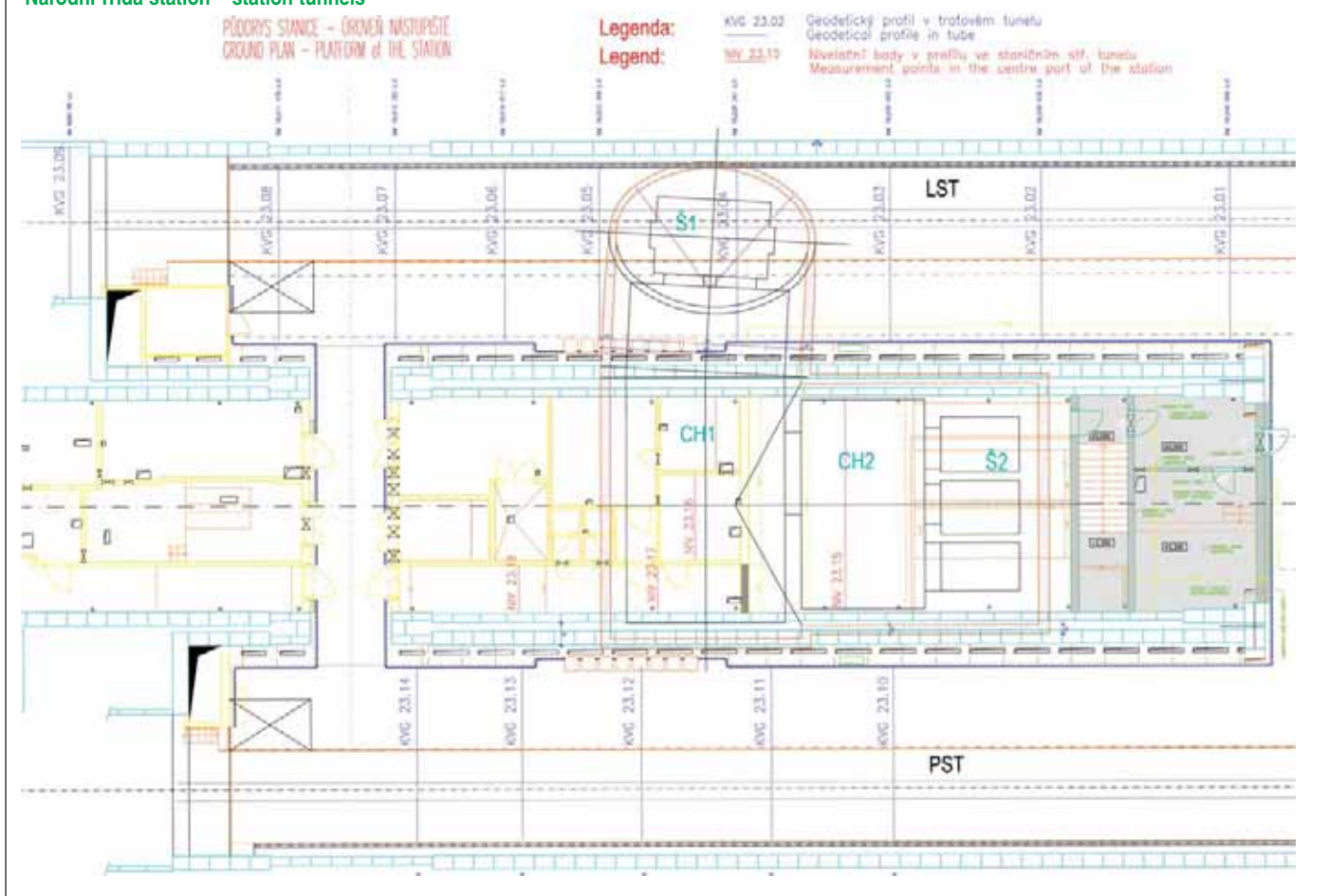
The basic geomorphological and geological categorisation of the area being described is presented in the above-mentioned paper, in the third issue of TUNEL 2010 journal. This is why I have focused my paper on concrete geological data [2].

The Pre-Quaternary basement is formed by Dobrotiv Beds, consisting of dark-grey to black, clayey, silty-clayey to silty shales with mica interlayers, locally containing clayey sand concretions with a carbonate binder.

The Quaternary cover is represented first of all by made ground and fluvial sediments forming the so-called Maniny (flood-plain) Terrace IV a. The topmost layer of the Quaternary cover is formed by mixed made ground; the thickness ranges from 4 to 7m. The fluvial sediments consist mainly of Pleistocene sediments forming terraces along the Vltava River. These are a complex mainly of gravelly to coarsely sandy sediments. Boulders are formed by mostly well rounded quartzites and metamorphites the sizes of which mostly vary between 3.0 – 5.0cm (maximum up to 8.0cm). The ground can be mostly characterised as gravel with admixture of finely-grained soil (G3/G-F) up to loamy gravel (G4/GM), dense sand with admixture of finely-grained soil (S3/S-F), locally passing to clayey or loamy sand (S5/SC, S4/SM) and clayey soils.

The bedrock consists, in agreement with the Ordovician stratigraphy, of Dobrotiv beds. The series of beds developed in two facies. One of them is formed by Skalec Quartzites, represented by light,

Staniční tunely metra, stanice Národní Národní Třída station – station tunnels



Obr. 2 Napojení Š2 do prostor metra s konvergenčními profily v tunelech

Fig. 2 Connection of shaft Š2 to the metro spaces, convergence measurement profiles in tunnels

GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY

Stručná geologie blízkého okolí stavby

Základní geomorfologické a geologické zařazení popisovaného území je popsáno v citovaném příspěvku v třetím čísle časopisu Tunel z roku 2010. Níže se tudíž zaměřuji již na konkrétní geologická data [2].

Předkvartérní podloží je tvořeno horninami dobrotivských vrstev. Jsou zde zastoupeny jílovité, prachovitějilovité až prachovité břidlice tmavošedé až černé barvy s vložkami slídy, místy obsahující jílovitopísčité konkrce s karbonátovým tmelem.

Kvarterní pokryv je zastoupen především navážkami a fluviálními sedimenty spadajícími do tzv. maninské (údolní) terasy IVa. Nejsvrchnější poloha kvartérního pokryvu je tvořena různorodou navážkou. Mocnost navážek je v rozmezí 4–7 m. Fluviální sedimenty tvoří především sedimenty pleistocenního stáří tvořící říční terasy toku Vltavy. Jedná se o komplex převážně štěrkovitých až hrubě písčitých sedimentů. Valouny jsou tvořeny převážně dobře zaoblenými křemeny a metamorfity, velikost je většinou mezi 3–5 cm (max. až 8 cm). Jedná se o zeminy charakteru převážně štěrku s příměsí jemnozrnné zeminy (G3/G-F), až štěrku hlinitého (G4/GM), písku s příměsí jemnozrnné zeminy (S3/S-F), ulehleho, místy přecházející do písku jílovitého a hlinitého (S5/SC, S4/SM) a jílovité hlíny.

Skalní podloží je tvořeno podle stratigrafie ordoviku vrstvami dobrotivskými. Souvrství je vyvinuto ve dvou faciích. Jednu facií tvoří skalecké křemence, jež představují světlé, žlutošedé, pevné, křemité, jemně slídnaté pískovce až křemence, které se střídají s tmavošedými písčitymi břidlicemi až drobovými pískovci. Svrchní facií představují vlastní dobrotivské vrstvy, jež jsou zastoupeny černošedými, jílovitými, jemně slídnatými břidlicemi,

yellow-grey, strong, quartzose, finely micaceous sandstones to quartzites, which alternate with dark-grey, sandy shales to subgreywacke. The upper facies is represented by the Dobrotiv Beds themselves, which comprise black-grey, clayey, finely micaceous shales, usually displaying lamellar-prismatic disintegration. The rocks characterised in the above manner were recorded during the course of the tunnel excavation. The geological profile obtained from the excavation of shaft Š1 is presented in Fig. 3.

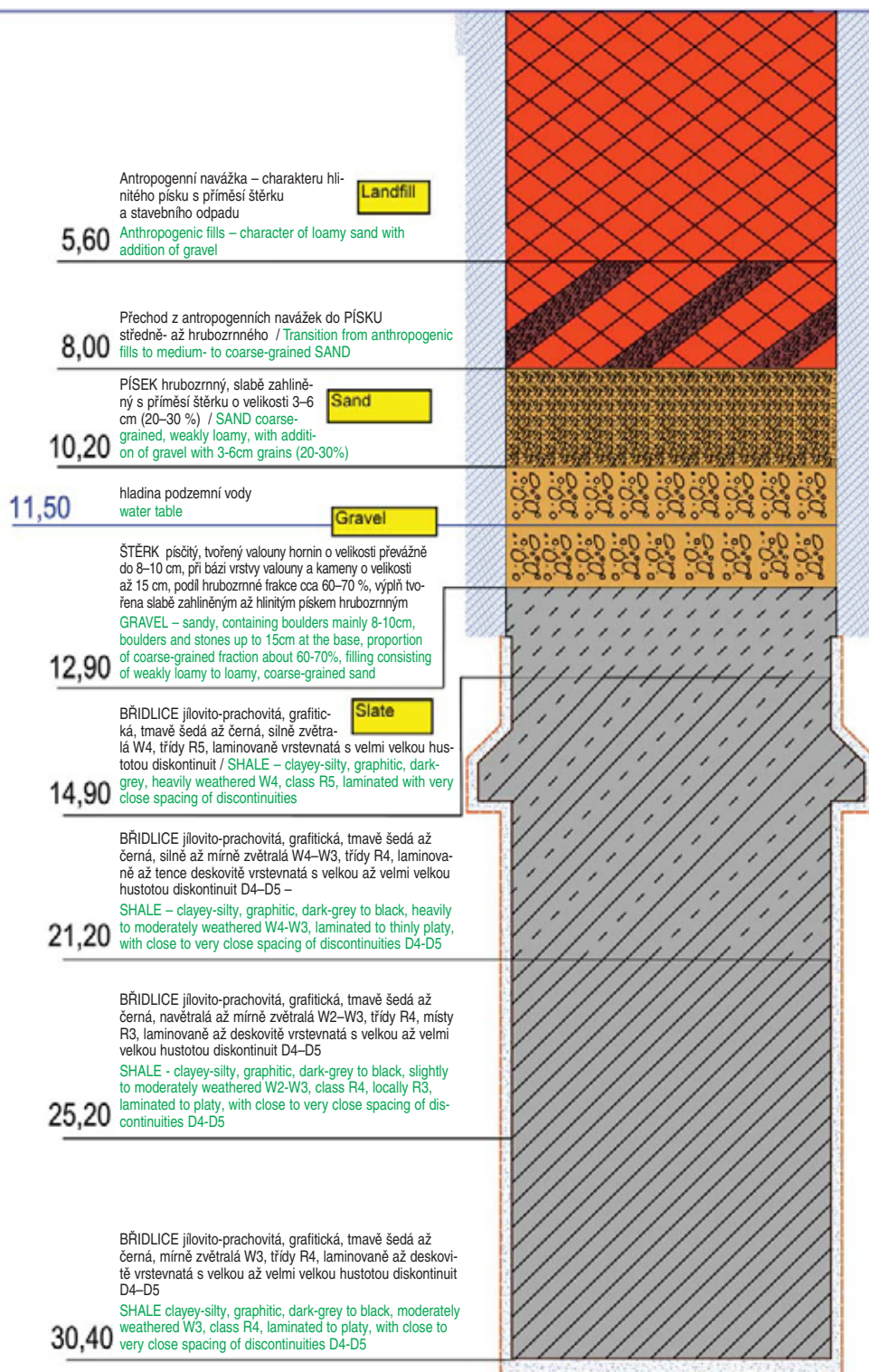
From the hydrological point of view, it is necessary to note that the water table level is found roughly at 187.0m a.s.l. (about 11m under ground surface). Intrinsic permeability exists in the superficial deposits, whilst fissure permeability is encountered in the bedrock. It turned out during the excavation of the Národní Třída station that the Dobrotiv Beds are crumbly and highly permeable. One very serious injury with permanent consequences (paraplegia) was caused by falling rock. Ground surface settlement in the area between Spálená, Vladislavova, Lazarská and Purkyňova Streets was surveyed throughout Národní Třída station construction period. This was one of the reasons why rigid lining consisting of bored piles and micropiles was installed around the circumference of the access shaft Š1. This lining, which was keyed into the bedrock (at the depth of about 14m under the surface), not only secured stability during the excavation through made ground and Quaternary soils, but it also minimised inflows of water to the underground working. This fact was confirmed not only at the above-mentioned depth but also during the subsequent excavation of shaft Š1, where only exceptional minimum inflows or seepage of ground water were registered in the vicinity of the tectonically faulted rock mass.

BRIEF CHARACTERISTICS OF THE DESIGN

Basic data on the construction

The design for the barrier-free access for the station comprises a pair of lifts with the lifting height of 28.03m, installed in shaft Š1

GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VÝTAHOVÉ ŠACHTY Š1 GEOLOGICAL DOCUMENTATION - SHAFT Š1



Obr. 3 Geologický profil Š1

Fig. 3 Geological profile of shaft Š1

zpravidla lupenitě roubíkového rozpadu. Takto charakterizované horniny byly dokumentovány při vlastních ražbách. Geologický profil z hloubené šachty Š1 je znázorněn na obr. 3.

Z hydrogeologického hlediska je nutné poznamenat, že podzemní voda se pohybuje zhruba na kótě 187 m n. m. (okolo 11 m pod terénem). V pokryvných útvarech je průlinová, ve skalním podkladu puklinová propustnost. Při ražbě stanice Národní se ukázalo, že dobrotivské vrstvy jsou rozpadavé a velmi propustné. Pádem horniny byl způsoben jeden smrtelný úraz a jedno velmi

sunk to the depth of 30.38m. An underground transfer gallery was driven from this shaft, leading through two very short galleries (CH1 and CH2), perpendicular to each other. The gallery CH2 is connected to shaft Š2 (about 11.6m deep), which will house a pair of lifts and a fixed staircase. The lifting height of these lifts reaches 10.92m [4].

Shaft sinking and gallery excavation techniques

Once the archaeological survey had been completed and manual dismantling of a part of foundation walls of a church had been finished,

těžké zranění pracovníka s trvalými následky (paraplegie). Po celou dobu výstavby stanice Národní probíhalo měření poklesů terénu mezi ulicemi Spálená, Vladislavova, Lazarská a Purkyňova. I z tohoto důvodu bylo před zahájením hloubení provedeno tuhé ostění z vrtaných pilot a mikropilot po elipsovitém obvodu přístupové šachty Š1. Toto ostění vetknuté již do podložních skalních hornin (hloubka zhruba 14 m od povrchu) zajistilo nejen stabilitu při hloubení v navážkách a v kvartérních zeminách, ale také zaručovalo minimální přítoky vody do podzemního díla. To se potvrdilo nejen v uvedené hloubce, ale rovněž při dalším způsobu hloubení Š1, kdy byly dokumentovány pouze výjimečně minimální přítoky či průsaky podzemní vody v okolí tektonického postižení horninového masivu.

STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA PROJEKTU

Základní data o stavbě

Bezbariérové zpřístupnění stanice bylo vyprojektováno dvojicí výtahů s dopravní výškou 28,03 m umístěnými do hloubené šachty Š1 (hloubka 30,38 m). Z této šachty byla vyražena podzemní přestupní chodba, vedená ve dvou navzájem kolmých velmi krátkých chodbách CH1 a CH2. Na chodbu CH2 navazuje hloubená šachta Š2 (hloubka cca 11,6 m), ve které bude umístěna dvojice výtahů a pevné schodiště. Dopravní výška těchto výtahů je 10,92 m. [4]

Technologie a postup hloubení a ražeb

Po dokončení archeologického průzkumu a po ručním rozebrání části základových zdí kostela vybudoval zhotovitel stavby, na začátku února 2010 po obvodu šachty Š1, vodící zídky pro budoucí vrtání pilot. Vrtání pilot o $\varnothing$ 900 mm bylo zahájeno dne 10. 2. 2010. V případě pochybností byl k vrtání přizván geolog zhotovitele geotechnického monitoringu, aby ověřil hladinu podzemní vody a především zdokumentoval přechod do horninového podloží. Jelikož rozhraní horninového podloží bylo zastiženo 12,5 m pod terénem, bylo rozhodnuto vrtat a zabudovat piloty do hloubky 14 m. Hladina podzemní vody byla zastižena v hloubce 11,5 m.

Po dokončení a vytvrdnutí všech provedených pilot bylo možné dne 8. 3. 2010 zahájit odtěžování navážkového materiálu v úvodní části hloubení. Ze začátku hloubení se postupovalo tak, že pod ochranou pilotového ostění se odtěžily zhruba 2 m různorodého materiálu. Posléze byl tento cyklus dokončen osazením jedné KARI sítě a dostříkáním primárního ostění do projektovaného obvodu (zastříkány spáry mezi pilotami).

Úvodní část jámy Š1 zhotovitel hloubil drapákem z povrchu. Jakmile hloubení postoupilo mimo dosah drapáku, byla tato technologie změněna na použití pásového bagru JCB spuštěného na dno jámy a doprava rubaniny probíhala jeřábem pomocí dvou střídajících se těžních nádob. Strojní nakladač sloužil zároveň k rozpojování masivu na dně jámy, pomocí impaktoru, jež rozrušil i pevnější polohy břidlic. V době kdy se zhotovitel stavby výtahu již ocitl mimo zajištění pilotami, primární ostění tvořily dvě vrstvy KARI sítě s nástřikem SB a systémové kotvení svorníky SN po celém obvodu jámy se záběrem 1 m. Postup hloubení do mírně zvětralých až navětralých břidlic byl ovšem časově náročný, a tak zhotovitel avizoval změnu technologie na použití trhačích prací. Trhačí práce byly nicméně použity až při zaražení do horizontální chodby CH1, vzdálenější od okolních budov, důvodem bylo zmenšení seizmických účinků, které by nadměrně zatěžovaly nájemníky z okolních budov.

V hloubce 17,5 m byl v ostění úvodní šachty Š1 proveden ozub. Rozšíření jámy po celém obvodu šachty bylo vyprojektováno ze statických důvodů. Hloubení šachty Š1 pak pokračovalo do hloubky 25,20 m. Z tohoto místa, východním směrem z jámy, byla rozražena v části kaloty horizontální chodba CH1. Nejprve byl odvrtný ochranný deštník z IBO kotev nad obrysem projektovaného horizontálního díla. Posléze byl osazen nultý příhradový rame-nát. První dva záběry byly ještě provedeny strojním způsobem, ale jelikož zastižené břidlice byly poměrně pevné, při dalších postupech již byly použity trhačí práce. Všechna měření seizmických účinků počátečních odstřelů nezaznamenala negativní vliv na

the contractor built (at the beginning of February 2010) guide-walls around the shaft Š1 circumference for the future drilling for piles. The drilling for 900mm-diameter piles commenced on 10/02/2010. In cases of doubts, a geologist of the contractor for the geological monitoring was invited to verify the water table level and, above all, to record the transition into the bedrock. Since the surface of the bedrock was encountered at 12.5m under the surface, the decision was made that the drilling for the piles and their installation would be carried out to the depth of 14m. The water table was encountered at the depth of 11.5m.

On 8/3/2010, when all piles had been completed and the concrete had hardened, it was possible to start the excavation of the made ground for the initial shaft sinking stage. At the beginning of the shaft sinking process, an about 2m thick layer of mixed material was excavated, under the protection of the pile lining. Then this cycle was completed by installing one layer of KARI welded mesh and applying shotcrete on the joints between piles to achieve the designed contour of the lining.

The contractor used a clamshell grab for the excavation of the initial part of the shaft Š1 from the surface. When the excavation depth achieved the maximum reach of the clam shell, this equipment was replaced by a JCB tracked excavator, which was lowered down to the shaft bottom; the muck was lifted by a crane, using two alternating skips. The excavator was at the same time used for the disintegration of the rock at the shaft bottom, using an impactor, which broke even harder shale beds. When the bottom of the excavation got deeper, under the protection provided by the piles, the contractor applied primary support consisting of a shotcrete layer reinforced with two layers of welded mesh and a system of SN anchors installed around the whole circumference of the shaft; 1m deep excavation rounds were used. The consumption of time significantly grew with the excavation depth growing, getting to little weathered up to slightly weathered shales. For that reason the contractor notified the client that the technique would be switched to drill and blast. Blasting was eventually used for the first time when the starter breakout for the horizontal gallery CH1 was being carried out, so that seismic effects excessively disturbing the tenants of neighbouring buildings were diminished.

An indentation in the excavation surface and in the initial shaft Š1 lining was carried out at the depth of 17.5m. The enlargement of the shaft excavation around the entire circumference was designed for structural requirements of the deep shaft. Subsequently, shaft Š1 sinking continued up to the depth of 25.20m. A starter breakout for a part of the top heading of the horizontal gallery CH1 was carried out from this level in eastward direction. The initial operation was drilling for a protective umbrella above the future horizontal working, consisting of IBO anchors. The erection of the zero lattice girder followed. Initial two rounds were excavated mechanically but, because of the fact that the shales encountered in this location were relatively hard, the other rounds were carried out by drill and blast. Since results of all measurements of the initial blasting did not indicate any negative seismic loads on the buildings being monitored, the drill and blast technique was even applied to the subsequent rounds. The excavation of the top heading of the about 12m long gallery CH1 was finished approximately in the middle of May 2010. Then the contractor installed the protective umbrella for the initial section of gallery CH2 (northward from gallery CH1). The excavation of a part of the top heading of the horizontal gallery CH2 was being carried out till the beginning of June. Then the contractor completed sinking of shaft Š1 up to the designed depth and, at the beginning of the 3rd decade of June, started to excavate the bench and bottom of gallery CH1 from shaft Š1. The excavation of this technologically complicated part (with the connection to gallery CH2) proceeded till July. After closing of the bottom in gallery CH1, the contractor proceeded to excavate the bench and bottom in gallery CH2. In the second decade of August, after closing the invert in the short gallery CH2, he continued sinking of the connecting shaft Š2 linking to the metro spaces.

The majority of blasting in both horizontal underground workings were carried out by the contractor using reduced charges. When the sinking of the short shaft Š2 started, the drill and blast had to be replaced by mechanical disintegration taking into consideration the short distance of the metro. The reason was the fact that the excavation bottom got close to the operating metro tunnels.

sledované budovy, proto byla pro následující postup zvolena tato technologie. Ražba kaloty chodby CH1 dlouhé zhruba 12 m byla dokončena v polovině května roku 2010. Následně bylo zhotovitelem stavby provedeno zajištění úvodní části chodby CH2 ochranným deštníkem (z CH1 severním směrem). Razicí práce v profilu kaloty horizontální chodby CH2 probíhaly do začátku června. Pak zhotovitel stavby dokončil hloubení šachty Š1 do projektované hloubky a na začátku 3. dekády měsíce června zahájil ze šachty Š1 ražbu opěří a dna v chodbě CH1. Razicí práce na této technologicky náročné části (s napojením na CH2) probíhaly až do měsíce července. Po uzavření dna v chodbě CH1 zhotovitel stavby pokračoval v ražbě spodních částí (opěří a dna) v chodbě CH2. Ve druhé dekádě srpna pak, po uzavření spodní klenby krátké chodby CH2, pokračoval v hloubení spojovací šachty Š2, napojené již na prostory metra.

Většina trhacích prací byla v obou horizontálních podzemních dílech zhotovitelem stavby prováděna za použití omezených náložů, při hloubení krátké šachty Š2 musely být trhací práce nahrazeny strojním hloubením. Dno výrubu se totiž přiblížilo k provozovaným prostorům metra.

Geotechnická rizika při výstavbě

Ostění popisovaných podzemních děl je dvouplášťové s mezilehlou izolací. Primární ostění bylo tvořeno stříkaným betonem s výztužnými příhradovými oblouky, výztužnými sítěmi a kotvami. Geotechnická rizika byla vymezena projektantem především v následujících částech výstavby bezbariérového vstupu [4]:

- Povrchová zástavba v okolí budovaného výtahu.
- Historický objekt kostela Nejsvětější Trojice (byla provedena i restaurátorská pasportizace).
- Provozovaná stanice metra Národní.
- Geotechnické podmínky při ražení podzemních děl (hladina podz. vody, křížení chodeb aj.).

GEOTECHNICKÝ MONITORING (GTM) PŘI STAVBĚ VÝTAHU

Zadání geotechnického monitoringu a jeho rozsah

Projektová dokumentace předpokládala ražení podzemních prostor Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Rozpojování hornin bylo uvažováno vzhledem k zastiženým IG poměrům mechanizovaně nebo s využitím trhacích prací a dočišťování líce výrubu mechanizovaně. Pro výstavbu chodeb a hloubení šachet, byla projektantem navržena observační metoda v kombinaci s geotechnickým monitoringem. [4] Nezbytnou součástí zvolené technologie bylo provádění řady kontrolních měření a sledování (viz dále), z nichž bylo nejdůležitější geotechnické sledování výrubů a měření posunů líce primárního ostění (tzv. konvergenční měření).

Projekt GTM byl před zahájením hlavní stavební činnosti zpracován na základě požadavků objednatele, dále rovněž zhotovitele stavby a v neposlední řadě i generálního projektanta. Množství skutečně realizovaných měření a sledování se upřesňovalo průběžně během výstavby tak, aby důležité výsledky byly zajištěny v potřebném rozsahu, ale bez zbytečné ekonomické náročnosti. [5]

Při provádění podzemních prací byly navrženy následující typy měření a sledování:

- pasportizace a repasportizace povrchových objektů (zadáno přímo zhotovitelem),
- restaurátorská dokumentace kostela Nejsvětější Trojice,
- geotechnická dokumentace (geotechnický dozor),
- měření deformací výrubů (KVG měření) – šachty Š1, Š2, chodby CH1, CH2,
- kontrolní geodetická měření ve stávajících tubusech metra,
- měření napětí na kontaktu hornina – primárního ostění,
- měření deformací povrchu (komunikace, chodníky, ohlubeň šachty),
- měření geodetických bodů na objektech – změny výšek budov,

Geotechnical risks during the construction

The linings of the above-described underground workings are double-shell structures with intermediate waterproofing. The primary support consisted of shotcrete reinforced with lattice girders and mesh, and anchors. Geotechnical risks were specified by the designer first of all for the following parts of the barrier-free access construction [4]:

- Surface buildings in the vicinity of the lift construction.
- The historic structure of the Holy Trinity Church (condition survey by conservators).
- The operating Národní Třída metro station.
- Geotechnical conditions encountered during the course of the excavation of underground workings (water table, intersection of underground galleries).

GEOTECHNICAL MONITORING (GTM) DURING THE LIFT CONSTRUCTION

Geotechnical monitoring task and scope

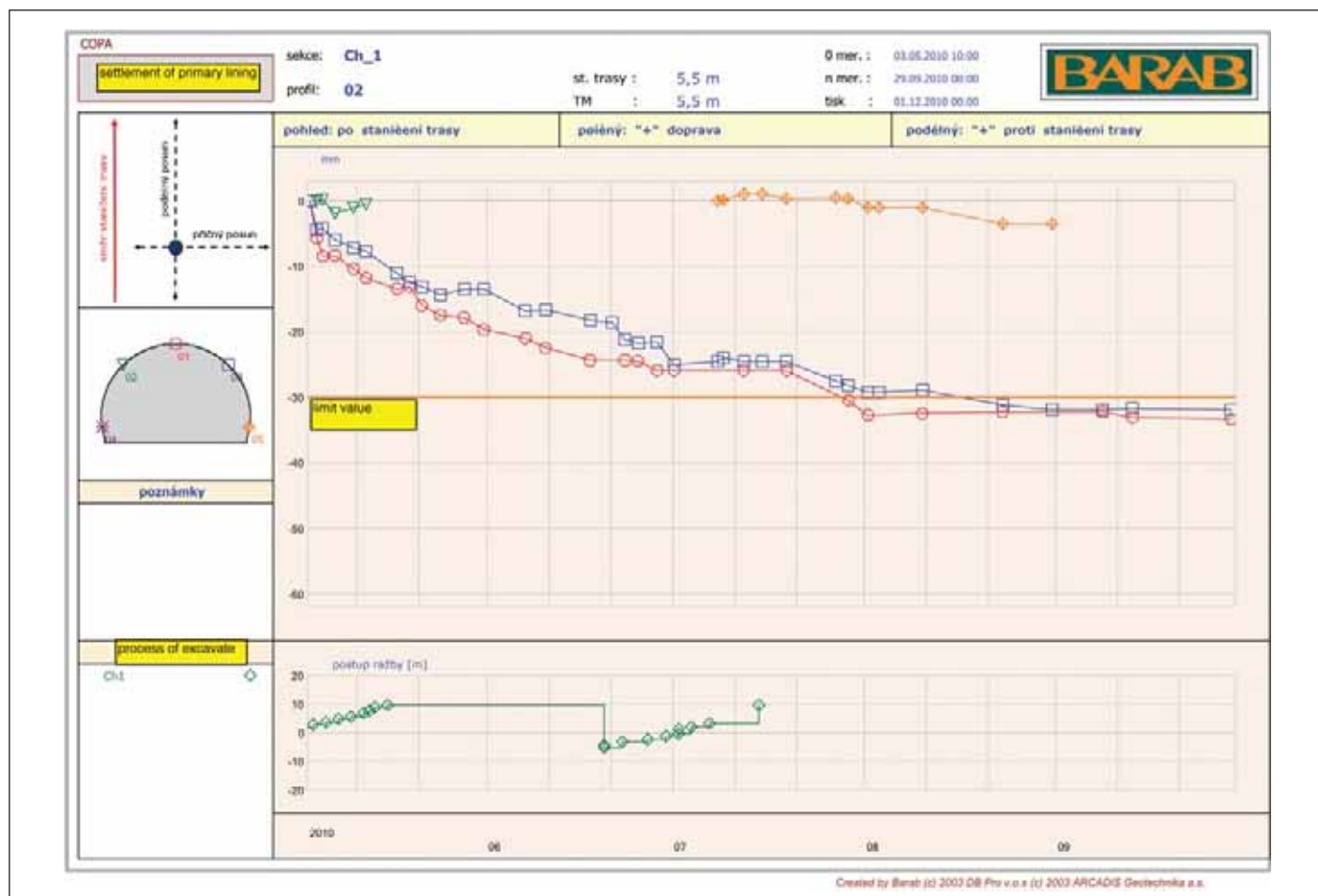
The design assumed that the underground spaces would be driven using the New Austrian Tunnelling Method (NATM). Taking into consideration the engineering geological conditions, mechanical disintegration of rock and/or drill and blast technique was planned, with mechanical clearing of the excavation contour by a scaler. Since the process of driving the galleries and sinking the shafts is based on an observational method, the general designer proposed geotechnical monitoring for this project [4]. An inseparable part of the selected technology was conducting check measurements and monitoring (see below), the most important of which in terms of the mining activities were geotechnical observation of excavated spaces and measurements of displacements of the inner surface of the primary lining (convergence measurements).

The GTM design was carried out prior to the commencement of the main construction activity on the basis of requirements of the project owner, the contractor and, at last but not least, the general designer. The scope of really conducted measurements and observations was being continually adjusted during the course of the construction with the aim of providing important results in the required extent, but without unnecessary economic exigencies [5].

The following types of measurements and observations were designed during the execution of underground excavation:

- a condition survey and repeated condition survey of surface buildings (required directly by the contractor),
- restoration documents for the Holy Trinity Church,
- geotechnical documents (geotechnical supervision),
- excavation deformation measurements (convergence measurements) – shafts Š1, Š2, galleries CH1, CH2,
- check survey measurements in existing metro tubes,
- measurements of stress at the rock – primary lining interface,
- measurements of deformations of the ground surface (roads, pavements, the pit bank),
- measurements on survey points installed on buildings – changes in levels of buildings,
- observation of the development of defects of structures, measurements of cracks and crack changes,
- check walkovers and recording deviations from the condition survey records,
- examination of effects of blasting operations,
- measurements of noise pollution inside protected inner spaces of buildings.

Geotechnical measurements conducted during the course of the underground excavation provided credible data required for continual corrections in dimensioning of the primary and secondary lining in compliance with the NATM principles. The monitoring objective was to minimise damage and protect lives and health of workers, and to prevent general hazards. In addition, the geotechnical measurements conducted during the underground excavation provided credible data regarding the continuous process of proportioning of the elements of the primary support and secondary lining in the meaning of the NATM principles.



Obr. 4 Konvergenční profil – sedání 21.02

Fig. 4 Convergence profile – settlement of 21.02

- sledování rozvoje poruch objektů, měření trhlin a jejich změn,
- kontrolní pochůzky, prohlídky a zaznamenání změn oproti pasportům,
- kontrola účinků trhacích prací.
- měření hlukové zátěže v chráněném vnitřním prostoru budov

Geotechnická měření v průběhu ražeb poskytovala věrohodné údaje k průběžné korekci dimenzování primární i sekundární obehřívky ve smyslu zásad NRTM. Cílem geomonitoringu byla rovněž minimalizace škod a ochrana života a zdraví pracovníků a zamezení obecného ohrožení.

Kontrolní sledování při výstavbě

Jelikož časový harmonogram výstavby podmiňoval zákaz hlučné činnosti v nočních hodinách v hustě obydlené zástavbě, razící práce v podzemí byly proto prováděny 7 dní v týdnu pouze v denní směně od 7 do 19 hodin. Na tento režim byl nastaven i samotný GTM. Zahájení prací geotechnického monitoringu odstartovalo již na konci roku 2009 osazením a nulovým měřením jednotlivých nivelačních bodů na povrchu terénu a na objektech v zóně předpokládaného ovlivnění. Jelikož pasportizace byla provedena v předstihu ještě před výběrem zhotovitele GTM ze strany investora, byla tato činnost zadána samostatně přímo zhotovitelem stavby. Pracovníci kanceláře GTM nastudovali předané pasportizační dokumenty a vytipovali stávající trhliny na 7 okolních objektech za účelem průběžného sledování. V rámci provádění GTM bylo sledováno deformačními pásy celkem 20 trhlin. Jednotlivé prohlídky monitorovaných objektů pak probíhaly v četnostech od 2 týdnů, v těch nejvíce ovlivněných budovách při nejvíce rozšířených podzemních pracích až po dvouměsíční četnost po ukončení ražeb a dokončování procesu dotvarování poklesové kotliny na povrchu. V měsíci lednu 2010 byla na požadavek investora provedena odborná restaurátorská dokumentace interiéru kostela, která zaznamenala aktuální stav všech historických uměleckých děl uvnitř kostela. Tento objekt si při kontrolním

Check observation during the course of the construction

Since the construction schedule was conditioned by the ban on noise-generating activities in the densely developed area during night, the underground excavation operations were carried out for 7 days in a week only during day shifts, from 7 a.m. to 7 p.m. The geotechnical monitoring was also accommodated to this regime. The geotechnical monitoring operations started as early as the end of 2009 by installing individual levelling points on the terrain surface and on buildings found in the potentially affected zone, and zero measurements were conducted on them. Since the condition survey was carried out even before the contract for the GTM had been awarded by the client, this work sub-contract was awarded directly by the main contractor. The GTM office personnel studied the condition survey documents handed over to them and identified cracks in 7 adjacent buildings requiring continual monitoring. Twenty cracks were subjected to the observation within the framework of the GTM by means of deformation-measuring bands. Individual inspections of the buildings being observed were performed during the course of the most widely spread underground excavation operations every 2 weeks in the buildings which were affected most of all, while up to 2-month intervals were applied after the completion of the underground excavation at the end of the development of the settlement. An expert restoration documentation of the church interior was carried out in January 2010 on project owner's request. The church required extra attention in terms of the check observation of the ground surface. The first designed mobile station monitoring the vibration velocity had been installed in the SE part of the church, near the altar, even before the drilling for piles around Š1 circumference commenced. At a request of the archiepiscopate and with the consent of the project owner and the designer, this station was installed and actuated as early as the beginning of the excavation of holes designed to expose the massive structural walls of the church and to allow checking during the subsequent drilling for the piles (dynamic loads). The other mobile seismic station was installed in the SW part of the basement of the extensive building of the Faculty of Law of

sledování povrchu vyžádal mimořádnou pozornost. Ještě před zahájením vrtání pilot pro zajištění Š1 byla osazena v JV části kostela (poblíž oltáře) první projektovaná mobilní stanice pro sledování šíření rychlosti kmitání seizmických vln. Na požadavek arcibiskupství a se souhlasem investora a projektanta byla aktivována tato stanice již při hloubení šachet a odkrytí nosných obvodových stěn kostela a taktéž jako kontrola při dynamickém zatížení objektu při následném vrtání pilot. Druhá seizmická mobilní stanice byla osazena v JZ části suterénu rozsáhlého objektu PF UK v průběhu měsíce března, před avizovaným použitím trhacích prací v podzemí.

Obě aparatury pak zaručovaly nepřetržité seizmické monitorování spojené s přesnou časovou informací (snímání přes satelit) a neovlivnitelnou archivaci všech seizmických dat. Po jakémkoli zásahu operátora do měřicího systému byla předchozí zaregistrovaná seizmická data ukládána do záložního souboru speciálním archivačním programem, zaručujícím jejich originalitu. V době provádění trhacích prací bylo odesílání informací o seizmických rychlostech kmitání větších než 70 % nastaveného varovného stavu zajištěno pomocí mobilního operátora s přenosem na mobilní telefon provozovatele měření. Ten tak okamžitě disponoval informacemi o měřených hodnotách. Manuální stahování dat z obou nepřetržitě zapnutých přístrojů probíhalo většinou jednou týdně, pro potřeby KD GTM (kontrolní den geotechnického monitoringu).

Ještě před zahájením hloubení, v lednu 2010, bylo rovněž provedeno základní hlukové 24hodinové měření v místnosti bytu jednoho z nájemníků vedlejšího objektu (Spálená 4 – objekt 06). Toto měření bylo učiněno pro zjištění hlukové hladiny zvuku při běžném provozu, zatím neovlivněného stavební činností.

V neposlední řadě bylo na přelomu února a března v nočních dopravních výlukách provedeno osazení bodů a nulové zaměření projektovaných profilů v obou staničních tunelech metra (obr. 2). Jelikož projekt GTM předpokládal od zahájení hloubení Š1 časté 3D měření v prostoru obou staničních tunelů, rozhodl se zhotovitel GTM z důvodu finanční i časové náročnosti pro použití dvou totálních stanic umístěných u krajních portálů obou tunelů metra (vylovení nočních výluk při měření). Ty zajišťovaly pravidelné zaměření profilů v potřebných časových intervalech (v počátku měření každých 6 hodin). Po vyhodnocení prvního měsíce tohoto trojrozměrného měření v metru se, z důvodu enormního množství takto zjišťovaných dat a s ohledem na reálnou potřebu projektu, četnost měření upravila do časového sledu měření po 12 hodinách. Stahování naměřených dat probíhalo v době hloubení a ražeb s minimální frekvencí jedenkrát týdně.

Již při samotném hloubení či ražbách podzemních děl bylo zajištěno pravidelné osazování konvergenčních bodů ve vertikálních šachtách a horizontálních chodbách. Nultá a následná měření byla prováděna podle zpracovaného projektu GTM, a především s přihlédnutím ke skutečným průběžně vyhodnocovaným deformačním projevům. V místě výše zmíněného rozšíření šachty Š1 byl rovněž osazen čtyřprvkový profil s tlakovými buňkami na kontaktu hornina – primární ostění pro sledování zatížení budovaného ostění. Druhý (zde pětiprvkový) profil byl osazen v úvodní části chodby CH1. V době intenzivního hloubení a ražení podzemních prostor probíhalo nivelační měření přímo ovlivněných objektů a povrchu dvakrát až čtyřikrát měsíčně. Posléze, v době budování definitivního ostění, byla tato četnost upravena na jedno měření za dva měsíce až do uklidnění deformačního chování většiny sledovaných bodů.

Distribuci všech prováděných měření a geotechnického sledování zajišťoval zhotovitel GTM zúčastněným stranám prostřednictvím inovovaného informačního systému BARAB®. Na stavbě se v průběhu ražeb a hloubení konal v pravidelném týdenním intervalu kontrolní den geomonitoringu. Zde zhotovitel monitoringu předával všem zúčastněným subjektům komplexní vyhodnocení za uplynulé období. Podrobné komplexní vyhodnocení GTM bylo součástí zpracovaných „Dílčích měsíčních zpráv GTM“.

Projektem geomonitoringu byla na základě statického výpočtu od projektanta RDS nastavena kritéria **varovných stavů** pro provádění konvergenčního měření primárního ostění nově budova-

the Charles University during March before the announced blasting in the underground was used.

Both apparatuses ensured uninterrupted seismic monitoring with accurate information on time (read via a satellite) and filing of all seismic data which is impossible to influence. Previously registered seismic data was saved in a backup file by means of a specialist archive program after any intervention of the operator, thus the authenticity of the data was guaranteed. During the execution of blasting, information on peak particle velocities exceeding 70 per cent of the set warning state level was sent through a mobile operator service to a mobile phone of the measurement system operator. The information on the measurement values was therefore instantly available to the operator. The data from both continuously switched on apparatuses was manually downloaded mostly once a week, to be used at the meetings of the GTM board.

A basic 24-hour noise measurement was conducted in a room of a flat of one of tenants in the adjacent building (Spálená 4 – building No. 06) in January 2010, prior to the commencement of the shaft sinking operations. This measurement was carried out with the aim of determining noise levels during common traffic, unaffected by construction activities.

At last but not least, points were fixed in the designed measurement profiles in both metro station tunnels and the zero survey was carried out at the end of February and the beginning of March (Fig. 2). This work was being performed during night closures of traffic. Since this design assumed that frequent 3D measurements would be conducted in the space of both station tunnels virtually from the beginning of the excavation of shaft Š1, the GTM sub-contractor decided, taking into consideration the financial and time-related demands, that two total stations be used, installed at both portals of the running tunnels (thus closing of the metro line to traffic for the survey during nights was eliminated). The total stations ensured regular surveying of the profiles at required intervals of time (every 6 hours in the beginning). Once the first month of the three-dimensional measurements in the metro tunnels had been assessed, the intervals of measurements were changed to 12 hours, taking into consideration the needs of the construction and the fact that the volume of data was redundant. The measured data was downloaded at least once a week during the shaft sinking and gallery excavation operations.

Convergence measurement points were installed as early as during the vertical shaft sinking operations and excavation of horizontal underground workings. Zero and subsequent measurements were conducted according the approved GTM design and, first of all, according to requirements posed by actual deformation manifestations, which were continuously analysed. In addition, a four-element measurement profile was established in the location of the above-mentioned enlargement of the width of shaft Š1, consisting of pressure cells installed on the rock – primary lining interface, designed to monitor loads acting on the lining being built. A five-element measurement profile was established in the initial part of gallery CH1. During the intense excavation of the shafts and galleries, levelling survey of directly affected buildings and the surface was conducted twice up to four times a month. Later, during the construction of the final lining, the frequency was changed to one measurement in two months, until the deformational behaviour of the majority of the monitoring points got stabilised.

The distribution of all results of measurements and geotechnical observation among the parties to the project was secured by the GTM service provider, using an innovated information system BARAB®. The provider of the geomonitoring services held regular weekly site meetings during the shaft sinking and gallery excavation operations, where he submitted a comprehensive assessment of the previous period of time to all subjects involved in the construction. A detailed comprehensive GTM assessment was part of Partial Monthly Reports prepared by the GTM service provider.

Criteria for **warning states** were set in the geomonitoring design on the basis of a structural analysis carried out by the designer for the detailed design, to be applied to the measurements of convergences of the primary lining of the newly built underground structures and the existing lining in the metro tunnels or to the measurements of settlement of surface buildings. Because of the fact that metro excavation operations were conducted in this area in the 1980s, the limit values for buildings were accommodated to this

ných podzemních děl a pro stávající ostění v tunelech metra, stejně jako pro limitní sedání objektů povrchové zástavby. Jelikož v 80. letech 20. století probíhaly v této lokalitě razící práce v metru, limitní hodnoty povrchové zástavby byly projektantem přizpůsobeny této skutečnosti. Projekt geomonitoringu dále definoval limitní hodnoty rychlosti kmitání seizmických vln při trhačích pracích. Kritériem pro posouzení sledovaných měření, zda nastal, či nenastal varovný stav, bylo dosažení předem stanovených limitních hodnot deformací výrubu či sedání terénu a ovlivněných konstrukcí na povrchu s ohledem na průběh vývoje deformačního chování.

Vyhodnocení geotechnického monitoringu

Vlastní razící a hloubící práce v podzemí probíhaly převážně v mírně zvětřalých, místy až navětřalých prachovito-jílovitých grafitických břidlicích, tmavě šedých až černých, laminovitě až deskovitě vrstevnatých, zařazených nejčastěji jako R4 (dle ČSN 73 6133/2010). Za účelem potvrzení pevnostního zatřídění bylo v průběhu budování podzemních děl odebráno celkem 7 vzorků hornin pro účely ověření pevnostních parametrů pomocí laboratorních zkoušek. Pevnost v prostém tlaku stanovená na odebraných vzorcích se pohybovala v rozmezí od 7 do 11 MPa a odpovídala projektem předpokládané třídě R4. [6] Jednotlivé záběry v dílčích částech horizontálních děl a kompletní profily při hloubení s postupy 1 m byly pravidelně dokumentovány geologem zhotovitele GTM.

Při vedení podzemních děl bylo s velkým zájmem všech účastníků výstavby sledováno především konvergenční měření primárního ostění nově budovaných konstrukcí a taktéž případná odezva na ostění provozovaných tunelů metra ve stanici Národní.

Jako varovné stavy byly určeny limitní hodnoty deformačního chování jednotlivých sledovaných konstrukcí ze statického výpočtu generálního projektanta. Co se týče primárního ostění podzemních děl, tak u horizontálních chodeb byla stanovena limitní hodnota pohybu uzavřeného profilu ve vertikálním směru rovnající se 30 mm. Ve vodorovném směru představovala limitní hodnota deformace 15 mm. U hloubených šachet byly stanoveny předpokládané limitní hodnoty na úrovni 20 mm. Při konvergenčním měření nově budovaného primárního ostění podzemních děl bylo celkem osazeno 6 čtyřbodových profilů v obou hloubených šachtách, přičemž přístupová šachta Š1 byla sledována 5 profily (označenými 20.01 až 20.05). V horizontálních chodbách bylo dohromady osazeno 5 pětibodových profilů. Tři profily byly rozloženy na délku chodby CH1 (profily č. 21.01 až 21.03) a zbylé dva byly instalovány v CH2.

Již před zahájením ražeb bylo zřejmé, že nejobtížnější pro zhotovitele stavby bude dílčí dělení krátkých, ovšem až 10 m vysokých chodeb. Pro všechny účastníky výstavby bylo pak neoddiskutovatelné, že pro deformační chování na primárním ostění bude zásadní, jakým způsobem bude reagovat konstrukce křížení chodeb CH1 x CH2. Tato skutečnost se potvrdila již při razbě kaloty chodby CH1, když na profilu 21.02 byly naměřeny absolutní hodnoty ve vertikálním směru překračující 23 mm. Z tohoto důvodu bylo na základě doporučení hlavního inženýra GTM a po schválení projektantem navrženo zesílené zajištění v místě křížení obou chodeb. Jelikož před zahájením ražeb ve spodní části chodby CH1 (opěří a dno) se absolutní hodnoty na popisovaném profilu již blížily limitním hodnotám, bylo po vzájemné dohodě zhotovitele GTM projektanta a zhotovitele ražeb a se souhlasem investora provedeno dodatečné zajištění křížení chodeb CH1 a CH2. Jednalo se o radiální dokotvení a proinjektování po obvodu primárního ostění s použitím IBO kotev, tzn. diagonální zesílení klenby v místě křížení. Tyto práce probíhaly z technologických důvodů z počvy kaloty a byly provedeny během zhruba 24 hodin, ještě před zahájením ražby spodních lávek. Efekt cíleného podpůrného zajištění se brzy dostavil a důkazem toho byly pouze mírné přírůstky deformací na konstrukcích v podzemí a na povrchu při provádění následující ražby ve zmiňovaném úseku chodeb CH1 a CH2. Jedním z hlavních požadavků výstavby totiž bylo minimální deformační ovlivnění povrchové zástavby z hloubky 20 m pod terémem, které vykazovalo příznivých hodnot při dokončení

reality. The geomonitoring design further defined limit values of peak particle velocities during the blasting operations. The criterion for assessing the measurements being monitored, whether a warning state has or has not been reached, was reaching preset limit values of deformations of the excavation or settlement of ground surface and buildings affected by the excavation, taking into consideration the development of the time-deformation curve.

Geotechnical monitoring assessment

The shaft sinking and gallery excavation passed mostly through moderately weathered, locally up to little weathered, silty-clayey graphitic shales, dark grey to black, laminated up to tabularly bedded, most frequently categorised as R4 (according to the newly accepted standard ČSN 73 6133/2010). A total of 7 rock samples were collected for the purpose of verifying strength-related parameters by means of laboratory testing. The uniaxial compressive strength determined on the extracted samples varied from 7 to 11 MPa, corresponding to the class R4 anticipated by the design [6]. Individual excavation rounds in partial headings of horizontal workings and complete profiles excavated during the shaft sinking operations (1m long/deep) were regularly documented by a geologist employed by the provider of the geotechnical monitoring services.

When the underground galleries were being driven, all parties to the project followed with great interest first of all the measurements of convergence of the primary lining of the newly built structures and the contingent response of the lining of the operating metro tunnels in Národní Třída station.

The limit values for assessing the deformational behaviour of individual structures being monitored were determined on the basis of the warning states defined in the structural analysis carried out by the general designer. As far as the final lining of the underground workings is concerned (both for shafts and horizontal galleries), the limit value of 30mm was set for the vertical convergence of a closed profile, while the limit of 15mm was set for the horizontal convergence. Taking into consideration different shapes and different excavation techniques, the limit values for shafts were set at 20mm. The total of 6 four-point measurement profiles were established within the framework of convergence measurements in both shafts being sunk, with the access shaft Š1 monitored at 5 of the 6 profiles (20.01 through 20.05). The total of 5 five-point profiles were installed in the top heading and bench of the horizontal galleries. Three of them were distributed along the gallery CH1 route (profiles 21.01 through 21.03) and the remaining two were installed in CH2.

It had been obvious even before the commencement of the excavation that the most difficult task for the contractor would be the sequential excavation of the short, but up to 10m high, galleries. It was undisputable for all parties to the project that the behaviour of the intersection between gallery CH1 and gallery CH2 would be crucial for the deformational behaviour of the primary lining. This fact was confirmed as early as during the excavation of the top heading of gallery CH1, when absolute values of vertical displacement measured at profile 21.02 exceeded 23mm. This was why the chief engineer of the GTM proposed and the designer approved that the excavation support be reinforced at the intersection of the two galleries. Because the absolute values measured at the particular profile had been approaching the limit values even before the commencement of the excavation in the lower part of gallery CH1 (the bench and bottom), the GTM service provider, designer and mining contractor agreed and the project owner approved that additional support be installed at the intersection between galleries CH1 and CH2. Fully grouted radial IBO anchors were installed around the circumference of the primary lining of the vault intersection (the so-called diagonally reinforced arch). For technological reasons, this operation was carried out from the bottom of the top heading, during about 24 hours, even before the commencement of the excavation of benches. The effect of the targeted installation of the additional support came on soon; the proof of it was the only moderate increase in deformations measured both on underground structures and on the surface during the subsequent excavation in the above-mentioned section of galleries CH1 and CH2. Minimisation of the deformational effects on

Tab. 1 Nastavení varovných stavů a skutečně naměřených hodnot na některých typech měření
 Tab. 1 Setting of warning states and values actually measured by several types of measurement

COPA, Výtah GTM	Limitní hodnota varovného stavu Limit value of warning state	Max. skutečně změřená hodnota / Real absolute value	Poznámka Note
měření KVG při ražbách convergence during excavation measurement	30 mm (vertical) 15 mm (cross)	33 mm (vertical) 16 mm (cross)	profil 21.02 profile 21.02
měření KVG v šachtách convergence measurement in shafts	20 mm	18,2 mm	profil 20.04 v Š1 profile 20.04 shaft Š1
měření KVG v metru convergence measurement in Metro	15 mm (vertical) 8 mm (cross)	4,2 mm (vertical) 4,2 mm (cross)	profil 23.04 / profile 23.04 profil 23.10 / profile 23.10
nivelace terénu measurement of surface	25 mm	13,6 mm	bod 10.03.15 point 10.03.15
nivelace objektů measurement of buildings	20 mm	10,8 mm	bod 11.07.24 point 11.07.24
seismická měření seismic measurement	3,0 mm/s UK PF	3,1 mm/s	11.02 (21.7.10)
měření napětí stress measurement	1250 kPa	1183 kPa	HTB 03 v Š1

definitivních ostění v podzemí. Konvergenčním měřením byly nakonec nepatrně překročeny výpočtové hodnoty varovných stavů pouze v profilu 21.02 (profil v křížení chodeb). Ve vertikálním směru se jednalo o 10% překročení nastaveného limitu – po ukončení ražeb byla naměřena absolutní deformace 33 mm (obr. 4). V horizontálním směru to bylo méně, jelikož měření zde zaznamenala maximální celkovou hodnotu okolo 16 mm (tab. 1).

Ve staničních tunelech metra byly nastaveny varovné stavy pro stávající ostění na výrazně menších hodnotách – mezi 8 až 15 mm. Zvolený náročný a propracovaný systém složitě osazených jednotlivých profilů do již letitého (28 roků) ostění z tybinků a instalace samostatných totálních stanic na průčelí portálů obou tunelů se ovšem ukázaly jako velmi dobrá volba. Prakticky žádné noční výluky provozu pro měřičskou skupinu GTM ocenili i pracovníci investora. Nízké hodnoty deformací do absolutních hodnot 4,5 mm v obou sledovaných směrech potvrdily pozitivní očekávání.

Neméně důležitou částí komplexního kontrolního monitoringu při výstavbě bezbariérového výstupu byla měření a sledování na povrchu. Obava o opětovné nepříznivé ovlivnění starších velkopodlažních budov a především historického kostela byla velká. Seismická měření probíhala od zahájení trhacích prací prakticky nepřetržitě. Nastavená a doporučená limitní hodnota rychlosti kmitání seismických vln $3 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$ byla překročena pouze v jediném případě ze 42 odstřelů. Jednalo se konkrétně o hodnotu $3,1 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$ při dobírání spodní klenby v chodbě CH2, dne 21. 7. 2010. Zaznamenané změny při provádění prohlídek a dilatometrických měřeních na sledovaných objektech byly minimální a dosahovaly maximálně řádu desetin mm, přičemž lze konstatovat, že částečně také odpovídaly změnám klimatických podmínek v době výstavby. Pouze v rozsáhlé budově PF UK byla zjištěna výrazně se rozvíjející trhлина v 3NP (místnost pokladny), kde rozvoj trhliny na straně objektu odvrácené od stavby činil až 2,4 mm a pravděpodobně nebyl přímo ovlivněn stavbou. Přijatá opatření zástupců stavby ovšem vzala tuto skutečnost na vědomí a se souhlasem správce objektu prováděla prohlídky sídla univerzity častěji. Závěry ohledně tohoto a dalších objektů budou známy po zhotovení repasportizaci plánované na konec prvního čtvrtletí roku 2011.

Měřeními povrchu terénu a objektů městské zástavby pomocí velmi přesné nivelace byly zaznamenány maximální poklesy na úrovni necelých 60 % varovných stavů. Maximální absolutní sedání terénu bylo naměřeno na bodě 10.03.15 přímo na ohlubni jámy Š1 a činilo 13,6 mm. Maximální pokles objektu byl zaznamenán na bodě 11.07.24 a představoval v ulici M. Rettigové hodnotu 10,8 mm (obr. 1). Limitní hodnoty byly podle realizačního

existing buildings produced from the depth of 20m under the surface was one of the main requirements. At the moment of the completion of the final linings, the measured settlement values were rather favourable. The convergence measurements proved that the design values of warning states were eventually slightly exceeded only at the profile 21.02 (the profile at the intersection of the galleries). The limit set for vertical displacement was exceeded by 10% – the absolute deformation measured after the completion of the excavation amounted to 33mm (see Fig. 4). The horizontal displacement was even smaller – the maximum total measured value was about 16mm (see Table 1).

The warning states for the existing lining of the metro tunnels were set at significantly lower levels, varying between 8 to 15mm. The adopted demanding and well-developed system of the complicated incorporation of individual profiles into the already aged (28 years old) segmental lining and installation of independent total stations at the portals

of both tunnels proved a very good option. Even employees of the project owner appreciated the fact that practically no overnight closures were required by the GTM group. The low absolute values of the measured deformations, not exceeding 4.5mm in either direction, only confirmed the positive expectations.

Measurements and observations carried out on the surface during the course of the construction of the barrier-free exit were not less important parts of the comprehensive monitoring. Fears of an repeated unfavourable impact on older multi-storey buildings and, first of all, the historic church were great. Seismic measurements were conducted virtually without interruption from the beginning of the application of the drill and blast technique. The value set and recommended for the peak particle velocity limit of $3.0 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$ was only exceeded in one case of 42 blasting events, during the excavation of the bottom of gallery CH2 on 21/7/2010, where the value of 3.1 was registered. Deviations recorded during inspections and dilatometer measurements on the buildings being observed were minimal, maximally in the order of tenths of millimetres. In addition, it is possible to state that the deviations were affected by climatic conditions existing at the time of the construction works. The only case of a significantly developing crack was identified in the building of the Faculty of Law of Charles University. The crack, the width of which has reached up to 2.4mm till now, was found on the third level, in the pay office, on the reverse side of the building. It probably has not been directly affected by the construction. The contractor adopted measures taking into consideration this fact and, with the building administrator's consent, started to conduct more frequent inspections of the university seat. The final result regarding this and other buildings will be known after the repeated condition survey, planned for the end of the first quarter of 2011, is completed.

High-precision levelling survey of the ground surface and on buildings has recorded maximum settlement values up to 60 per cent of the warning levels. The maximum absolute surface settlement value amounting to 13.6mm was measured on point 10.03.15, directly on the pit bank of shaft Š1. The maximum settlement of a building amounting to 10.8mm was recorded on point 11.07.24 in M. Rettigové Street (see Fig. 1). The detailed GMT design set the following limit values: 20 mm for buildings and 25 mm for the terrain surface (see Table 1).

Four noise measurements were conducted inside protected spaces of buildings from January to the end of June. All of these measurements confirmed that the noise-related environment was acceptable within the framework of the Decree of the Government No. 148/2006 Coll. The above-mentioned facts show that all underground activities were accommodated so that they influenced the

projektu GTM stanoveny následovně: 20 mm u objektů a 25 mm na povrchu terénu (tab. 1).

V období od ledna do konce června byla provedena 4 hluková měření v chráněném prostoru budov, všechna tato měření potvrdila přijatelné hlukové prostředí v rámci předpisu nařízení vlády č. 148/2006 Sb. Zmíněné skutečnosti dokumentují, že veškeré činnosti v podzemí byly přizpůsobeny minimálnímu ovlivnění okolní zástavby. [6]

Ve srovnání s výsledky měření při ražbě trojlodní stanice a traťových tunelů metra na začátku 80. let bylo v současnosti dosaženo zřetelně menších absolutních deformačních hodnot na povrchu. Nejzásadnější je z pohledu bezpečnosti v centru velkoměsta odezva ražeb na povrchu. Z odborného příspěvku [3] je zřejmé, že většina nivelačních bodů osazených po obvodu kostela Nejsvětější Trojice dosáhla, tehdy při ražbách metra, absolutních sedání mezi 50 až 70 mm. Oproti tomu při hloubení a ražbách v roce 2010 byly naměřeny maximální deformace tohoto objektu do 5 mm, což dokumentuje velmi dobré zajištění všech konstrukčních prvků při stavbě. Maximální sedání objektu bylo v současnosti naměřeno pod hodnotou 11 mm (objekt 07) a nejvíce ovlivněný povrchový bod na ohlubni jámy Š1 doznal změny menší než 14 mm, což je zhruba čtvrtinový podíl vůči deformacím povrchu při daleko objemnějších ražbách stanice metra a obou traťových tunelů z osmdesátých let 20. století.

ZÁVĚR

I když nebyl na konci roku 2010 monitoring na popisované stavbě dosud definitivně ukončen, byla již spolehlivě dokončena ta nejdůležitější část této složité stavby, tj. kompletní vybudování podzemních prostor v primárním ostění. V době psaní tohoto příspěvku jsou dokončovány definitivní betonové konstrukce v podzemí. V následujícím období budou probíhat další důležité stavební práce (montáž výtahů, finálních povrchů a podhledů či technologií) tak, aby mohl být bezbariérový přístup do stanice metra Národní uveden v květnu roku 2011 do provozu. I při těchto pracích budou pracovníci GTM provádět méně četná kontrolní měření a sledování, a to při doznívání deformačních chování na povrchu a přilehlých objektech.

Již dnes je ovšem možné konstatovat, že i za přispění kanceláře geotechnického monitoringu se podařilo úspěšně provést ražby a hloubení podzemních prostor budovaného výtahu bez větších problémů, při minimalizaci ovlivnění zástavby v centru hlavního města. Spolehlivě a optimálně se podařilo zvládnout několik složitých situací, vzhledem k náročnosti projektu ve stísněných prostorech v centru Prahy. Doufejme, že úsilí profesionálního týmu, složeného z více subjektů, bude pečetěno v podobě zdařilého díla.

Příspěvek vznikl s přispěním Grantové agentury ČR při řešení úkolu č. 103/09/2016 a v rámci programu vědy a výzkumu České republiky v rámci řešení projektu č. P61/2008 zaregistrovaných u společnosti ARCADIS Geotechnika a. s.

**ING. RADEK BERNARD, bernard@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.**

Recenzoval: doc. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc.

surrounding buildings to a minimum extent [6].

Compared to the results of measurements conducted during the excavation of the three-span metro station and running tunnels at the beginning of the 1980s, the currently achieved absolute values of deformations measured on the surface are significantly lower. In terms of safety in the centre of the city, the response measured on the surface is the most important. It follows from the technical paper [3] that the majority of absolute settlement values measured on levelling points installed on the circumference of Holy Trinity Church reached 50 to 70mm at that time, during the course of the underground excavation. The maximum deformations of this building measured during the shaft sinking and subsequent gallery excavation operations in 2010 did not exceed 5mm. This is a proof that all structural elements were being stabilised very well during the construction. The maximum settlement of a building which has been measured till now did not exceed 11mm (building 07), whilst the most affected surface point on the pit bank of shaft Š1 has undergone an absolute change smaller than 14mm, which is roughly one quarter of surface deformation experienced during the much larger excavation of the metro station and running tunnels.

CONCLUSION

Despite the fact that the monitoring of the construction described in this paper had not been completely finished before the end of 2010, the most important part of this complex construction, the complete development of underground spaces provided with a primary lining has been reliably finished. The final lining structures in the galleries and shafts were being completed when the final touches to this paper were made. Other important work operations will be performed during the period to follow (installation of lifts, surface finishes, installation of suspended ceilings and equipment) with the aim of opening the barrier-free access to pedestrian traffic in May 2011. GTM service provider's employees will conduct less numerous check measurements and monitoring even during these operations, first of all during the period of the deformational behaviour of the surface and the adjacent buildings fading away.

Nevertheless, it is already now possible to state that it was also owing to the contribution of the geotechnical monitoring office that the shafts were sunk and underground spaces for the lifts excavated with success, without significant problems, with the impact on buildings in the centre of the capital minimised. Several complicated situations which originated in the constrained conditions in the centre of Prague were coped with in a reliable and optimal way. Let us hope that the efforts of the professional team consisting of several subjects will be rewarded by successful completion of the works.

The paper has originated with the contribution of the Grant Agency of the CR to the project No. 103/09/2016 and within the framework of the scientific and research programme of the Czech Mining Agency solving the project No. P61/2008, registered at ARCADIS Geotechnika a. s.

**ING. RADEK BERNARD, bernard@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Šíma, J., Zdražila, T. (2010) Stavba výtahu do stanice metra Národní třída. *Tunel* 3/2010, ISSN 1211 – 0728, Prominecon Group.
- [2] Verner, J. (1972) Praha Národní třída – PRIOR, ZZ o doplňujícím IG průzkumu na staveništi. *Stavební Geologie*, n. p. 1972.
- [3] Zlámal, J., Zadinová, V. (1983) *Sledování změn v okolí stanice Národní třída v průběhu výstavby* In Podzemní stavby 1983. Sborník příspěvků, s. 91–96.
- [4] Mára, J. a kol. *Výtah ze stanice metra Národní – Ražba a primární ostění*. Projekt RDS Metroprojekt 10/2009.
- [5] Bernard, R. *Projekt geotechnického monitoringu stanice metra Národní. Dopady výstavby COPA Centra, oprava stanice a vybudování výtahu*. ARCADIS Geotechnika 02/2010.
- [6] Bernard, R. *Zpráva č. 8 geotechnického monitoringu za září 2010, ukončení I. etapy, stanice metra Národní. Dopady výstavby COPA Centra, oprava stanice a vybudování výtahu*. ARCADIS Geotechnika 10/2010.

TUNEL OLBRAMOVICE – SEIZMICKÉ EXPERIMENTÁLNÍ MĚŘENÍ V BLÍZKÉ ZÓNĚ

OLBRAMOVICE TUNNEL – EXPERIMENTAL SEISMIC MEASUREMENTS IN A NEAR ZONE

ZDENĚK KALÁB, MARTIN STOLÁRIK, RADOVAN KUKUTSCH, JAKUB NĚMEČEK

ÚVOD

Olbramovický tunel budovaného IV. železničního koridoru je součástí transevropské železniční magistraly E55 vymezené na našem území trasou Děčín státní hranice – Praha – České Budějovice – Horní Dvořiště státní hranice. Tento železniční tunel je budovaný Novou rakouskou tunelovací metodou, jejíž součástí je také rozpojování hornin za pomoci trhacích prací. V průběhu výstavby bylo na tunelu provedeno Ústavem geoniky, AVČR, v. v. i., unikátní experimentální seizmické měření odezvy trhací práce prováděné v opěři. Senzory kmitání byly umístěny na počevě horní lávky v tzv. blízké zóně, tj. první metry až první desítky metrů od čelby. V příspěvku jsou představeny výsledky tohoto experimentálního seizmologického měření, které bylo realizováno jako součást rozsáhlejšího výzkumu odezvy trhacích prací v blízké zóně na mělce vedených tunelech.

Tento výzkum je realizován v rámci projektu Grantové agentury České republiky 105/09/1415, jehož hlavním vědeckým cílem je studium seizmických účinků trhacích prací, a případně účinků další technické seizmicity, které vznikají v malých vzdálenostech od zdroje vibrací při ražbě mělkých podzemních děl. Nutnost poznání těchto vibračních projevů dokládá například vedení ražených kolektorů nebo městských a příměstských tunelů v zastavěných územích. Je známo, že v nepříznivých podmínkách může docházet až k poškození stavebních objektů nad vedenými díly, a to nejen následkem poklesů povrchu. Výzkum v rámci uvedeného projektu má doplnit stávající informace o seizmických projevech, a to především v nejkratších vzdálenostech od zdroje vibrací. V rámci řešeného projektu byl již zpracován rozsáhlý soubor seizmických dat z tunelu Klimkovice a byla také realizována seizmická měření na tunelech Slivenec a Jablunkov zaměřená na útlum vibrací v blízké zóně [1]. Zajímavé výsledky poskytlo měření, které se zabývalo problematikou ustavení a uchycení senzorů kmitání [2]. Součástí projektu je i matematické modelování vyvolaných vibrací. Byly sestaveny numerické modely zjednodušených reálných situací, a to v programovém systému Plaxis 2D s využitím dynamického modulu [3]. Zahájeny byly práce na realizaci 3D numerického modelu softwarem CAESAR.

Výsledek řešeného projektu má charakter základního výzkumu a k nejvýznamnějším poznatkům budou patřit numerické modely různých situací, které mohou nastat, a výzkum správné metodiky měření vyvolaných vibrací v malých vzdálenostech. Z analýzy souboru měření a parametrických výpočtů pro vedení mělkých důlních děl budou následně vyvozena doporučení pro měření a interpretace seizmických účinků technické seizmicity v malých vzdálenostech. Provedená měření a výpočty odezvy přispějí k prohloubení obecných poznatků o chování konstrukcí a staveb vystavených dynamickému zatížení technickou seizmicitou.

Problematické měření a interpretace vibrací vzniklých v malých vzdálenostech při ražbě mělkých tunelů je věnována velká pozornost nejen u nás, ale i v zahraničí, a to především v zastavěných oblastech [4]. Zvláštní pozornost je věnována také vlivu vibrací na zařízení citlivá na otřesy [5].

INTRODUCTION

The Olbramovice tunnel on the railway corridor IV being under construction is part of the trans-European priority railway axis E55, delineated in the Czech Republic by the route running between Děčín state border – Prague – České Budějovice – Horní Dvořiště state border. This railway tunnel is being built using the New Austrian Tunnelling Method, the part of which is the drill and blast technique. The Institute of Geonics AS CR, v.v.i. conducted unique experimental seismic measurements during the course of the construction, which were focused on responses to blasting operations during the bench excavation. Vibration sensors were installed on the bottom of the upper bench, in the so-called near zone, i.e. at the distance of initial metres up to first ten meters from the excavation face. The paper introduces results of this experimental seismic measurement, which was carried out as a part of a wider-ranging research into the response to blasting operations in the near zone at shallow tunnels.

This research is conducted within the framework of the Grant Agency of the CR's project No. 105/09/1415, the main scientific objective of which is to study seismic effects of blasting operations and, if applicable, effects of other technical seismicity, originating at small distances from the vibration source during the course of near-surface tunnel excavation. The necessity for understanding these manifestations of vibration follows, for instance, from routes of mined utility tunnels or urban and suburban tunnels running under developed areas. It is well known that damage may even be caused to buildings found above the tunnel excavation, in the case of unfavourable conditions, not only due to the subsidence of the ground surface. The research conducted within the framework of the above-mentioned project is intended to complement existing information on seismic manifestations, first of all those that appear at the closest distances from the vibration source. An extensive set of seismic data collected from the Klimkovice tunnel has already been processed within the framework of the project being solved. In addition, seismic measurements focused on attenuation of vibrations in a near zone [1] were conducted at the Slivenec and Jablunkov tunnels. Interesting results were obtained by measurements dealing with problems of installing and fixing vibration sensors [2]. Even the mathematical modeling of induced vibrations is part of the project. Numerical models of simplified realistic situations were developed by means of the Plaxis 2D software, using the dynamic module [3]. The work on the 3D implementation of the numerical module using the CAESAR software has commenced.

The result of the project being solved has the character of basic research. Numerical models of various situations which may be encountered and the research into a correct methodology of measurements of vibrations induced at small distances will belong among the most important findings. Recommendations for measuring and interpreting seismic effects of

VIBRACE VYVOLANÉ Odstřelem TRHAVIN

Zatížení stavebních konstrukcí vibracemi vyvolanými odstřelem trhavin se nejčastěji posuzuje podle maximální amplitudy rychlosti kmitání částic V_{max} a frekvence převládajících kmitů. K predikování této rychlosti je sestavován empirický vztah, který představuje závislost maximální amplitudy rychlosti kmitání částic na celkové velikosti nálože (nebo velikosti nálože odpálené v jednom časovém stupni) Q a vzdálenosti l . Pro stanovení maximálních hodnot rychlosti kmitání v dostatečné vzdálenosti od zdroje vibrací se používá empirická závislost, často nazývaná Langeforsův vztah. Vztah se uvádí v obecném tvaru

$$V_{max} = K \cdot Q^m \cdot l^{-n},$$

kde V_{max} – maximální rychlost kmitání [mm/s],
 Q – hmotnost nálože [kg],
 l – vzdálenost od místa provádění trhací práce [m],
 K , m a n jsou empirické parametry.

Empirické parametry jsou stanovovány z výsledků experimentálních měření a jsou závislé na geologické stavbě prostředí a vzdálenosti. Jsou známy lokality, kde tento vztah vykazuje velmi nízký koeficient korelace. Uvedený vztah se používá také v České republice, přičemž technická norma ČSN 73 0040 uvažuje $m=0,5$ a $n=1$. Vztah poté nabývá tvaru:

$$V_{max} = K \frac{\sqrt{Q}}{l}.$$

Z těchto empirických vztahů, které odrážejí útlum seizmických vln v geologickém prostředí, je možné odhadnout pro posuzované místo při známé vzdálenosti k místu provádění trhacích prací hmotnost nálože tak, aby maximální hodnoty jednotlivých složek rychlosti kmitání částic nepřesáhly mezní rychlosti kmitání [6]. Mezní rychlosti jsou definovány z přípustného zatížení stavební konstrukce.

Trhací práce produkují seizmické vlny se širokým spektrem frekvencí, které je závislé na vlastnostech rozpojovaného materiálu, vlastnostech trhaviny a technologii trhacích prací. Frekvenční spektrum seizmického záznamu trhací práce je dále významnou měrou ovlivněno prostředím, kterým se vlny šíří; s rostoucí vzdáleností jsou v horninovém masivu složky vyšších frekvencí rychleji tlumeny. Isaac [7] představil orientační graf závislosti frekvenčního rozsahu seizmického signálu na vzdálenosti od trhací práce. Z něho vyplývá, že zvláště v malých vzdálenostech od místa odstřelu je nezbytné, aby seizmický kanál měl co nejširší frekvenční rozsah (především do vyšších frekvencí), pokud chceme mít k dispozici nezkreslený záznam seizmického projevu. Frekvenční spektrum seizmických signálů vyvolaných blízkou trhací prací ve skalních a poloskalních horninách může obsahovat frekvence až 250 Hz. Vyšší frekvence



Obr. 1 Vrtání v opěří (Kukutsch)
 Fig. 1 Drilling into the bench (Kukutsch)

technical seismicity at small distances will be subsequently drawn from the analysis of the set of measurements and parametric calculations for underground structures built near the surface. The completed measurements and calculations of responses will contribute to deepening of general knowledge about the behaviour of structures and buildings exposed to dynamic loads induced by technical seismicity.

Problems of measurements and interpretation of vibrations originating at small distances during shallow tunnel excavation are paid great attention not only in the Czech Republic but also abroad, first of all in developed countries (e.g. [4]). Special attention is even devoted to the impact of vibrations on vibration-sensitive devices (e.g. [5]).

VIBRATIONS INDUCED BY FIRING EXPLOSIVES

Loads acting on building structures due to firing explosives are most frequently assessed according to the maximum amplitude of the particle vibration velocity V_{max} and the frequency of prevailing periods. An empirical relationship was developed for the prediction of this velocity. It represents the dependency of the maximum amplitude of the particle vibration velocity on the overall weight of the charge (or the weight of the charge per delay) Q and the distance l . The empirical relationship often called Lagefors' relationship is used for determining maximum values of the vibration velocity at a sufficient distance from the vibration source. This relationship is presented in a general form as follows:

$$V_{max} = K \cdot Q^m \cdot l^{-n},$$

where V_{max} – peak particle velocity [mm/s],
 Q – weight of charge [kg],
 l – distance from the blasting execution point [m],
 K , m and n are empirical parameters.

The empirical parameters are derived from results of experimental measurements; they depend on the geological structure of the environment and the distance. Locations are known where the correlation coefficient for this relationship is very low. The above-mentioned relationship is also used in the Czech Republic; the technical standard ČSN 73 0040 calculates with $m=0.5$ and $n=1$. Then the relationship assumes the following form:

$$V_{max} = K \frac{\sqrt{Q}}{l}.$$

Using these empirical relationships, reflecting the attenuation of seismic waves in an geological environment, it is possible to estimate the weight of charge for a particular location being assessed and the known distance from the point of the blasting guaranteeing that the peak values of individual components of particle velocity will not exceed particle velocity limits (e.g.[6]). The velocity limits are defined on the basis of admissible loads acting on the building structure.

Blasting operations produce seismic waves with a wide frequency spectrum, which depends on properties of the material being disintegrated, properties of the explosive and the blasting technique. The frequency spectrum in a seismic record of a blasting operation is further significantly affected by the environment which the waves propagate through; components of higher frequencies are more rapidly attenuated with the growing distance in the ground mass. Isaac [7] introduced a reference chart of dependencies of the frequency range of a seismic signal on the distance from the blasting point. It follows from the chart that, if we wish to have an undistorted seismic record, it is necessary for the frequency range of the seismic channel, especially in the cases of small distances from the

v záznamu mohou být navíc ovlivněny rezonancí struktur horninového masivu jejichž rozměry jsou srovnatelné s délkou vlny. To vše způsobuje, že uvedený vztah mezi velikostí maximální rychlosti kmitání, hmotností dílčí nálože a vzdáleností lze stanovit pouze přibližně s využitím statistických metod. Skutečné maximální vyvolané hodnoty rychlosti kmitání je nutno stanovit z monitorování. V řadě příkladů z odborné literatury vykazují naměřené hodnoty značný rozptyl.

Souhrnně lze konstatovat, že intenzita vyvolaných vibrací závisí na mnoha parametrech [8], a to především na způsobu generování vibrací, intenzitě vibrací (vyzářené vibrační energii), epicentrální vzdálenosti, příp. hloubce zdroje, stavbě masivu, jímž se seizmické vlny šíří, a lokální geologii v místě sledovaného projevu. Velká různorodost příčin ovlivňujících velikost seizmického projevu na povrchu je důvodem, proč nelze získat věrohodnější výsledky bez většího množství měření a proč nelze sestavit jednoduché závislosti, zvláště v malých vzdálenostech. V současnosti je nedílnou součástí posuzování vlivu technické seizmicity na objekty matematické modelování s využitím různých programových systémů [9], [10]. To umožňuje, pokud je možno sestavit dostatečně reprezentativní model horninového masivu, získat nejen informace o šíření vln v masivu, ale též o vyvolaném seizmickém projevu v místech, ve kterých nebylo realizováno měření.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O STAVBĚ

Úsek trati Votice – Benešov u Prahy, na kterém se nachází také Olbramovický tunel, byl zbudován kolem roku 1870 jako jednokolejný. Mezi Voticemi a Benešovem probíhaly po vzniku Československa práce na zdvoukolejnění tohoto úseku trati, ty však nebyly dokončeny a trať zde zůstala pouze jednokolejná. Na tomto úseku, který je dlouhý 18,3 km, je nyní v rámci stavby modernizace trati Votice – Benešov u Prahy plánováno zbudování celkem pěti tunelů: Votický, Olbramovický, Zahradnický, Tomický I a Tomický II. Votický tunel je hloubený z povrchu, zbylé čtyři tunely jsou ražené. Všechny tunely jsou projektovány dvojkolejně s návrhovou rychlostí 150 km/hod., respektive 160 km/hod. Zahradnický tunel je vzhledem ke své délce vybaven i únikovou štolou a šachtou. Výstavba byla zahájena v srpnu 2009, termín dokončení je plánován na prosinec 2013. V současnosti již probíhají práce na Votickém, Olbramovickém a Zahradnickém tunelu, na posledně jmenovaném se nejen razí tunel, ale hloubí se také úniková šachta. Na podzim roku 2010 se započala stavba také na Tomických tunelech.

Zájmové území patří do geomorfologické soustavy jihočeská vysočina, celku Benešovské pahorkatiny. Trasa Olbramovického tunelu je vedena přibližně ve směru jih-sever přes morfologický hřbet nazvaný U Martina s maximální výškou terénu 502 m n. m. Území se nachází při jihovýchodním okraji středočeského plutonu, v blízkosti výběžku moldanubika, a je budováno zejména paleozoickými vyvřelinami, hlubinnými a žilnými. Horniny jsou zde obecně velmi variabilní a jsou charakteristické značnou



Obr. 2 Senzory ViGeo na počvě tunelu Olbramovice (Kukutsch)
Fig. 2 ViGeo sensors on the Olbramovice tunnel bottom (Kukutsch)

blasting point, to be as wide as possible (first of all as far as higher frequencies are concerned). The frequency spectrum of seismic signals induced by close-distance blasting in rock and semi-rock may contain frequencies up to 250Hz. In addition, higher frequencies in the record may be affected by the resonance of the rock mass, the dimensions of which are comparable with the wave length. All of these effects cause that the above-mentioned relationship between the value of the peak particle velocity, the weight of a partial charge and the distance can be determined only approximately, using statistical methods. The actual peak particle velocities have to be determined by monitoring. Many examples contained in technical literature show significant spread of the measured values.

To sum up, it is possible to state that the intensity of blasting induced vibrations depends on many parameters (e.g. [8]), first of all on the manner of the vibration generation, vibration intensity (radiated vibration energy), the epicentral distance or the depth of the source, the structure of the ground mass which the seismic waves propagate through and the local geology in the location of the manifestation being monitored. The wide diversity of causes affecting the value of seismic manifestation on the ground surface is the reason why it is impossible to obtain more credible results without a significant quantity of measurements and why simple relationships cannot be derived, first of all for small distances. Mathematical modelling using various program systems (e.g. [9], [10]) is today an inseparable part of assessing the impact of technical seismicity on structures. Owing to the modelling it is possible, if a sufficiently representative rock mass model can be developed, to obtain information not only on the propagation of waves through the rock mass but also on the seismic manifestation induced in locations where no measurement was carried out.

BASIC INFORMATION ON THE PROJECT

The railway section between Votice and Benešov u Prahy, containing among other structures the Olbramovice tunnel, was built about 1870 as a single-track line. After the origination of Czechoslovakia, the work on doubling of the track between Votice and Benešov commenced but was not completed; the single-track line remained there. The construction of the following five tunnels is today planned for this 18.3km long section within the framework of the Modernisation of the Votice – Benešov u Prahy track project: the Votice, Olbramovice, Zahradnice, Tomice I and Tomice II tunnels. The Votice tunnel is constructed by the cut-and-cover technique, the remaining four tunnels are mined. All of the tunnels are designed as double-rail structures, with the design speed of 150km/h (or 160km/h). The Zahradnice tunnel is, with respect to its length, equipped with an escape gallery and escape shaft. The construction commenced in August 2009; the completion is planned for December 2013. The work on the Votice, Olbramovice and Zahradnice tunnels has already started; an escape gallery is being sunk in addition to the Zahradnice tunnel excavation. The autumn of 2010 even saw the commencement of the Tomice tunnels construction.

The area of operations comes under the geomorphological system of the South Bohemian Highland, the Benešov Upland unit. The Olbramovice tunnel route runs approximately in the south-north direction, crossing a geomorphological ridge called U Martina, with the maximum terrain altitude of 502m a.s.l. The area is found at the south-eastern edge of the Central Bohemian pluton, near a spur of the Moldanubik; it is formed mainly by Palaeozoic igneous rocks, of both plutonic and dike types. In general, rock types are very variable in this location. The characteristic feature of the rocks is significant petrographical variety. The rock types prevailing in the given area of operations are expected to be fine-grained dike granites and apli-

Tab. 1 Maximální složkové amplitudy rychlosti kmitání

Table 1 Maximum component amplitudes of vibration velocity

Vzdálenost Distance	Maximální amplituda rychlosti kmitání [mm.s ⁻¹] Maximum amplitude of vibration velocity [mm.s ⁻¹]			
	Složka vertikální Vertical component	Složka horizontální radiální Horizontal radial component	Složka horizontální transverzální Horizontal transverse component	Prostorová složka Spatial component
35	2,28	4,70	2,34	5,73
35	6,78	2,26	8,81	11,34
30	9,10	5,03	2,14	10,62
30	12,26	5,12	15,92	20,73
10	24,60	17,08	23,56	38,11
20	10,29	7,76	7,47	14,90
6,5	24,72	24,07	24,48	42,31
16,5	10,26	9,49	10,56	17,52
11	25,08	8,12	23,71	35,46
18	16,45	9,88	6,78	20,35
13,5	22,55	9,31	9,01	26,01
30	7,79	8,12	7,88	13,74
20	12,82	8,66	2,95	15,75
30	3,57	3,21	6,69	8,24

petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy by v daném zájmovém území měly být drobnozrnné žilné granity a aplity, v části území pak také porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedláčského typu. V průběhu výstavby tunelu byla však zastižena odlišná geologická stavba, než predikoval předešlý průzkum. Ražba probíhala převážně ve zvětralých a tektonicky porušených rulách s polohami aplitických žul a grafitických břidlic oproti předpokládaným granitoidům. Velmi často také docházelo ke skokové změně geologie.

Olbramovický tunel, na kterém probíhalo experimentální seizmické měření, má celkovou délku 480 m a byl navržen jako ražený podle zásad NRTM s hloubenými portálovými úseky. V současné době jsou veškeré zemní a razicí práce a práce spojené s primárním zajištěním ukončeny a probíhá budování sekundárního ostění tunelu. Více o konstrukčním řešení tunelu a samotné ražbě [11].

EXPERIMENTÁLNÍ SEIZMICKÉ MĚŘENÍ

Při razicích pracích na jádře tunelu Olbramovice (obr. 1), kdy byly k rozpojování hornin používány také trhací práce, bylo realizováno Ústavem geoniky AVČR, v. v. i., experimentální seizmologické měření. Měření bylo prováděno při trhacích pracích mezi staničením 220 a 245 se senzory nejdále na staničení 265. Jednalo se tedy o nejstabilnější úsek celé ražby, kdy se pevnost hornin pohybovala mezi třídami výrubu R3–R4 (ojedinele až R2) a ražba probíhala v NRTM 3. Cílem měření bylo sledovat útlum v nejbližší možné zóně od zdroje dynamického namáhání, tj. první metry od čelby. Platnost výše uvedeného empirického vztahu se uvádí pro odečty maximálních amplitud rychlosti kmitání v dostatečných vzdálenostech od zdroje, kde se již dají zanedbat menší lokální geologické nehomogenity, ve kterých je již vlnový obraz dostatečně čitelný (především lze sledovat nástup jednotlivých vlnových skupin). Z experimentálního měření je provedeno také posouzení závislosti maximálních složek rychlosti kmitání na vzdálenosti v blízké zóně.

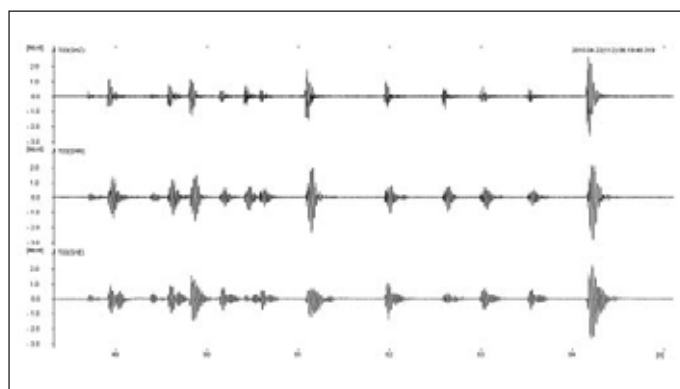
Na horní lávce raženého tunelu bylo realizováno celkem 14 měření ve vzdálenosti od 6,5 m do 35 m od čelby. Ve všech případech se jednalo o trhací práce s celkovou náloží do 25 kg, s vývrty vrtanými ve směru osy díla a se záběrem 2 m. Všechna měření byla prováděna dvěma seizmickými aparaturami Gaia2T se senzory ViGeo2 (obojí vyrábí firma Vistec Praha) (obr. 2). Aparatura Gaia 2T je tříkanálová seizmická stanice s dynamickým rozsahem 138 dBp-p s možností spouštěného i kontinuálního záznamu digitálních dat. Časová synchronizace je zajištěna pomocí modulu GPS, záznam dat se provádí na CompactFlash disk. K měření byly zvoleny třísložkové senzory

tes; porphyritic, medium-grained amphibol-biotitic granites and porphyritic, medium-grained biotitic granites containing Sedláč-type amphibolite. However, the geological structure which was encountered during the course of the tunnel excavation deviated from the structure predicted by the previous survey. The excavation mainly passed through weathered and tectonically disturbed gneiss interbedded with aplitic granites and graphitic schist, as opposed to the predicted granitoids. In addition, abrupt changes in the geology were encountered very frequently.

The Olbramovice tunnel, on which the experimental seismic measurements were conducted, is 480m long. It was designed as a mined structure (driven using the NATM) with cut-and-cover portal sections. Till now all groundwork and mining operations, as well as operations associated with the primary support, have been finished and the final tunnel lining is under construction. For more details on the structural design and the tunnel excavation itself see [11].

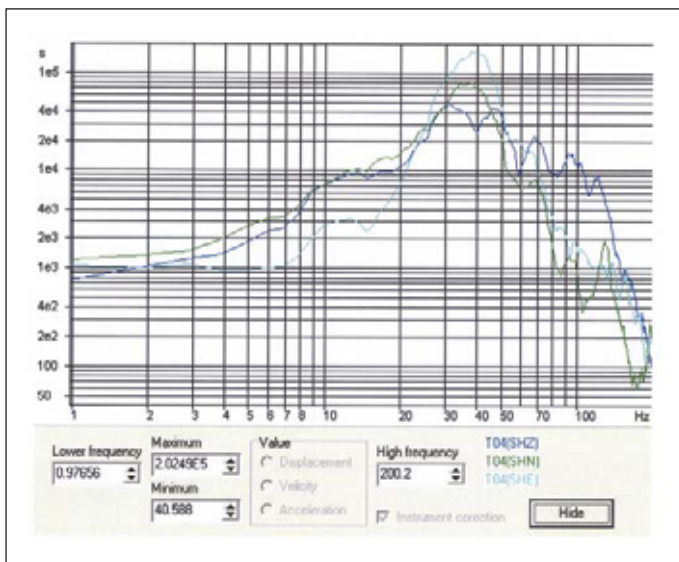
EXPERIMENTAL SEISMIC MEASUREMENTS

Experimental seismic measurements were carried out by the Institute of Geonics AS CR, v.v.i. during the course of the excavation of the bench of the Olbramovice tunnel (see Fig. 1), where rock was disintegrated, among other methods, by blasting. The measurements were carried out during blasting operations between tunnel chainages 220.0 and 245.0m, with the most distant sensors installed at chainage 265.0m. The given section was the most stable of the excavation, where the rock strength varied between excavation classes R3-R4 (sporadically up to R2) and the excavation was performed in the rock categorised as NATM excavation support class 3. The objective of the measurements was to observe the rate of attenuation in the zone at the closest possible distance from the source of dynamic loading, i.e. at initial metres from the excavation face. The above-mentioned empirical relationship is stated to be applicable to maximum amplitudes of vibration velocity measured at a sufficient distance from the source, where minor local geological inhomogeneities can be disregarded and the wave pattern starts to be sufficiently readable (first of all it is possible to follow the beginning of individual wave groups). In addition, the experimental measurements provided the basis for assessing



Obr. 3 Příklad vlnového obrazu záznamu trhací práce (Stolárik)

Fig. 3 Example of a wave pattern derived from a blasting operation record (Stolárik)

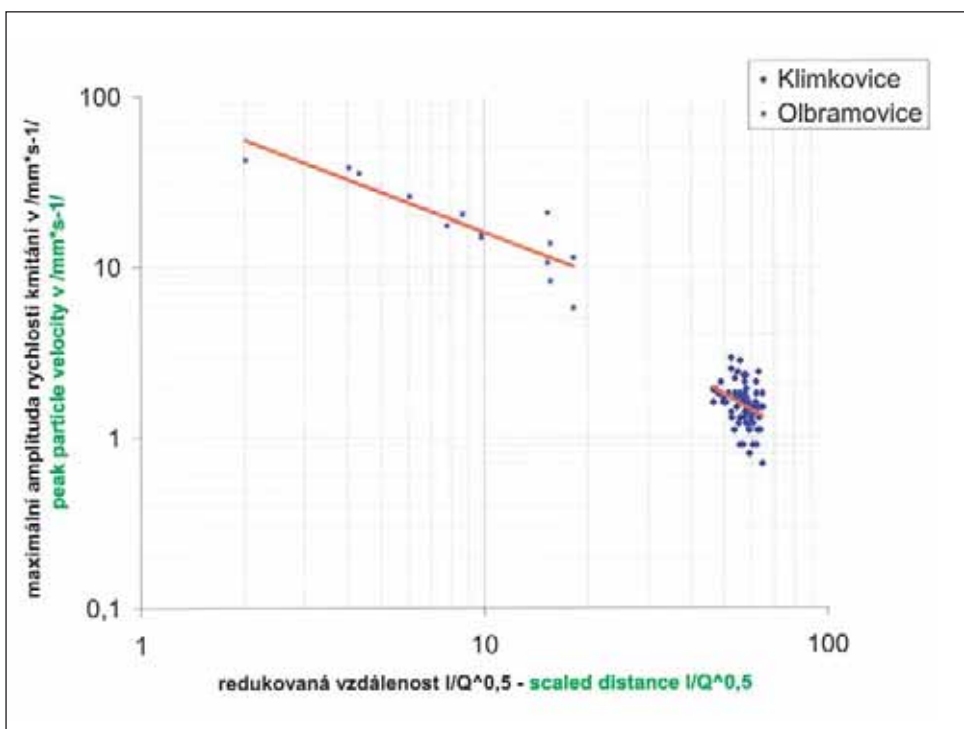


Obr. 4 Příklad frekvenčního spektra záznamu trhavé práce (Stolárik)
Fig. 4 Example of a frequency spectrum derived from a blasting operation record (Stolárik)

ViGeo 2. Výhodou těchto senzorů je široký frekvenční rozsah, tj. od vlastní frekvence 2 Hz až do 200 Hz, a jejich větší hmotnost, což umožňuje stabilnější usazení. Horizontální osy senzorů byly orientovány podél a napříč vedení tunelu, třetí osa je svislá. Záznamové parametry byly pro tato měření nastaveny na maximální vzorkovací frekvenci – 500 Hz/kanál (24bitový A/D převodník), tj. dynamický rozsah 126 dB. K získání informace o maximálním projevu v místě měření byla dopočítána také prostorová složka kmitání.

Výsledky měření z pohledu odečetů maximálních amplitud rychlosti kmitání na jednotlivých záznamech jsou uvedeny v tabulce 1.

Příklad záznamu vlnového obrazu naměřeného v tunelu je uveden na obr. 3. Na tomto obrázku jsou shora dolů zobrazeny složky vertikální /Z/, dále složka horizontální radiální /N/ a transverzální /E/,



Obr. 5 Konfrontace empirických závislostí redukové vzdálenosti a maximální amplitudy rychlosti kmitání získané pro tunely Klimkovice a Olbramovice (Stolárik)
Fig. 5 Confrontation of empirical dependences of a reduced distance and the maximum amplitude of vibration velocity obtained for the Klimkovice and Olbramovice tunnels (Stolárik)

the dependence of the maximum components of the vibration velocity on the distance within the close zone.

A total of 14 measurements were conducted on the upper bench of the mined tunnel, at the distance from the excavation face ranging from 6.5m to 35m. In all of the cases the total charge did not exceed 25kg, the blast holes were drilled in the direction of the tunnel longitudinal axis and the excavation round was 2m long. All measurements were carried out using two seismic Gaia2T seismic apparatuses with ViGeo2 sensors (both produced by Vistec Praha) (see Fig. 2). Gaia 2T apparatus is a three-channel seismic station with the dynamic range of 138dBp-p with the option of both triggered and continual data recording. Time synchronisation is provided by means of a GPS module, data is recorded on CompactFlash disks. ViGeo 2 three-component sensors were chosen for the measurements. The merit of these sensors is the wide frequency range, starting from the eigenfrequency of 2Hz up to 200Hz, and the greater weight, which makes more stable fixing possible. Horizontal axes of the sensors were oriented alongside and transversely to the tunnel alignment; the third axis was vertical. Recording parameters for these measurements were set at the maximum sampling rate of 500Hz per channel (a 24-bit A/D transducer), which means the dynamic range of 126dB. The spatial component of the vibration was calculated additionally for the purpose of obtaining information on the maximum value at the measurement point.

The measurement results viewed from the aspect of readings of maximum amplitudes of the vibration velocity are presented for individual records in Table 1.

An example of the wave pattern measured in the tunnel is presented in Figure 3. This picture shows, in a top-down sequence, vertical components /Z/, horizontal radial components /N/ and horizontal transverse components /E/; the horizontal axis is for the time in seconds (the axes are on identical amplitude scales and time scales). The processing SW does not allow conversion of the vibration amplitude values to physical units [$\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$], therefore vertical axes are plotted in the pictures at quantisation levels [cnt]. The record clearly shows the division of the blasting operation into individual delays on all of the three axes; the vibrations induced by the blasting are nearly completely attenuated after the individual blasting stages, therefore the seismic effects of individual subsequent stages are not summed up. The length of a record corresponds to the range of time of a blasting operation, being about 5 seconds. An example of a frequency spectrum pertaining to the particular record is shown in the following Figure 4. The frequencies prevailing in the records are found in all spectrums within the range of 30 – 50Hz. It is possible to identify wide marked peaks within the above-mentioned range. It is also possible to see, especially in the record of the vertical component, less pronounced peaks of higher frequencies, i.e. 60 – 70Hz and around 90Hz.

The records obtained from individual blasting events are very similar to one another both in the time-related and spectral field. This fact leads us to the conclusion that the data from the completed measurements can be used for developing the empirical relationship discussed above. Pronounced changes in the recorded



Obr. 6 Olbramovický portál (Kukutsch)
Fig. 6 The Olbramovice portal (Kukutsch)

vodorovná osa je čas v sekundách (osy jsou ve stejném amplitudovém i časovém měřítku). Zpracovatelský SW neumožňuje přepočtení hodnot amplitud kmitání na fyzikální jednotky [$\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$], proto jsou v obrázcích svislé osy vyneseny v kvantovacích úrovních [cnt]. Na záznamu je na všech třech osách zřetelně vidět časování trhací práce do jednotlivých časových stupňů, vyvolané vibrace jsou po odstřelech jednotlivých stupňů téměř utlumeny, a nedochází tudíž ke sčítání seizmického efektu po sobě jdoucích časových stupňů. Délka celého záznamu odpovídá časovému rozsahu prováděné trhací práce a je cca 5 s. Příklad frekvenčního spektra k danému záznamu je na následujícím obr. 4. Převládající frekvence v záznamech se ve všech spektrech nacházejí v rozmezí 30–50 Hz. Ve spektrech lze identifikovat široké výrazné píky s uvedeným rozsahem. Zvláště na záznamu svislé složky lze pozorovat také méně výrazné píky na vyšších frekvencích, tj. 60–70 Hz a též okolo 90 Hz.

Získané záznamy z jednotlivých odstřelů jsou si navzájem velmi podobné, a to v časové i spektrální oblasti. To nás vede k závěru, že data z realizovaného měření je možno použít k sestavení výše diskutovaného empirického vztahu. Výrazné změny v zaznamenaných datech by zřejmě ukazovaly na významné změny v lokální geologii či registraci různých typů vln.

K zobrazení Langeforsova empirického vztahu jsou použity na vodorovné ose místo vzdálenosti tzv. redukováné vzdálenosti ($l/\sqrt{Q}$). Tato forma zobrazení umožňuje přímo zohlednit velikost nálože, a tudíž jednodušší grafické vyjádření diskutovaného vztahu. Získaná závislost hodnot maximálních prostorových složek kmitání na redukováné vzdálenosti je představena na obr. 5. Zde je vidět, že závislost je v tomto zobrazení lineární a že je velmi těsná (koeficient korelace pro zobrazená data je 0,88). Tato skutečnost je zřejmě důsledek monotónní geologické stavby (z pohledu šíření seizmických vln masivem) v místě měření. Výjimečnost získaného vztahu je v tom, že křivka začíná již na hodnotě redukováné vzdálenosti $2 \text{ m}\cdot\text{kg}^{-0.5}$ (to umožnilo měření seizmických účinků ve velmi malé vzdálenosti od „těžiště trhací práce“).

Pro porovnání získaných dat z měření na tunelu Olbramovice je v obr. 5 vyneseno dříve zpracovaný soubor dat ze seizmologických měření, pořízený v průběhu rutinního monitoringu odezvy trhacích prací realizovaných během výstavby tunelu Klimkovice. Tento soubor dat obsahuje celkem 69 hodnot maximálních amplitud rychlosti kmitání (prostorovou složku) pořízených ve vzdálenosti 40 až 80 m od zdroje kmitání. Je zřejmé, že větší vzdálenosti a složitější geologická stavba (projevující se například identifikací řady sekundárních vln na záznamech) má za následek podstatně volnější závislost.



Obr. 7 Razičské práce na kalotě (Kukutsch)
Fig. 7 Top heading excavation (Kukutsch)

data would probably be indicative of significant changes in local geology or registration of various wave types.

The Langefors' relationship is depicted using the so-called reduced distances ($l/\sqrt{Q}$) instead of distances plotted on the horizontal axis. This form of depicting makes taking the weight of the charge directly into consideration possible, therefore the graphical presentation of the relationship being discussed is simpler. The resultant dependence of values of maximum spatial components of vibration on the reduced distance is presented in Figure 5. It can be seen in the picture that the dependence is linear in this representation and that it is very close (the correlation coefficient for the depicted data is 0.88). This fact is probably the result of the monotonous geological structure (in terms of the propagation of seismic waves through ground mass) in the measurement location. The exceptional character of the obtained relationship is the fact that the curve starts as early as at the reduced distance value of $2 \text{ m}\cdot\text{kg}^{-0.5}$ (owing to this fact measuring of seismic effects was possible at a very small distance from the centre of the blasting operation).

The set of data prepared previously from seismic measurements measurements, which was gathered during the course of routine monitoring of the response to blasting carried out during the course of the Klimkovice tunnel excavation, is plotted in Figure 5 for the purpose of comparing it with the data obtained by measurements on the Olbramovice tunnel. This data set contains the total of 69 values of maximum amplitudes of vibration velocities (the spatial component) measured at the distance of 40 to 80m from the vibration source. It is obvious that the greater distances and more complicated geological structure (manifesting itself, for instance, by the identification of a number of secondary waves in the records) result in a substantially looser dependence.

ZÁVĚR

Příspěvek se zabývá představením výsledků seizmologického experimentálního měření realizovaného na tunelu Olbramovice. Takováto měření vyvolaného kmitání, zvláště pokud jsou používány při ražbě trhací práce, bývají nedílnou součástí geotechnického monitoringu při výstavbě tunelů. Specifikum představeného měření je umístění senzorů v malých vzdálenostech od zdroje kmitání (v tzv. blízké zóně). V našem případě byl nejbližší senzor umístěn jen 6,5 m od zdroje. Získaná empirická závislost je lineární a velmi těsná, což zřejmě souvisí s jednotnou technologií provádění trhacích prací a též jednoduchou geologií v místě měření. Získaná závislost ukazuje, že v dané lokalitě lze predikovat velikosti maximálních amplitud kmitání vyvolaných odstřelem trhavin i ve velmi malých vzdálenostech.

Predikce maximálních hodnot rychlostí kmitání, které jsou vyvolány při ražbě tunelu, je významná pro správné otestování numerických modelů posuzujících chování ostění tunelu ve stavu dynamického namáhání. Získané výsledky představeného experimentálního měření umožňují zpřesnit výsledky modelů v malých vzdálenostech na základě reálných dat. Výsledky měření také dokumentují, že v malých vzdálenostech od zdroje vibrací jsou po odstřelu indukovány poměrně vysoké hodnoty maximálních amplitud kmitání. Tuto skutečnost je nutno vzít do úvahy zvláště v lokalitách, v nichž můžeme následkem vibrací očekávat ztrátu stability raženého díla.

Tento příspěvek byl zpracován při řešení projektu GAČR 105/09/1415 „Studium seizmických projevů trhacích prací a dalších vibrací v blízké zóně vyvolaných při ražbě mělkých podzemních děl“.

PROF. RNDr. ZDENĚK KALÁB, CSc., *kalab@ugn.cas.cz,*
ING. MARTIN STOLÁRIK, *stolarik.martin@seznam.cz,*
ING. RADOVAN KUKUTSCH, Ph.D., *radovan.kukutsch@ugn.cas.cz,*
ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i. Ostrava,
ING. JAKUB NĚMEČEK, *jnemecek@subterra.cz,*
SUBTERRA, a. s.

Recenzoval: Ing. Vladimír Prajzler

CONCLUSION

The objective of this paper is to introduce results of experimental seismic measurements carried out on the Olbramovice tunnel. Such the measurements of induced vibration, especially if blasting is used during the tunnel excavation, are usually inseparable part of geotechnical monitoring during the course of the tunnel construction. A specific feature of the above introduced measurements is the location of the installation of sensors at small distances from the vibration source (within the so-called close zone). In our case, the closest sensor was installed at the distance of only 6.5m from the source. The empirical dependence derived from the measurements is linear and very tight, which is probably a result of the unified blasting technology and the simple geology encountered in the measurement location. The derived dependence shows that the value of maximum amplitudes of blasting induced vibrations can be predicted even at very small distances in the given location.

The prediction of maximum values of velocity of vibration induced during the course of tunnel excavation is important for correct testing of numerical models designed to assess the behaviour of a tunnel lining under dynamic loading. Owing to the results obtained by the experimental measurement introduced in this paper, it is possible to refine results of models for small distances on the basis of realistic data. In addition, the measurement results show that relatively high values of the maximum amplitudes of vibration are induced at small distances from the vibration source. This fact has to be taken into consideration especially in the locations where we can expect a loss of stability of the excavated opening due to vibrations.

This paper was prepared within the framework of the solution of the Czech Science Foundation project No. 105/09/1415 „Study into seismic manifestations of blasting and other vibrations in a close zone, induced during the excavation of near-surface underground workings“.

PROF. RNDr. ZDENĚK KALÁB, CSc., *kalab@ugn.cas.cz,*
ING. MARTIN STOLÁRIK, *stolarik.martin@seznam.cz,*
ING. RADOVAN KUKUTSCH, Ph.D., *radovan.kukutsch@ugn.cas.cz,*
ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i. Ostrava,
ING. JAKUB NĚMEČEK, *jnemecek@subterra.cz,*
SUBTERRA, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Stolárik, M., Kaláb, Z. *Seismological measurement: effect in small distances*. Proceedings of World Tunnel Congress 2009, s. 433–434, Budapest 2009.
- [2] Stolárik, M. Experimentální seizmologické měření v tunelu – vliv uchycení senzoru na kvalitu záznamu. *Geotechnika* 3/2010, s. 24–28.
- [3] Stolárik, M. Modeling of vibration effect within small distances. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 2008, Vol. 5, No. 2 (150), s. 137–146.
- [4] QIU Wen-ge, Gong Lun, Zhang Jun-ru, Hu Hui *Study on vibration influence on existed tunnel by blasting construction of underpass diversion tunnel in short distance*. Proceedings of World Tunnel Congress 2008 – Underground Facilities for Better Environment and Safety, s. 1139–1147, India 2008.
- [5] Tobita, J., Fukuwa, N. Ground vibration caused by tunnel construction and its effect on an electron microscope, *JAABE*, Vol. 8, No. 1, s. 267–273, Tokyo 2009.
- [6] Holmberg, R. ed. *Explosives & Blasting technique*. Proceedings of the 1st World Conference on Explosives and Blasting Techniques. Rotterdam/Brookfield : A. A. Balkema, 452 p.
- [7] Isaac, I. D. *Effects of constructional vibrations upon an urban environment*. In: Earthquake, blast and impacts: Measurements and effects of vibration, Elsevier Applied Science 1991, s. 442–462.
- [8] Kaláb, Z. Impact of seismicity on surface in mining affected areas: General description. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, Vol. 1 (133), p. 35–39, Prague 2004.
- [9] Park, B.-K. et al. A numerical method for estimating blast-induced vibration using particle velocity measurement. In: Konečný, Pa. (ed): EUROCK 2005 – Impact of Human Activity on the Geological Environment Leiden : A. A. Balkema Publisher, 2005, s. 433–439.
- [10] Sakai, R., Ohtsu, H., Ohnishi, Y., Yasuda, T. Study on the maintenance model of the tunnel structure using stochastic process. In: Konečný, Pa. (ed): EUROCK 2005 – Impact of Human Activity on the Geological Environment, Leiden : A. A. Balkema Publisher, s. 511–516. [11] Šponar, R., Kossler, M. Ražba tunelů na dopravní stavbě Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy, *Tunel* 3/2010, s. 14–21.

FOTOREPORTÁŽ ZE STAVBY PRODLOUŽENÍ TRASY A PRAŽSKÉHO METRA Z DEJVIC DO MOTOLA PICTURE REPORT FROM THE PRAGUE METRO LINE A EXTENSION FROM DEJVICE TO MOTOL



Obr. 1 Přístupový tunel Kateřina na Vypichu
Fig. 1 The Kateřina access tunnel in the area of Vypich



Obr. 2 Ražba dvojkoľejného tunelu směrem ke stanici Motol
Fig. 2 Excavation the double-track tunnel toward Motol station



Obr. 3 Zařízení staveniště u stanice Motol
Fig. 3 Station Motol construction site



Obr. 4 Hloubení jámy E2 u stanice Veleslavín
Fig. 4 Excavation of construction pit E2 at Veleslavín station



Obr. 5 Portál přístupového tunelu do stanice Červený vrch
Fig. 5 Driven portal of the access tunnel to Červený Vrch station



Obr. 6 Ražba přístupového tunelu do stanice Červený vrch
Fig. 6 Excavation of the access tunnel to Červený vrch station



Obr. 7 Ražba přístupového tunelu do stanice Petřiny
Fig. 7 Excavation of the access tunnel to Petřiny station



Obr. 8 Dno startovací šachty pro razičí štít
Fig. 8 Bottom of the shield launching shaft



Obr. 9 Montáž štítu ve startovací šachtě
Fig. 9 Shield assembly in the launching shaft



Obr. 10 První štít po spuštění do startovací šachty
Fig. 10 The first shield after lowering to the launching shaft



Obr. 11 Montáž technologií pro razičí štít na Vypichu
Fig. 11 Installation of services for shields in the area of Vypich

FOTOREPORTÁŽ ŽELEZNIČNÍ TUNELY NA TRATI VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

PICTURE REPORT ON TUNNELS ON VOTICE – BENEŠOV U PRAHY RAIL LINE



Obr. 1 Votický tunel – stavební jáma hloubky až 19 m
Fig. 1 Votice tunnel – construction trench up to 19m deep



Obr. 2 Votický tunel – samonosná výztuž rozepřená o boky jámy
Fig. 2 Votice tunnel – self-supporting reinforcement braced against the trench sides



Obr. 3 Votický tunel – speciální bednění horní klenby
Fig. 3 Votice tunnel – special formwork for the upper vault



Obr. 4 Olbramovický tunel – výztuž a bednění hloubeného úseku
Fig. 4 Olbramovice tunnel – reinforcement and formwork in the cut-and-cover section



Obr. 5 Olbramovický tunel – úprava čela bednění pro vnitřní těsnicí pás
Fig. 5 Olbramovice tunnel – formwork stop-end design for the internal waterstop



Obr. 6 Olbramovický tunel – výztuž výklenků v jinak nevyztuženém úseku
Fig. 6 Olbramovice tunnel – reinforcement for recesses in an otherwise non-reinforced tunnel section



Obr. 7 Zahradnický tunel – bednicí vůz únikové štolky na dně šachty
Fig. 7 Zahradnice tunnel – travelling shutter for the escape gallery at the shaft bottom



Obr. 8 Zahradnický tunel – definitivní ostění únikové šachty
Fig. 8 Zahradnice tunnel – final lining of escape shaft



Obr. 9 Tomický I. tunel – stavební jáma vjezdového portálu
Fig. 9 Tomice I. tunnel – construction pit for entrance portal



Obr. 10 Tomický I. tunel – geologické poměry na čelbě a montáž sítě
Fig. 10 Tomice I. tunnel – geological conditions at the heading; installation of steel mesh



Obr. 11 Tomický II. tunel – výjezdový portál před zahájením ražby
Fig. 11 Tomice II. tunnel – entrance portal before the comment of tunnelling



Obr. 12 Tomický II. tunel – první metry ražby
Fig. 12 Tomice II. tunnel – initial metres of tunnel excavation

Foto 1–6 a 9–12 Libor Mařík
Photos 1–6 a 9–12 Libor Mařík
Foto 7–8 Radim Šponar
Photos 7–8 Radim Šponar

Geotechnický průzkum a monitoring podzemních staveb

Inženýrskogeologické a hydrogeologické
průzkumy

- liniové stavby
- inženýrské stavby
- podzemní stavby

Geotechnika

- polní a laboratorní zkoušky
- geotechnické posudky
- stabilita svahů
- sedání podloží
- diagnostika staveb
- stavebně technické průzkumy
- pasportizace staveb

Monitoring podzemních staveb

- vedení geotechnického monitoringu
- geologické sledování a dokumentace ražeb
- bezpečnostní měření (konvergence a extenzometrie)
- měření a sledování povrchu a nadzemní zástavby
- geoelektrické korozní měření
- monitoring hluku při výstavbě



„ krize středních let se nás nedotkla “

1966 > 2011



PUDIS a.s.
Nad Vodovodem 2/3258,
100 31 Praha 10
tel.: +420 274 776 645
www.pudis.cz
e-mail: info@pudis.cz





Na společné cestě

Díky širokému portfoliu činností zvládne společnost **EUROVIA CS** zakázky pro řadu větších či menších zadavatelů z oblasti veřejného i soukromého sektoru.

Skupina **EUROVIA CS** se kromě silničních a železničních staveb věnuje také revitalizaci památkových center, realizaci městských komunikací, tramvajových tratí či sportovních areálů. Do jejího portfolia služeb patří také realizace hloubených tunelů. **EUROVIA CS** provádí stavbu propojení Strahovského tunelu a tunelu Blanka v Praze.

Pozemní stavby

Surface
Construction

Železniční stavby

Railway
Construction

Podzemní stavby

Underground
Construction

Královopolský tunel, VMD Brno



Královo Pole tunnel, Brno ring road

Železniční tunel Olbramovice



Olbramovice railway tunnel

Cholupický tunel,
Silniční okruh kolem Prahy



Cholupice tunnel, Prague ring road

Kolektor Václavské náměstí -
trasa C, Praha



Utility collector tunnel on
Václavské náměstí - C line, Prague

Jsme spolehlivý partner
v podzemí, na železnici
i na povrchu, působíme
v České republice
i v zahraničí.

Underground, surface
or rail - a partner you
can rely on in the Czech
Republic and abroad

SUBTERRA

Nedržíme se při zemi

The more we dig down,
the more the future looks up

www.subterra.cz

Subterra a.s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4-Braník
Czech Republic



Sika

**Váš partner pro dodávky systémů
na stavby mostů a tunelů**



- vnější izolace
- vnitřní izolace
- stříkané izolace
- ochranné nátěry na ocel
- ochranné nátěry na beton
- přísady do stříkaných a litých betonů



Bystrcká 1132/36
624 00 Brno
tel.: 546 422 464
fax: 546 422 400
sika@cz.sika.com



www.sika.cz

Precision for everyday safety



By integrating precision into our construction solutions, initiating global training programs and establishing international certifications, we ensure safety throughout your operations. Every day. We bring together experience and innovation to contribute to performance that withstands the test of time. This is what we call – Sustainable Productivity.

www.atlascopco.com/rock

Sustainable Productivity

Atlas Copco

Krystalicky čisté řešení...

Krystol[®], opracovaný systém
těsnění betonových konstrukcí
podzemních staveb proti vodě.

Redrock Construction s.r.o.
Újezd 40/450, Michnův palác
Praha 1, Malá Strana

Telefon: +420 283 893 533
Fax: +420 284 816 112
E-mail: info@redrock-cz.com

www.redrock-cz.com

Profesionální není složité

REDROCK[®]
CONSTRUCTION



Anton Vorek

Výrobce a dodavatel kompletních pojistných injektážních systémů pro dodatečné utěsnění tunelů a podzemních staveb.

- Výroba kompletních sad pojistných injektážních systémů na míru dle projektové dokumentace
- Výroba injektážních hadiček různých průměrů a kombinovaných injektážních hadiček (hadička může být rozdělena na úseky s perforací a bez perforace)
- Výroba kompletního příslušenství k injektážním hadičkám
- Poradenství a konzultace návrhu pojistného systému

ANTON VOREK • Kunín 316, 742 53 • TEL. +420 556 749 390 • FAX: +420 556 720 390
Provozovna • Malá strana č. p. 234, 742 01, Suchdol nad Odrou
info@vorek.cz • www.vorek.cz

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2011

19. PRAŽSKÁ GEOTECHNICKÁ PŘEDNÁŠKA

Pořádají ARCADIS Geotechnika a.s. a ČaS společnost MZZS ve spolupráci s ČGtS a s patronací ÚTAM AV ČR
v budově Akademie věd ČR, Praha 1, Národní třída 3

Pondělí 9. května 2011

DOPOLEDNÍ PROGRAM

Odborný seminář:

**APLIKACE PRAVDĚPODOBNOSTNÍHO PŘÍSTUPU
PŘI ŘEŠENÍ GEOTECHNICKÝCH ÚLOH**

Program semináře

Spolehlivost a rizika geotechnických konstrukcí

Prof. Ing. Milan Holický, DrSc., Kloknerův ústav, ČVUT Praha

**Různé typy pravděpodobnostních metod a možnosti jejich
aplikací v inženýrském stavitelství**

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., katedra mechaniky FSV ČVUT Praha

**The Stochastic Characterisation of Soil Heterogeneity
and Reliability of Long Slopes**

Prof. Michael Hicks, Delft University of Technology, Netherlands

Robust Assessment of Shear Parameters in Geotechnics

Prof. Wolfgang Fellin, University of Innsbruck, Austria

Analýza pravděpodobnosti vzniku havárie při ražbě tunelu

Ing. Olga Špačková, Výzkumné centrum CIDEAS, FSV ČVUT Praha

**Příklady pravděpodobnostního řešení
některých geotechnických úloh**

Ing. Petr Kučera, ARCADIS Geotechnika a.s.

ODPOLEDNÍ PROGRAM

**Předání ceny akademika Quido Záruby
pro mladé inženýrské geology a geotechniky
Vystoupení oceněného geotechnika**

19. PRAŽSKÁ GEOTECHNICKÁ PŘEDNÁŠKA

Roots and Fibres in Soil Mechanics

*Prof. David Muir Wood, Professor of Geotechnical Engineering,
University of Dundee, Scotland*

Úterý 10. května 2011

DOPOLEDNÍ PROGRAM

Workshop: Zlepšování zemin pojivy

*Moderují: Prof. Ing. Peter Turček, Ph.D., SvF STU Bratislava
a Ing. Jan Boháč, CSc., Přírodovědecká fakulta UK Praha*

Tato významná akce s mezinárodní účastí je zařazena do projektu
celoživotního vzdělávání ČKAIT a je hodnocena 2 kreditními body.
Pozvánky budou rozesílány koncem března 2011.



Kontaktní adresa: ARCADIS Geotechnika a.s.

Ing. M. Frombergerová, tel. 234 654 101, fax: 234 654 102

e-mail: frombergerova@arcadisgt.cz, web: www.arcadisgt.cz

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

TECHNICKÉ PODMÍNKY TP 229 „BEZPEČNOST V TUNELECH POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ“
TECHNICAL SPECIFICATIONS TP 229 ON “SAFETY IN ROAD TUNNELS”

Takto zaměřené technické podmínky vycházejí v České republice vůbec poprvé a nemá je dosud ani řada vyspělých „tunelových“ zemí. Hlavním podnětem pro jejich vznik je snaha hledat metody, jak optimalizovat vybavení tunelů tak, aby byl vhodně vybalancován poměr mezi náklady (investičními i provozními) a přiměřenou bezpečností pro uživatele. Bez využití kvantitativních metod hodnocení rizik není prakticky možné najít optimální řešení a o investicích, často za mnoho milionů, se rozhoduje úvahou typu: „to by tam mělo být“ nebo „to tam mají v jiných tunelech“.

Přitom je známé, že právě v prvních stádiích navrhování tunelu se z velké míry určuje jeho výsledná cena, a proto je nutné zavádět co nejobjektivnější a nezpochybnitelné výpočetní metody pro optimalizaci návrhu. Ohodnocení a řízení rizik je jednou z nejvýznamnějších metod.

Základem pro komunikaci v této problematice je znalost významu termínů, a proto je v úvodu TP 229 řada termínů vysvětlena. V úvodu je také graf dělící tunely do bezpečnostních kategorií, obsahující nově i tunely krátké, tak jak byly zapracovány do TP 98-Z1. V kapitole PŘEHLED METOD PRO ANALÝZU RIZIK jsou popsány metody kvalitativní, které riziko posuzují víceméně na základě expertních úvah, a dále jsou popsány metody kvantitativní (stromkové diagramy, analýza scénářů). Je konstatováno, že při zpracovávání prvních stupňů dokumentace (studie, DUR) je nutné mít rámcovou představu o bezpečnostním řešení, které lze získat na základě expertního posouzení metodami *Expert Judgement* nebo *What-If-Analysis*. Velmi efektivní metodu, která hodnotí riziko na relativní stupnici, představuje *SAFMEA*, která je také těmito technickými podmínkami doporučena. Pro kvantitativní posouzení udávající četnost a důsledky událostí se doporučuje metoda pravděpodobnostních stromů *QRA* a/nebo analýza scénářů (Scenário Analysis).

Akceptování rizika společností je základním morálním dilematem návrhářů tunelů – nehody na otevřené silnici jsou akceptovány bez větších problémů, ale již ztráta jednoho lidského života v tunelu při požáru vyvolá značnou odezvu. V kapitole AKCEPTOVÁNÍ RIZIKA je poprvé uveřejněn graf mezi četností událostí a jejich následky, kde jsou i křivky přijatelnosti pro naši republiku, které jsou i publikovány v dokumentech PIARC.

This is for the first time that technical specifications focused on this topic are published in the Czech Republic, whilst some developed “tunnelling” countries are still missing them. The main driver for compiling them has been the effort to seek methods for optimising tunnel equipment in a way securing proper balance between the costs (both investment and operating) and adequate safety of users. It is virtually impossible without using quantitative risk evaluation methods to find optimum solutions. Without them, decisions on capital investments, often reaching many millions, are made through deliberations of the following type: “it should be there” or “they have it in other tunnels”.

The well known fact is not taken into consideration that it is in the initial tunnel design stages where the final price of a tunnel construction is determined, and that this is the reason why the most objective and non-impugnable calculation methods for the design optimisation must be introduced. Evaluating and controlling risks is one of the most important methods.

Fundamental for communication concerning this issue is the knowledge of terms. For that reason a range of terms is explained in the introduction to the TP 229 specifications. In addition, the introduction contains a chart for dividing tunnels into safety categories, newly even comprising short tunnels as defined in the TP98-Z1 specifications. Qualitative methods, which evaluate risks more or less on the basis of expert opinions, are described in the chapter entitled “SURVEY OF RISK ANALYSIS METHODS”; quantitative methods are also described there (Tree Diagrams, Scenario Analysis). It is stated that when initial design degrees (studies, zoning process documents) are being developed, it is necessary to have a general idea of the safety design which can be obtained by means of an expert assessment using the „Expert Judgement“ or „What-If-Analysis“ methods. A very effective method, evaluating risks on a relative scale, is represented by the SAFMEA, which is even recommended by the above-mentioned technical specifications. The QRA probability tree method and/or the Scenario Analysis method are recommended for the quantitative evaluation.

Accepting risks threatening companies is the fundamental moral dilemma for tunnel designers; incidents on open roads are accepted without significant problems, while a loss of a single human life in a tunnel during a fire event induces a significant response. Chapter entitled “RISK ACCEPTANCE” contains, for the first time, a chart showing relationships between the frequency of events and their consequences, containing, in addition, acceptability curves for our republic. These have even been published in PIARC documents.

Tab. 1 Porovnání relativního počtu nehod v Německu, Rakousku a České republice
Table 1 Comparison of the relative number of incidents in Germany, Austria and the Czech Republic

	RVS 09. 03. 11 RVS 09. 03. 11	FE 03.0378/2004/FRB FE 03.0378/2004/FRB	AZMUT ČR AZMUT CR
Statistická hodnota nehodovosti Statistical value of incident rate	0,112 [nehod/1 mil. vozidlo kilometrů] [incidents per 1 mill. vehicle-kilometres]	0,228 [nehod/1 mil. vozidlo kilometrů] [incidents per 1 mill. vehicle-kilometres]	0,312 [nehod/1 mil. vozidlo kilometrů] [incidents per 1 mill. vehicle-kilometres]
Poznámka Note	Hodnota z databáze 447 nehod The value from a data- base of 447 incidents	Hodnota z databáze 979 nehod The value from a data- base of 979 incidents	Hodnota z databáze 200 nehod The value from a data- base of 200 incidents

Základním problémem hodnocení rizik je stanovit četnost událostí. Kapitola KATEGORIE A ČETNOSTI UDÁLOSTÍ srovnává události publikované v Rakousku a Německu a statisticky vyhodnocené události z databáze našich tunelů získávané internetovým propojením našich tunelů s Národním informačním centrem v Ostravě (aplikace AZMUT vyvinuta v rámci projektu OPTUN). Výsledky porovnání ukazují, že četnost nehod je v ČR v porovnání s oběma sousedy mírně vyšší. Tyto četnosti pak vstupují do výpočtů. V kapitole jsou uvedeny i četnosti požárů.

Další kapitola MOŽNOSTI EVAKUACE Z TUNELU se zabývá modelováním pohybu vozidel, kde se využívá mikrosimulačních nástrojů. Modelování chování úniku osob je založeno na jednoduchých analytických metodách, ale je doporučeno využívat sofistikovanější programy modelující úniky osob.

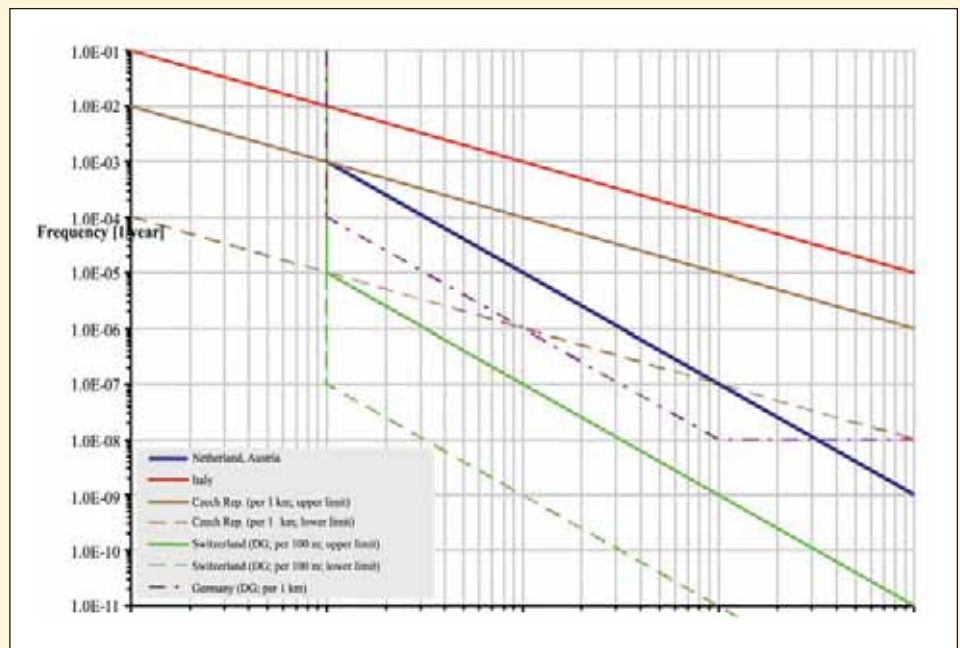
Kapitola KVALITATIVNÍ RIZIKOVÁ ANALÝZA již přímo popisuje metody, které tyto TP doporučují používat v praxi. Jedná se o metodu *Kontrolní seznam*, která umožní kontrolovat shodu návrhu s platnými standardy a mnohem podrobnější metodu *SAFMEA*, která je uvedena detailně, a to i s příklady využití. Podstatné je, že subjektivizující pohled je omezen větší skupinou odborníků, čímž jsou částečně eliminovány i extrémní názory.

Podrobně jsou popsány metody stromkových diagramů, které se rozpadají na analýzu četnosti událostí (FTA: Fault Tree Analysis) a analýzu jejich následků (ETA: Event Tree Analysis), jak ukazuje následující obrázek, který také dává do souvislosti pravděpodobnostní a deterministický přístup.

Vzhledem k poměrně malému počtu statistických údajů, které jsou zatím k dispozici, je využití metod FTA/ETA problematické, a proto se doporučuje využívat deterministický

Graf 1 Závislost četnosti událostí a jejich následků (pro Českou republiku hnědá barva)

Chart 1 Relationships between the frequency of incidents and their consequences (brown colour applies to the Czech Republic)



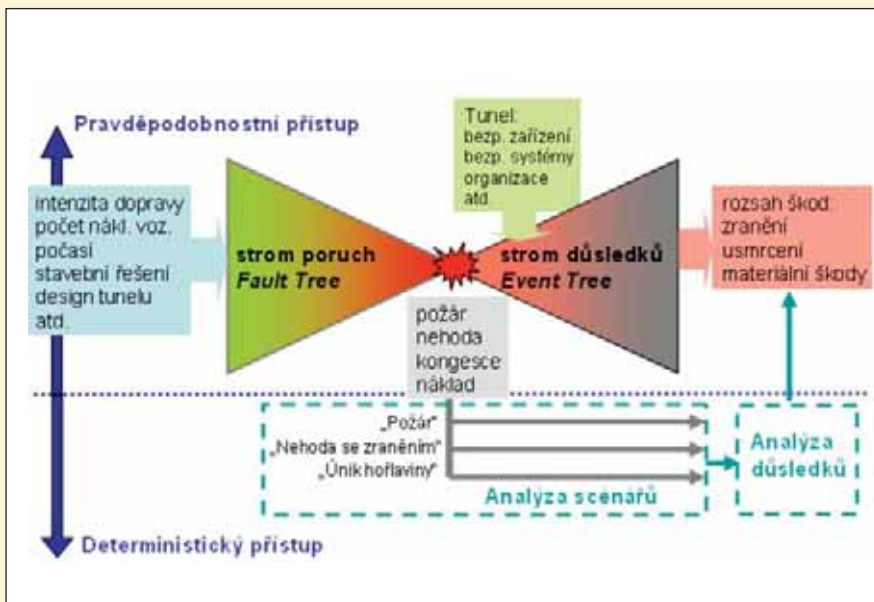
The basic problem of evaluating risks is how to determine the frequency of events. Chapter entitled “CATEGORIES AND FREQUENCY OF EVENTS” compares events published in Austria and Germany, with statistically evaluated events contained in the database of our tunnels. The database has been obtained by means of connecting the database of our tunnels with the database maintained by the National Information Centre Ostrava (the AZMUT application developed within the framework of the OPTUN) in the Internet. Results of the comparisons show that, compared with the two neighbouring countries, the frequency of incidents in the CR is slightly higher. These frequencies are subsequently introduced into calculations. The chapter even presents the frequencies of fires.

The next chapter, entitled “POSSIBILITIES OF TUNNEL EVACUATION” deals with modelling of vehicle motion using micro-simulation tools. Modelling of behaviour of escaping people is based on simple analytic methods; on the other hand, the use of more sophisticated escape of persons modelling programs is recommendable.

Chapter entitled “QUALITATIVE RISK ANALYSIS” directly describes the methods recommended by the specifications to be used in practice. They comprise the *Check List* method, which makes checking of the agreement with applicable standards possible, and the *SAFMEA* method, which is presented in detail together with examples of application. A significant feature is the fact that the subjectivizing view is limited by employing a larger group of professionals, thus partially eliminating extreme opinions.

The Tree Diagram methods are described in detail; they are broken down into the analysis of the frequency of events (the FTA: Fault Tree Analysis) and analysis of their consequences (the ETA: Event Tree Analysis), as shown in the following picture, which puts into the relationship the probabilistic and deterministic approaches.

Graf 2 Grafické schéma pravděpodobnostního a deterministického přístupu
Chart 2 Graphical chart of the probabilistic and deterministic approaches



přístup, popsany v kapitole METODA ANALÝZY SCÉNÁŘŮ. Metoda analýzy scénářů *CAPITA* je originální naší národní metodou. Jako jediná z publikovaných národních metod ostatních zemí v dokumentu PIARC, lit. [1], umožňuje hodnotit i technologické vybavení tunelu systémy souvisejícími s bezpečností, jako například vzdálenost únikových východů, kvalitu senzorů pro identifikaci požáru atd.

Modely pro simulaci dopravního proudu, evakuační modely a výpočty poskytují poměrně spolehlivý odhad, kolik osob se ocitlo v nebezpečí a jakým způsobem probíhá evakuace. Pokud by se současně nevyvíjel kouř a nepůsobilo by teplo, každý by se dříve či později zachránil. Ve skutečnosti však kouř zhoršuje viditelnost, zpomaluje únik a jeho toxické zplodiny způsobují otravu. Odhady počtu postižených osob popisuje kapitola ODHAD MORTALITY, kde jsou uvedeny statistiky z Rakouska i Německa.

Kapitola POŽADAVKY NA ZÁZNAM UDÁLOSTÍ: sběr, zpracování a vyhodnocení vzniku, příčin a následků mimořádných událostí jsou dány Směrnicí 2004/54/EC Evropského parlamentu a Rady. Sběr a vyhodnocení dopravních dat a mimořádných událostí vyplývají také z kap. 6 technických podmínek TP 154 Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací. V rámci výzkumného projektu Ministerstva dopravy OPTUN byla navržena, a v rámci projektu SAFETUN uvedena do života, metoda *AZMUT* (Automatizované zpracování mimořádných událostí v silničních tunelech) pro záznam událostí.

TP 229 Bezpečnost v tunelech pozemních komunikací byly schváleny Ministerstvem dopravy ČR (MD – OSI, č. j. 1014/10-910-IPK/1 s účinností od 1. prosince 2010) a Ministerstvem vnitra GRH ZHS. Vydání a distribuci zajišťuje společnost Eltodo EG, a. s., (jezdikovap@eltodo.cz).

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc.,
pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.

Because of the relatively small amount of statistic data which is available at the moment, the use of the FTA/ETA methods is problematic. For that reason the use of the deterministic approach described in chapter "SCENARIO ANALYSIS METHOD" is recommended. The *CAPITA* Scenario Analysis method is an original Czech national method. It is the only method of the national methods published in the PIARC document, Ref. [1], which makes assessing of safety equipment of a tunnel, e.g. distance between escape exits, quality of fire detection sensors etc., possible.

Traffic flow simulation models, evacuation models and calculations provide relatively reliable assessments of numbers of endangered persons and of the progress of the evacuation. If smoke was not generated concurrently and the heat did not act, everybody would sooner or later be saved. However, in reality, smoke causes deterioration of visibility, reduces the speed of escaping and its toxic products cause poisoning. Assessments of the number of persons affected by a fire are described in chapter entitled MORTALITY ASSESSMENT, containing statistics from Austria and Germany.

Chapter entitled REQUIREMENTS FOR EVENT RECORDS: collecting, processing and assessing of the origination, causes and consequences of incidents are specified in the Directive of the European Parliament and of the Council No. 2004/54/EC. In addition, the collection and evaluation of traffic data and incidents follows from chapter 6 of TP 154 technical specifications on "Operation, administration and maintenance of road tunnels". The *AZMUT* method (automatic processing of incidents in road tunnels), designed for recording of incidents, was proposed within the framework of the Ministry of Transport's project OPTUN and introduced within the framework of the SAFETUN project.

TP229 „Safety in Road Tunnels“ specifications were approved by the Ministry of Transport (MD - OSI, Ref. No. 1014/10-910-IPK/1, effective 1st December 2010) and the Ministry of Interior, the General Directorate of the Fire Rescue Service. Publishing and distribution is being ensured by Eltodo EG, a.s., (jezdikovap@eltodo.cz).

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc.,
pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] TR Risk Evaluation – Current practice for Risk Evaluation for Road Tunnels, ver. 01/2010, PIARC, C.4, WG2, 2010

DOPORUČENÍ PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÝCH VÝPOČTŮ RAŽENÝCH TUNELŮ DLE EC

Na webu České tunelářské asociace ITA-AITES www.ita-aites.cz je ve složce edice *Dokumenty CzTA* umístěno

Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC, které zpracoval v březnu 2010 kolektiv autorů prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., (ČVUT – Fsv), Ing. Jiří Hořejší, (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) a Ing. Aleš Zapletal, DrSc., (Satra s. r. o.). O umístění dokumentu na webu byli v roce 2010 členové CzTA informováni.

Dokument, který měl původně název *Příručka pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC*, byl před dokončením a uveřejněním na webu CzTA zaslán k vyjádření následujícím odborníkům: Ing. Radko Bucek, Ph.D., (Mott MacDonald, s. r. o.) Ing. Martin Srb, doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. (D2 Consult Prague, s. r. o.) a Ing. Vladislav John (Metrostav a. s.).

Autoři dokumentu k těmto vyjádřením zaslali svá stanoviska. Pak text dopracovali a mimo jiné upravili název na *Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC*.

Na redakční poznámku, která na webu uvádí uveřejněný dokument, reagoval Ing. Aleš Zapletal, DrSc., zasláním textu *Statika tunelových konstrukcí: Holismus nebo redukcionismus?* Tento text i výše zmíněná vyjádření a stanoviska jsou také na webu CzTA uveřejněny.

V diskusním fóru, které je na stejné stránce, můžete i vy vyjádřit svůj názor.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
sekretář CzTA ITA-AITES

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

16. MEZINÁRODNÍ SEMINÁŘ ZPEVNŮVÁNÍ, TĚSNĚNÍ A KOTVENÍ HORNINOVÉHO MASIVU A STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ 2011**16TH INTERNATIONAL SEMINAR ON CONSOLIDATION, REDUCTION OF PERMEABILITY AND ANCHORING OF ROCK MASS AND CIVIL ENGINEERING STRUCTURES 2011**

The already 16th international technical seminar on "Consolidation, reduction of permeability and anchoring of civil engineering structures" was held on 10th to 11th February 2011 at the VŠB - Technical University of Ostrava. The seminar was organised jointly by the Department of geotechnics and underground construction engineering of the Faculty of civil engineering of the university and Minova Bohemia s.r.o., with Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. and Ing. Drahomír Janíček, the director of Minova Bohemians s.r.o., assuming the roles of expert guarantors of the seminar.

The seminar discussions were divided into two professional sections, i.e. a geotechnical section and mining section. A total of 28 papers were read during the course of the seminar in both sections. Papers dealing with the application of the consolidation and anchoring during the implementation of tunnelling projects in the Czech Republic (the Blanka tunnel, Votice tunnel, the access gallery for the excavation of Červený Vrch mined station), the Slovak Republic (the Banská Bystrica railway tunnel) and in Helsinki, Finland, were read within the framework of the initial joint session of the sections on Thursday.

Ve dnech 10.–11. 2. 2011 se konal na Vysoké škole báňské-Technické univerzitě Ostrava již 16. mezinárodní odborný seminář Zpevnňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí. Seminář je pořádán ve spolupráci katedry geotechniky a podzemního stavitelství FAST VŠB-TU Ostrava a firmy Minova Bohemia, s. r. o., odbornými guaranty semináře jsou prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. a ředitel firmy Minova Bohemia, s. r. o., Ing. Drahomír Janíček. V úvodu semináře přivítali účastníky zástupci organizací a firem, které přijali záštitu nad touto odbornou akcí – děkanka Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava prof. Ing. Darja Kubečková-Skulínová, Ph.D., Ing. Libor Mařík, zástupce České tunelářské asociace ITA-AITES, a předseda Obvodního báňského úřadu Ostrava Bc. Ing. Libor Hroch. Jednání semináře probíhalo ve dvou odborných sekcích – sekci geotechnické a sekci hornické, v průběhu semináře bylo předneseno v obou sekcích celkem 28 příspěvků. Semináře se celkem zúčastnilo 166 zástupců firem, výzkumných a vzdělávacích organizací, z toho 59 účastníků bylo ze zahraničí (Slovensko, Španělsko, Rumunsko, Německo, Polsko). V rámci úvodního čtvrtletního společného zasedání sekcí byly předneseny příspěvky týkající se především aplikace technologie zpevnňování a kotvení při realizaci tunelových staveb v České republice (tunel Blanka, Votický tunel, přístupová štola pro ražbu stanice metra na Červeném vrchu), Slovenské republiky (Banskobystrický železniční tunel) a ve finských Helsinkách.

Jednání čtvrtletního odpoledního geotechnické sekce zahájil prof. Hulla ze Stavební fakulty STU Bratislava příspěvkem, v němž prezentoval technicky i ekonomicky efektivní technologii realizace roztláčených pilot systémem Screwsol. Prezentovaný typ pilot umožňuje zlepšit vlastnosti zemin v okolí pláště, zvýšit plášťové tření, není však potřeba odstraňovat z vrtů zeminu, přičemž únosnost těchto pilot je vyšší ve srovnání s klasicky vrtanými pilotami. Příspěvek ing. Garzóna z firmy Minova Codiv se věnoval problematice aplikace speciálních těsnicích injektáží při řešení problémů v podzemním stavitelství. Ing. Grossmann z firmy Minova Bohemia zaujal účastníky

semináře příspěvkem, který se zabýval realizací pojistného injektážního systému hydroizolační vrstvy v objektu „Nová Karolína“ v Ostravě s využitím nově vyvinutého injektážního materiálu CarboCrylHvLong, který je vhodný pro aktivaci velkorozměrových pojistných systémů. Další příspěvky v této sekci byly věnovány problematice sanace skalních stěn a svahů.

Ve čtvrtletní hornické sekci zaznělo celkem 7 příspěvků českých i zahraničních autorů, které se zabývaly aktuálními specifickými problémy hornické praxe. Prof. Gluch z Politechniky Slezské v Gliwicích seznámil účastníky semináře s aplikací kotevních systémů v podmínkách polského hornictví, v rámci sekce byly prezentovány rovněž dva příspěvky polských autorů z firmy Minova Ekochem S.A. První z nich se zabýval výsledky výzkumu vlastností organické flexibilní pěny a jejím využitím v hornickém stavitelství, ve druhém příspěvku se kolektiv autorů věnoval problematice numerického modelování vlivu ochranných pásů z materiálu Minobet na konvergence výrubu. Aplikací nových efektivních kotevních systémů s minimálními časovými nároky na instalaci se zabýval příspěvek Ing. Salatina z firmy Bohemia Holding GmbH. V příspěvku autorů z firmy DRILLING TRADE, s. r. o., byl prezentován postup trvalé likvidace nezasypané části těžní jámy Jindřich pod samovolnou zátkou (celková délka volných prostorů pod zátkou cca 300 m) pomocí dlouhých šikmých vrtů. V dalším příspěvku kolektiv autorů firmy OKD, a. s., formuloval doporučení k efektivnější likvidaci poruby s využitím stropní sítě a svorníkové výztuže.

Páteční geotechnická sekce byla věnována především problematice sanace zeminových svahů, skalních stěn, základových konstrukcí, příspěvek ing. Otakara Ciglera se zabýval rukávovou technologií pro sanace potrubí a kanalizací. Zástupce firmy Inset, s. r. o., RNDr. Fabo, Ph.D., prezentoval využití magnetoelektického dynamometru DYNAMAG pro monitoring vývoje sil v zemních kotvách.

V sekci hornické nejvíce vyvolal nejširší diskusi příspěvek Ing. Mazala, který se zabýval problematikou vyztužování chodeb určených k dvojímu použití na Dole Paskov. Na základě svých zkušeností autor doporučuje pro vyztužování takového typu chodeb v podmínkách Dolu Paskov kombinaci vysokého kotvení a Hilti svorníků s obloukovou výztuží. Další příspěvek přednesený prof. Aldorfem se zabýval srovnáním účinnosti způsobu a kvality založení ocelového oblouku výztuže, příspěvek analyzuje výsledky matematického modelování této problematiky a formuluje závěry provedených analýz. Ing. Vojtáš z firmy Hornonitrianske bane Priedviza uvedl ve svém příspěvku využití speciálních materiálů při sanaci nadstropní části dobývané uhlé sloje s cílem zajistit postupnou likvidaci záparového procesu v zavalu dobývaného stěnového porubu.

Počet účastníků semináře, počet prezentovaných příspěvků i široká diskuse jak v průběhu samotného jednání semináře, tak i v kuloárech, potvrzují potřebu setkávání odborníků z této oblasti. Získané informace, poznatky a zkušenosti i navázané odborné kontakty mohou významnou měrou přispět k efektivnějšímu, bezpečnějšímu a ekonomickému řešení každodenních praktických geotechnických problémů.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava

16. ROČNÍK KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

16TH ANNUAL CONFERENCE "RAILWAY BRIDGES AND TUNNELS"

The Railway Infrastructure Administration, state organisation, in collaboration with SUDOP Praha a.s., has held regular, well attended conferences on "Railway Bridges and Tunnels" in Prague. January 2011 saw the already 16th annual conference in line. The attendees were provided with interesting views of bridge and tunnel construction projects, both under design and under construction.

The conference section dealing with tunnelling offered the opening lecture entitled Technical innovations in tunnelling machines at railway tunnel construction sites in the world, delivered by Dr. Karin Bäßler of Herrenknecht AG, Germany. The lecture covered a range of tunnelling machines designed for the application in incohesive and often water-bearing soils, up to tunnels driven through hard rock.

The paper by Ing. Petr Šlégr (CEDOP, o. s.), Ing. Arch. Ivan Lejčar (ALEJ) and Ing. Tomáš Záruba (transportation engineering consultant) entitled "Urban railway tunnels – a new dimension of mobility in agglomerations" showed, using several examples from abroad, the way to the incorporation of commuter and regional railway traffic into the urban mass transit system.

The railway tunnels under planning for the Nemanice – Ševětín track section were the topic of the paper by Ing. Petr Lapiš (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) and Ing. Lenka Pikhartová (SUDOP Praha a. s.). This section is part of the 4th Railway Corridor, which forms the north-south axis running from the border with the FRG, Děčín through Prague, České Budějovice, Dolní Dvořiště and the border with Austria.

The paper by Ing. Eva Tatíčková (HOCHTIEF CZ a. s.) and Ing. Libor Mařík (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) entitled "The Votice tunnel – initial experience from the construction" was focused first of all on the issue of stabilising rock slopes of a deep construction trench.

The last paper of the tunnelling section of the conference was by Ing. Jakub Němeček (SUBTERRA a. s.) and Ing. Libor Mařík (IKP Consulting Engineers, s. r. o.). It was entitled "The Olbramovice and Tomice I mined tunnels on the Votice – Benešov u Prahy rail line. It dealt with the experience gained during the construction of two rail tunnels, located, alike the Votice tunnel, on the 4th Railway Corridor".

Správa železniční dopravní cesty, s. o., pořádá v Praze s železnou pravidelností ve spolupráci s firmou SUDOP Praha, a. s., hojně navštěvovanou konferenci Železniční mosty a tunely. V lednu letošního roku se konal již 16. ročník a poskytl účastníkům zajímavý pohled na mostní a tunelové stavby jak v procesu projektování, tak výstavby.

V tunelové sekci konference zajistila úvodní přednášku s názvem *Technické inovace u razicích strojů na stavbách železničních tunelů ve světě* Dr. Karin Bäßler z firmy Herrenknecht AG z Německa. Přednáška pokrývala celou škálu razicích strojů určených od ražby v nesoudržných a často zvodnělých zeminách až po tunely ražené v pevných skalních horninách. Příklady jednotlivých typů razicích strojů byly prezentovány na konkrétních stavbách v zahraničí. Jednalo se např. o městský železniční tunel v Malmö, který spojuje železniční síť vedoucí přes most Öresund s metropolitní sítí Kodaně. Vzhledem proměnným geotechnickým podmínkám musel být při ražbě použit kombinovaný štít. Z mnoha dalších příkladů je možno jmenovat ražbu přístupového tunelu o průměru 13 m k Brenner Basis tunelu, ražbu železničního tunelu Jenbach stejného průměru v údolí Innu nebo dosud na světě nejdelšího tunelu Gotthard ve Švýcarsku. Z celkové délky ražeb 153,7 km vyrazily 4 stroje typu Gripper celkem 87 km tunelů. Ražba probíhala mnohdy v extrémních podmínkách, kdy výška

nadloží dosahovala 2500 m, tlak horniny na čelo stroje 60 tun/m² a deformace výrubu se blížily v oblasti L1 a L2 stroje až k 1000 mm. Přednáška symbolicky předznamenala dnes již jisté první nasazení tunelovacího stroje na pražském metru v trase VA a možné nasazení TBM na železničním tunelu Ejpvovice, kde se projektová dokumentace připravuje i pro tuto variantu.

Přednáška Ing. Petra Šlégra (CEDOP, o. s.), Ing. arch. Ivana Lejčara (ALEJ) a Ing. Tomáše Záruby (dopravní konzultant) s názvem *Městské železniční tunely – nová dimenze mobility v aglomeracích* ukázala na mnoha zahraničních příkladech cestu k integraci příměstské a regionální železniční dopravy do systému městské hromadné dopravy. Atraktivitu železnice zajistí snadná dostupnost cílů v centru města a její transformace ve městě na úroveň expresního metra. To je spojeno s její zásadní modernizací, zahuštěním počtu zastávek, a tím i jejím vedením pod povrchem hustě zastavěných center měst. Přednáška uvedla řadu příkladů již úspěšně dokončených projektů v Paříži, Mnichově, Stuttgartu, Frankfurtu nad Mohanem nebo Miláně. Že se nejedná o slepou cestu, dokladuje výstavba City tunelu v Lipsku nebo londýnský projekt Cross Rail. Naše hlavní město na podobný dopravní systém teprve čeká, i když určitým příslibem je projekt Nového spojení 2, který by podpovrchově propojil železniční trať pro městskou a příměstskou dopravu od severovýchodu s tratěmi ústíci do uzlu od jihozápadu. Klíčovou roli by v celém systému hrála čtyřkolejná podzemní stanice Václavské náměstí, která by kromě přestupu mezi všemi linkami příměstských vlaků umožnila i přímý výstup do vestibulu Hlavního nádraží a horní části Václavského náměstí. Jednalo by se o 12,7 km nových tratí vedených v 10 km tunelů a 6 podzemních stanicích.

Přednáška Ing. Petra Lapiše (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) a Ing. Lenky Pikhartové (SUDOP Praha a. s.) se týkala připravovaných železničních tunelů na tratovém úseku Nemanice – Ševětín. Jedná se o úsek, který je součástí IV. železničního koridoru, který tvoří severo-jihní osu Děčín státní hranice – Praha – České Budějovice – Dolní Dvořiště státní hranice. Návrh směrového i výškového řešení umožňuje průjezd vlakových souprav rychlostí 160 km/h s výhledem po případné úpravě zabezpečovacího zařízení až na 200 km/h. K významným objektům na trase patří tunely Hosín (3120 m) a Chotýčany (4810). Celková délka tunelů téměř 8 km si vyžádala během zpracování přípravné dokumentace provedení řady doprovodných studií, na základě kterých byla po technicko-ekonomickém posouzení určena optimální varianta. Předmětem posouzení byla následující variantní řešení:

- Jednokolejné tunely versus dvoukolejný tunel;
- Ražba NRTM versus TBM;
- Pevná jízdní dráha versus šterkové lože;
- Rychlost 160 km/h versus 200 km/h;
- Různé varianty řešení únikových cest (šachty, stoly a jejich kombinace).

Do technicko-ekonomického posouzení bylo nutné zahrnout i vytvoření 2,5 km dlouhého vysokého náspu mezi oběma portály navazujících tunelů. Výsledkem studií byla volba dvoukolejného tunelu se šterkovým ložem raženého pomocí NRTM prostorově navrženého pro rychlost do 200 km/h. V případě únikových cest byla pro Hosínský tunel zvolena paralelně ražená úniková štola, zatímco pro Chotýčanský tunel kombinace únikových štol a šachet. Základním a závazným dokumentem pro návrh bezpečnostního opatření je vzhledem k mezinárodnímu významu tratě evropský předpis o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému (TSI SRT). Kromě ražby v proměnných geotechnických podmínkách pod hladinou podzemní vody výstavbu komplikuje i těsné výškové křížení Chotýčanského tunelu v oblasti portálu s dálnicí D3.

Přednáška Ing. Evy Tatíčkové (HOCHTIEF CZ a. s.) a Ing. Libora Maříka (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) s názvem *Votický tunel – první zkušenosti z výstavby* byla zaměřena zejména na problematiku zajištění stability skalních svahů hluboké stavební jámy. Výstavba Votického tunelu s nízkým nadložím neumožňuje tunel provádět jako ražený. Délka stavební jámy činí 590 m a v nejhlubším místě dosahuje až 19 m. Již po vytěžení první etáže stavební jámy do hloubky cca 6 m se projeví nestabilita horninového masivu tvořeného granitoidy a uvolňování skalních bloků o hmotnosti až několika tun si vyžádalo během výstavby změnu systému zajištění stability svahů. Ke zvláštnostem hloubeného tunelu patří použití samonosné výztuže, které je známé spíše z ražených úseků tunelů, rozpírání ostění tunelu o stěny stavební jámy, které vede k úspoře výztuže i betonu ostění, nebo použití betonu ostění odolného proti průsakům. Výstavba tunelu probíhá proudově od těžení stavební jámy přes betonáž podkladních betonů a patek ostění, montáž výztuže až po vlastní betonáž klenby ostění. Významnou roli z hlediska harmonogramu výstavby hraje použití samonosné výztuže, díky které není pro její montáž blokován bednicí vůz a betonáž probíhá nezávisle na montáži výztuže.

Poslední přednáška tunelové sekce konference autorů Ing. Jakuba Němečka (SUBTERRA, a. s.) a Ing. Libora Maříka (IKP Consulting Engineers, s. r. o.) s názvem *Ražené tunely Olbramovický a Tomický I. na trati Votice – Benešov u Prahy* pojednávala o zkušenostech z výstavby dvou železničních tunelů,

kteří leží, stejně jako Votický tunel, na IV. železničním koridoru. Oba tunely se z hlediska technologie provádění děl na úseky hloubené a úseky ražené pomocí NRTM. V přednášce bylo provedeno porovnání prognózy a skutečnosti z hlediska geotechnických podmínek a nasazení technologických tříd výrubu, zdůrazněn význam dimenzování definitivního ostění na základě skutečně zastížených podmínek a obecně zmíněn význam geomonitoringu na optimalizaci technického řešení při výstavbě. Oba tunely jsou raženy s nízkým nadložím v tektonicky silně porušeném masivu. Přesto umožnily výsledky geomonitoringu u Olbramovického tunelu použít na části raženého úseku nevyztužené definitivní ostění, což bylo ještě před několika lety pro mnohé obtížně představitelné. Při důsledném dodržování zásad a používání nástrojů NRTM lze dosáhnout správnou interpretaci výsledků geomonitoringu optimalizace zajištění stability výrubu a vynaložení jen nezbytně nutných investičních nákladů.

Z hlediska přednesených příspěvků se jednalo o velmi pestré zastoupení technologií výstavby, ražbu tunelů ve městech i extravilánu v České republice i v zahraničí, přípravu stavby v různých stupních projektové dokumentace i při vlastní realizaci. Konference měla vysokou technickou úroveň a po stránce organizační byla velmi dobře připravena.

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

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

SOUBOR STAVEB MO V ÚSEKU MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA

TUNEL ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (KRÁLOVSKÁ OBORA)

Začátkem ledna 2011 byla dokončena ražba vzduchotechnického kanálu SO 9021.04 a jeho propojení s tunely STT a JTT. V pondělí 10. ledna tak bylo možné slavnostně odvézt poslední vyražený kubík horniny z podzemí za přítomnosti generálního ředitele Metrostavu Ing. Pavla Piláta a prvního náměstka primátora hl. m. Prahy Ing. Karla Březiny (obr. 1). Byla tak dokončena ražba úseku dlouhého cca 4,4 km (dvě tunelové trouby každá v délce cca 2,2 km) včetně 8 propojek, čerpací stanice, technologického centra a vzduchotechnických objektů.

V současné době jsou v plném proudu práce na definitivním ostění celého vyraženého úseku z Tróji na Letnou. K dnešnímu dni je zabetonováno 1778 m spodní klenby (150 sekcí z celkových 151) a 1568 m horní klenby (131 sekcí z celkových 151) dvoupruhového tunelu JTT. Na třípruhovém tunelu JTT je vybetonováno celkem 406 m spodní klenby (41 sekcí z celkových 42) a 396 m horní klenby (40 sekcí z celkových 42). Současně probíhají práce na přemístění bednicího vozu a bednění VZT výklenků přes letenský portál na STT. Na dvoupruhovém tunelu STT je zabetonováno 1097 m (93 sekcí z celkových 142) spodní klenby, 206 m spodní klenby bez mostovky a 611 m (52 sekcí) horní klenby. Na třípruhovém tunelu STT se práce teprve rozbíhají. Dále je provedeno definitivní ostění spodní klenby čtyř a horní klenby dvou tunelových propojek. Definitivní ostění horní klenby je bez problémů prováděno technologií stříkaného betonu na fóliovou izolaci. Současně probíhají i práce na definitivním ostění a hydroizolacích vzduchotechnických objektů.

Výstavba probíhá v souladu s aktualizovaným HMG stavby a pokud nebude pozastaveno financování stavby ze strany Magistrátu hl. m. Prahy, předpokládá se dokončení definitivního ostění v prosinci 2011.

THE CZECH REPUBLIC

MYSLBEKOVA - PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA TUNNEL (KRÁLOVSKÁ OBORA)

The beginning of 2011 saw the completion of the excavation of the ventilation duct SO 9021.04 and its connection to the NTT and STT tunnels. It was therefore possible on Monday of the 10th January to celebrate the haulage of the last cubic metre of muck from the underground, in the presence of Ing. Pavel Pilát, general director of Metrostav a.s., and Ing. Karel Březina, first deputy mayor of Prague (see Fig. 1). The celebration meant the completion of the excavation of an about 4.4km long stretch (two tunnel tubes about 2.2km long each) including 8 cross passages, a pumping station, a services centre and ventilation structures.

At the moment, the work on the final lining of the entire completely excavated section from Troja to Letná is in full swing. At present, casting of 1778m of invert (150 blocks of the total of 151) and 1568m of the upper vault (131 blocks of the total of 151) has been completed in the STT double-lane tunnel. As far as the triple-lane STT tunnel is concerned, casting of 406m of the invert (41 blocks of the total of 42) and 396m of the upper vault (40 blocks of the total of 42) has been finished. At the same time, a traveller form and the formwork for ventilation recesses are being moved via the Letná portal to the NTT. Casting of 1097m (93 blocks of the total of 142) of the invert, 206m of the invert without the road deck and 611m (52 blocks) of the upper vault has been completed in the double-lane NTT tunnel. The work in the triple-lane NTT tunnel has just started. In addition, the final lining of the invert in four cross passages and the final lining of the upper vault in two cross passages has been completed. The final lining of the upper vault is carried out without problems using a technique involving concrete sprayed on the waterproofing membrane. The work on the final lining and waterproofing in ventilation structures has proceeded simultaneously.



Obr. 1 Vedení Magistrátu hl. m. Prahy a společnosti Metrostav a. s. při prohlídce tunelového komplexu Blanka

Fig. 1 Top managers of the Prague City Council and Metrostav a.s. during the visit to the Blanka complex of tunnels

TUNEL MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

V současné době (k 21. 1. 2011) byla dokončena ražba VZT v délce 114 m stejně jako propojky číslo 2 v délce 19 m mezi JTT a STT. Přes propojku č. 2 byla přeložena doprava pro plynulé pokračování betonáže definitivního ostění spodní klenby STT (zhotoveno 130 m). Před tunelem pak začíná montáž betonářského bednění pro betonáž horní klenby. V JTT probíhá ražba s vertikálním členěním čelby, která je ve vzdálenosti cca 430 m od portálu a do prorážky zbývá vyrazit 129 m.

Protiražba STT ze stavební jámy Prašný most se po vyražení 68 m opěrového tunelu (OT 1) již napojila na popílkobetonem zaplavenou část OT za závalem. Opěrový tunel OT 2 je vyražen v délce cca 45 m a do propojení zbývá cca 37 m. Ražba kalota do napojení k závalovému průřezu bude dlouhá ještě 98 m.

Vlastní zmáhání závalu z mimořádné události v červenci 2010 bylo po splnění podmínek OBÚ zahájeno 24. 1. 2011.

PRODLOUŽENÍ TRASY METRA VA

Projekt prodloužení trasy metra A se dostává do rozpracovanosti již v jeho plné délce. Práce podle jednotlivých oddílů a technologií probíhají již na všech jeho významných uzlech.

Směrem do stanice Petřiny je vyražena přístupová štola Markéta, navazující štola strojovny hlavního větrání i tunel obrátových kolejí, a to v celkové délce 500 m. V současné době je provedena rozrážka před vlastní stanicí Petřiny a byla zahájena i ražba bočních opěrových tunelů pro průjezd TBM ve vlastní stanici. Ražba probíhá v ustálených geologických podmínkách a převážná část je tvořena zdravými korycanskými pískovci uloženými na vrstvě křídového peruckého souvrství. Je používána technologie NRTM bez použití trhacích prací. HMG je plněn a předpoklad ukončení prací je 1. září u levého opěrového tunelu (LOT), resp. 16. října 2011 u POT.

Pro rozvinutí prací ve stanici Veleslavín byla dokončena ražená přeložka kanalizace a probíhají práce na dalších přeložkách, které umožní provedení přístupových ramp do vlastní stanice. Současně probíhá vrtání zápor pro část této přístupové rampy a vrtání pilot pro stěny stavební jámy. Ke stanici Červený vrch postupuje ražbou přístupová štola a jediná povrchová stanice trasy Motol dále pokračuje v rozvoji zemních a zajišťovacích prací stavební jámy budoucí stanice.

Na staveništi BRE1 (Vypich) zahájila firma Metrostav a. s. práce spojené s přípravou zázemí pro technologii TBM EPB.

V blízkosti montážní šachty byl smontován věžový jeřáb Liebherr 280 EC-H. Pod dohledem pracovníků firmy Herrenknecht se zahájila montáž systému pásových dopravníků včetně dvou nepřehlédnutelných dominant v podobě dvojice zásobníkových věží pro tunelový pás. Pomocí tohoto systému bude realizováno kompletní odtěžování

The construction has followed the updated construction schedule and, unless the works financing by the Prague Municipality is suspended, the completion of the final lining is expected to take place in December 2011.

MYSLBEKOVA - PRAŠNÝ MOST TUNNEL (BRUSNICE)

At the moment (as of 21st January 2011) the excavation of 114m of the ventilation tunnel has been completed, as well as the 19m long cross passage No. 2 between the STT and NTT. The transport route was diverted to run through cross passage No. 2 to allow fluent continuation of casting of the final lining of the NTT invert (130m completed). The assembly of the travelling form for casting of the upper vault has started in front of the tunnel. The excavation of the STT using the side drifts and central pillar sequence has been progressing, with the face found at the distance of about 430m from the portal; 129m remain to reach the breakthrough.

The excavation of the NTT from the opposite direction, i.e. from the Prašný Most construction trench, has, after completing a 68m long sidewall drift, connected to the sidewall drift section behind the tunnel collapse location, the collapse location was inundated by cinder concrete. The excavation of sidewall tunnel No. 2 has been completed at a length of 45m, with 37 metres remaining to the breakthrough. The excavation of the remaining section of the top heading up to the collapsed tunnel profile will be 98m long.

The work on removing the collapse which originated during an incident in July 2010 started on 24th January 2011, after satisfying conditions set by the Regional Bureau of Mines.

METRO LINE VA EXTENSION

The implementation of the Metro Line VA Extension Project is getting underway throughout the full length of the project. The operations pertinent to individual sections and technologies have already covered all significant nodes.

In the direction of Petřiny Station, the excavation of the Markéta access gallery, the gallery for the Main Ventilation Plant connecting to it and the tunnel for the Turn-Back Track at the aggregate length of 500m has been completed. At present the excavation of the tunnel bifurcation before Petřiny Station itself has been finished and the excavation of sidewall tunnels for the passage of a TBM has commenced in the station area. The excavation runs through stable geological conditions; the major part consists of sound Korycany Sandstone lying on Cretaceous Peruc series of strata. The NATM technique without blasting is being used. The works schedule has been complied with; the works completion is planned for 1st September in the Left Sidewall Tunnel (LST) and 16th October 2011 in the RST.

A mined tunnel for the diversion of a sewer required for starting the work in the station itself has been completed and work continues on other diversions which will make the construction of access ramps to Veleslavín Station possible. The concurrently undertaken operations comprise drilling for soldier piles for a part of the access ramp and drilling for piles forming walls of the construction trench. Driving of an access gallery proceeds toward Červený Vrch Station; the work on Motol Station, the only open-cut station on the line, proceeds by the excavation of the construction trench and installation of the trench bracing.

Regarding the construction site BRE1 (Vypich), Metrostav a.s. has commenced the work associated with the preparation of service facilities for the EPB TBM technology.

The erection of a Liebherr 280 EC-H tower crane has been completed in the vicinity of the TBM assembly shaft. The assembly of a system of belt conveyors, including the hard-to-overlook dominants formed by a pair of conveyor belt storage towers, has commenced under the supervision of Herrenknecht employees.

rubaniny v celé délce tunelu až na mezideponii situovanou na ploše zařízení staveniště.

Dne 16. prosince převzali ve Schwannau zástupci firmy Metrostav již první vyrobený razicí štít.

Během ledna byl potom na povrchu staveniště instalován mobilní jeřáb Liebherr LR1750 schopný zvedat břemena o maximální hmotnosti 750 t, byly připraveny plochy pro montáž stroje TBM EPB S-609 a dne 28. ledna 2011 dorazily na stavbu první díly závěsu stroje, čímž byla zahájena vlastní montáž štítu.

DÁLNIČE D8 – 805 – LOVOSICE – ŘEHLOVICE

Konec roku 2010 a začátek roku 2011 byly pro tento projekt ve znamení betonáže definitivních obehzdivek tunelu Radejčín.

Stavební práce na betonážích byly zahájeny již během ražeb na hloubených úsecích. Nejprve byly zahájeny výkopové práce pro spodní klenbu na ústeckém portále pro bloky LTT03 až LTT13. Pod bloky LTT01 a LTT02 prochází technologická chodba, která je součástí SO 602.05. Po provedení odtěžení zeminy a betonáži podkladních betonů bylo přistoupeno k samotným pracím na betonážích spodní klenby.

Po dokončení bloků LTT03 – LTT13 byla zahájena příprava na montáž pojízdného ocelového bednění horní klenby, které bylo demontováno a posléze převezeno z tunelu Prackovice. Vnitřní a vnější forma byla smontována během jednoho měsíce.

Po dokončení prací na hloubeném tunelu bylo po delších jednáních s investorem, ohledně poskytnutí úspory v řešení definitivního ostění, přistoupeno k betonáži spodních klenb v LTT. Před provedením samotných betonážních prací byla uskutečněna kontrola primárního ostění pomocí scanování, a to jak spodní, tak horní klenby, která vyloučila jeho zásah do profilu definitivní obehzdivky. Poté bylo dno spodní klenby očištěno a provedena vyrovnávací vrstva betonu. Protože jsou mezi spodní a horní klenbou navrženy průběžné pruty armatury, bylo nutno před započítím armovacích prací provést osazení a zabetonování podélné drenáže a části deštníkové izolace, která byla provedena z PE fólie tl. 2,5 mm. Armování bylo navrženo opět z prutových prvků. Bednění bylo použito stejné jako pro hloubenou část tunelu. Dřevěné bednění čílků bylo zajištěno pomocí mohutného příčné nosníku, ke kterému bylo připnuto pomocí spínacích tyčí. Tato úprava umožňovala provádět armovací a bednicí práce nezávisle na sobě. Beton spodní klenby je použit stejný jako v hloubené části v třídě C 25/30 XA1 a jeden betonážní celek obsahuje cca 100 m³ betonu.

V současné době jsou betonáže dokončeny do bloku č. LTT 25 a probíhají práce na vyrovnávacím betonu v bloku PTT 80. Dále probíhá z pojízdné plošiny montáž izolace horní klenby ražené části LTT a příprava na betonáže, které započnou koncem měsíce února.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

S koncem roku 2010 byly dokončeny všechny betonáže definitivního ostění na obou tunelech. Vzhledem ke zrušení stavebního povolení se v současné době provádějí na díle pouze práce nutné k zabezpečení ochrany lidí a hmotného majetku. Touto cestou se tak i tento projekt zařadil do zástupu projektů, které ve výstavbě zasáhly legislativní potíže.

TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – ČESKÉ BUDĚJOVICE

ÚSEK: VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

Těžiště prací na této významné železniční liniové stavbě se definitivně přesunulo z oblasti ražeb do období zhotovování definitivních obehzdivek již vyražených tunelů.

Ražby na nejdelším Zahradnickém bezmála kilometr dlouhém tunelu byly podle předpokladu dokončeny ke konci roku 2010. V současné době probíhá betonáž definitivního ostění, která byla

This system will be used for the complete removal of muck from the entire tunnel length to an intermediate stockpile to be located in the area of the construction site facility.

Metrostav a.s. representatives took over the first completed TBM at the Schwannau Herrenknecht plant on 16th December 2010.

A Liebherr LR1750 mobile crane was installed on the surface of the construction site during January 2011. The crane is capable of lifting loads with the maximum weight of 750t. In addition, hard surfaced areas were prepared for the assembly of the TBM EPB S-609. First components of the TBM back-up arrived at the site on 28th January 2011. Thus the TBM assembly has started.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE–ŘEHLOVICE

For this project, the end of 2010 and beginning of 2011 were in token of casting of the final lining of the Radejčín tunnel.

Concrete casting operations started earlier, during the course of the construction of cut-and-cover sections. The excavation for the invert at the Ústí portal for blocks LTT03 through LTT13 started first. A service gallery, which is part of SO 602.05, passes under blocks LTT01 and LTT02. When the excavation and casting of blind concrete had been completed, the casting of the invert commenced.

After completing blocks LTT03 through LTT13, the preparation for the assembly of the traveller scaffold for the upper vault started (the scaffold dismantled at the Prackovice tunnel and transported to Radejčín). The inner and outer shells of the formwork were assembled during one month.

When the work on the cut-and-cover section of the tunnel had been finished, casting of the invert in the LTT started, after rather lengthy discussions with the client regarding a requirement for savings in the solution to the final lining. The primary lining, both in the invert and upper vault, was checked by means of a scanner prior to the concrete casting operations. The check eliminated the possibility of the primary lining encroaching on the final lining profile. Subsequently the invert bottom was cleaned and a levelling concrete layer was cast. Because of the fact that continuous reinforcement bars are designed to be placed between the invert and the upper vault, it was necessary before the start of placing the reinforcement to lay longitudinal drains, cover them with concrete and install part of the umbrella-type waterproofing using a 2.5mm thick PE membrane. Steel bar reinforcement was again designed for the structures. The same formwork as the formwork used for the cut-and-cover section was used for the mined tunnel. The formwork stop-end was stabilised by means of a mighty transverse beam and tie rods fixing it to the beam. Owing to this solution it was possible to place reinforcement and install the formwork independently of each other. The concrete used for the invert is the same as the concrete used for the cut-and-cover tunnel structures, i.e. C 25/30 XA1; one casting block contains approximately 100m³ of concrete.

At present, concrete casting has been finished up to the block LTT 25 and levelling concrete is being placed in the block RTT 80. In addition, a waterproofing membrane is being applied to the upper vault in the mined part of the LTT from a travelling platform. Concrete casting operations are under preparation to commence at the end of February.

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

As of the end of 2010, all concrete casting operations on the final lining were finished in both tunnel tubes. Because of the cancellation of the building permit, the only works currently

v době uzávěrky tohoto čísla zhruba z poloviny jeho délky hotova. Také se připravuje bednicí forma pro betonáž únikové stoly.

U Olbramovického tunelu byla již betonáž definitivního ostění dokončena a připravuje se betonáž chodníků a montáž definitivní výstroje tunelu. Zároveň probíhá příprava na zpětný zásyp v hloubených částech tunelu.

Také tunel Tomice I je vyražen v celém svém profilu. Probíhá příprava na betonáž základových pásů a přesunuje se k němu bednicí forma z Olbramovického tunelu pro definitivní betonáž klenby.

Poslední tunel, kde ještě probíhají ražby, je tunel Tomice II. V době uzávěrky tohoto čísla bylo v kalotě vyraženo 66 m z jeho celkové délky 204 m. Ražba probíhá standardně podle zásad NRTM a daří se realizovat dva postupy během 24 hodin.

Práce na všech výše zmíněných tunelech provádí společnost Subterra, a. s.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Na havarovaném tunelu Jablunkov padlo první investorské rozhodnutí směřující k zmožení závalu z mimořádné události v listopadu 2010. Bylo rozhodnuto o sanační zpevňující injektáži pro zlepšení horninového prostředí v oblasti budoucího zmáhání. Injektáže se budou dělat z povrchu, a to cementopolířkovou směsí pomocí kolmých vrtů šachovnicovitě rozmístěných v půdorysném rastru 3 x 3 m. Práce mají být zahájeny na konci února letošního roku.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.,*

*ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL TURECKÝ VRCH

V zimných mesiacoch roku 2011 boli úplne ukončené raziace a profilovacie práce na tuneli Turecký vrch, ktorý je súčasťou železničného úseku Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce na trati Bratislava – Žilina. Pokračovala výstavba spodných klenieb a základových pásů a začala sa aj pokládka hydroizolačného súvrstvia. V marci sa predpokladá začiatok betonáží sekundárneho ostenia, na oboch portáloch sú už pripravené debniace vozy. Dvojkoľajný tunel Turecký vrch dĺžky 1775 m bude prvým slovenským moderným železničným tunelom budovaným po viac ako 40-ročnom období bez výstavby železničných tunelov. Investorm



Obr. 1 Slávnostná prerážka železničného tunela Turecký vrch sa uskutočnila 25. novembra 2010

Fig. 1 The Turecký Hill railway tunnel breakthrough ceremony took place on 25th November 2010

underway are those which are necessary for ensuring the protection of people and property. Thus the project has fallen into the crowd of projects which have been hit by legislation troubles.

TUNNELS ON VOTICE – BENEŠOV U PRAHY SECTION OF PRAGUE – ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY LINE

The focus of the works on this important linear structure has definitively moved from the field of tunnel excavation to the implementation of final linings in the completed tunnels.

The excavation of the longest, nearly a kilometre long, Zahradnice tunnel was finished before the end of 2010, in compliance with the works schedule. Currently casting of the final lining is underway. As of the magazine copy deadline, roughly one half of the tunnel length has already been provided with this lining. In addition, the travelling form for casting of the lining in the escape gallery has been under preparation.

As far as the Olbramovice tunnel is concerned, casting of the final lining has been completed and casting of walkways and installation of the final tunnel support is being prepared. At the same time, the preparation for backfilling of the cut-and-cover sections is in progress.

The excavation of the Tomice I tunnel has also been completed in the full profile. The preparation for casting of footings is underway; the upper vault formwork is being moved to the site from the Olbramovice tunnel.

The last tunnel where excavation has still been underway is the Tomice II tunnel. As of this copy deadline, the excavation of 66m of the total tunnel length of 204m has been finished in the top heading. The excavation proceeds in a standard manner, following the NATM principles; the tunnellers have managed to reach the advance rate of two excavation rounds per 24 hours.

The works on the above-mentioned tunnels have been carried out by Subterra a.s.

JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

The first client's decision aimed at coping with the incident which happened at the Jablunkov II tunnel in November 2010, i.e. the tunnel collapse, has been made. Pre-excavation grouting aimed at improving properties of the ground environment in the area of the future collapse removing operations will be carried out. The grouting will be performed from the surface, using a cement-cinder mixture injected through vertical boreholes installed in a diamond pattern at 3 x 3m horizontal grid. The work commencement is planned for the end of February 2011.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.,*

*ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.*

THE SLOVAK REPUBLIC

TURECKÝ HILL TUNNEL

Winter months of 2011 saw the full completion of excavation and profiling operations in the Turecký Hill tunnel, which is part of the Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce section on the Bratislava – Žilina railway line. The construction of the invert and footings proceeded and the installation of waterproofing layers started. Casting of the secondary lining is expected to commence at both portals in March, using the already prepared traveller forms. The 1775m long, double-track tunnel will be the first modern Slovak railway tunnel built after over a 40-year period during which no railway tunnel was built. The client is Železnice Slovenskej republiky (Slovak Railways) and the contractor is a consortium consisting of OHL ŽS a. s. (the leader), Skanska BS, a. s., Váhostav Sk,

stavby sú Železnice Slovenskej republiky, zhotoviteľom združenie vedené spoločnosťou OHL ŽS, a. s., pričom ďalšími členmi združenia sú Skanska SK a. s., Váhostav Sk, a. s., Dopřstav, a. s., a Eltra, spol. s r. o. Železničná trať s tunelom by mala byť uvedená do prevádzky v roku 2013.

PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNICE

V decembri 2010 sa Ministerstvo dopravy, výstavby a regionálneho rozvoja SR rozhodlo nepokračovať v realizácii tretieho balíku PPP projektov na výstavbu a prevádzku diaľnice D1 v úseku Hričovské Podhradie – Dubná Skala a ukončiť zmluvný vzťah s koncesionárom, spoločnosťou Žilinská diaľnica, s. r. o., založenou spoločnosťami Hochtief PPP Solutions, Alpine Bau, Western Carpathians Motorway Investors Company a FCC Construcción. Súčasťou tretieho balíku boli aj tunely Žilina (0,6 km), Ovčiarisko (2,3 km) a Višňové (7,5 km). Ministerstvo zároveň ohlásilo plány na pokračovanie výstavby, pričom ako hlavný zdroj financovania sa majú využiť eurofondy. Prvým začatým z pôvodného tretieho balíku by mal byť úsek Višňové – Dubná Skala, ktorý je z prevažnej dĺžky tvorený tunelom Višňové. Ministerstvom v decembri avizovaný začiatok stavebných prác na konci roku 2011 sa pravdepodobne nepodarí dosiahnuť.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.

a. s., Dopřstav, a. s. and Eltra, spol. s r. o. The rail line, together with the tunnel, should be commissioned in 2013.

PPP PROJECTS FOR THE DEVELOPMENT OF MOTORWAYS

A decision was made by the Ministry of Transport, Construction and Regional Development of the SR that the implementation of the third package of PPP projects for the construction and operation of the D1 motorway section between Hričovské Podhradie – Dubná Skala would not continue and the contractual relationships with the concessionaire, Žilinská diaľnica s.r.o. (Žilina Motorway), which is a company founded by Hochtief PPP Solutions, Alpine Bau, Western Carpathians Motorway Investors Company and FCC Construcción, would be terminated. Part of the third package were, among other structures, the Žilina tunnel (0.6km long), the Ovčiarisko tunnel (2.3km) and the Višňové tunnel (7.5km). At the same time the ministry announced its plans to proceed with the project, using European funds as the main source of finances. The first section of the original third package to start with should be the Višňové – Dubná Skala stretch, the major part of which is formed by the Višňové tunnel. The plan for the commencement of the construction operations notified by the ministry to take place at the end of 2011 is likely to be abandoned.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk, TERRAPROJEKT, a. s.

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

DVACET LET NAŠEHO „TUNELU“ TWENTY YEARS OF OUR „TUNEL“

TUNEL magazine, published jointly by the Czech and Slovak tunnelling associations, has entered the twentieth year of its existence through this issue. For that reason Ing. Karel Matzner, a former long-standing secretary of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, is reminding journal readers of the origination and development of the journal. The credit for its origination belongs to Ing. Jaroslav Grán, the head of the Technical Department of Metrostav, who was for a certain period of time a secretary of the Czech Tunnelling Association.

TUNEL had its predecessor, Metro Bulletin. It was published from 1971 and was focused first of all on information on the Prague metro construction project. From 1982, which is the year in which the ITA-AITES Czechoslovak Tunnelling Committee was founded, the bulletin even started to publish information on other construction projects than Prague metro, and on activities of the ITA-AITES Czechoslovak Tunnelling Committee.

Publishing of the actual TUNEL started in 1992. It has remained to be published jointly by the ITA-AITES Czech and Slovak tunnelling associations even after splitting of Czechoslovakia into the Czech and Slovak Republics. An important change took place in 1999, when translation to English was added to Czech and Slovak articles. The fact confirming the professional level of the journal was its incorporation into the list of technical peer-reviewed, non-impacted journals issued in the Czech Republic, approved by the Science and Development Council of the Government of the Czech Republic in 2008.

Všimli jste si údaje na hřbetě našeho časopisu? **20. ročník / Volume 20!** Je to neuvěřitelné, ale letos časopis TUNEL vstupuje do dvacátého ročníku. To je příležitost k malému zamyšlení a pohledu do jeho historie.

To, že vznikl zásluhou Ing. Jaroslava Grána, vedoucího technického odboru Metrostavu, si připomínáme trvale na žluté záložce každého čísla. Ale podívejme se ještě o pár let zpátky, co vlastně vydávání TUNELU předcházelo.

Oborové středisko VTEI Vodních staveb, tehdy „výrobní hospodářská jednotka“ (VHJ), respektovalo potřeby a význam stavby metra a v roce 1971, tedy v roce vzniku národního podniku Metrostav, zahájilo vydávání publikace „Zpravodaj metro“ (obr. 1). Vycházel 3x ročně jako samostatný časopis, a to vedle „Zpravodaje VTEI“, jenž tehdy vstoupil do třináctého ročníku a vycházel 6x ročně. Náplň „Zpravodaje metro“ byla přirozeně jiná než orientace TUNELU, který spatřil světlo světa až v roce 1992.

V letech 1971–1983 Metrostav vydával ještě časopis podobného charakteru „Stavíme pražské metro“, který nebyl přísně periodický (obr. 2). Jeho účelem byla především popularizace stavby pražského metra, jeho významu pro město a informace o dosažených cílech výstavby v daném období. Vycházel jednou za dva až tři roky, celkem vyšlo sedm čísel.

„Zpravodaj metro“ se soustřeďoval nejen na výstavbu metra, na její popularizaci, ale i na technické a organizační problémy s ní spojené. Přinášel sporadicky i zprávy z podzemního stavitelství ve světě.

V roce 1982 se podařilo přičiněním Ing. Jindřicha Hesse a Ing. Jaroslava Grána prosadit, aby se Československo stalo členskou zemí ITA-AITES. V tehdejší době to zdaleka nebyla jednoduchá záležitost. ČSFR zastupoval k tomu účelu ustavený



Obr. 1 Titulní strana Zpravodaje metro, číslo 1/1971

Fig. 1 Front-page of Metro Bulletin No. 1/1971

Obr. 2 Časopis Stavíme pražské metro vydávaný příležitostně v letech 1971 až 1983

Fig. 2 Stavíme Pražské Metro magazine, issued occasionally from 1971 through 1983

Obr. 3 Metro – Zpravodaj Československého tunelářského komitétu – přímý předchůdce časopisu TUNEL

Fig. 3 Metro – bulletin, a direct predecessor of TUNEL journal, issued by the Czechoslovak Tunnelling Committee

Obr. 4 Titulní strana prvního čísla časopisu TUNEL z roku 1992

Fig. 4 Front-page of the first issue of TUNEL journal, 1992

Československý tunelářský komitét ITA-AITES, jehož předsedou se stal Ing. Hess a sekretářem vedoucí technického odboru Metrostavu Ing. Grán, který byl současně i redaktorem „Zpravodaje metro“.

„Zpravodaj metro“ se změnil na „Metro – Zpravodaj Československého tunelářského komitétu“ (obr. 3). V úvodním slově se ing. Grán zamyslel nad pojmem „metro“ i nad dalším názvem časopisu. Dovolte mi, abych jeho slova citoval:

Při zahájení postupných změn ve vydávání Zpravodaje jsme rovněž uvažovali o změně názvu. V budoucnu by totiž měl ještě výrazněji než dosud přinášet informace nejen z výstavby metra, ale ze všech staveb, které jsou a budou zajímavé z nových pohledů. V této souvislosti považuji za vhodné připomenout, jak vlastně vznikl pojem „metro“ pro podzemní dráhu. Je to skoro podobné jako se vznikem slov autobus, trolejbus, mikrobus, odvozených z náhodně umístěného nápisu „omni omnibus“.

Stavbou podzemní dráhy v Londýně totiž byla pověřena městská, tedy „metropolitní“ společnost a její název byl na staveništních plotech. Občané Londýna, stejně jako v Praze nebo v Bratislavě, v hovoru zkracují názvy, a tak se rychle vžilo slovo „metro“ pro podzemní dráhu. Z hlediska vývoje je velmi zajímavé, že nakonec toto slovo více zdomácnělo v Evropě (díky Paříži). Angličtina používá „subway“, „underground“ nebo „tube“ a pojem „metropolitní“ ponechává více policii a opeře.

Náš Zpravodaj se bude v budoucnu více hlásit k původnímu pojmu „metropole, metropolitní“, tj. týkající se významného města země. V angličtině se rovněž používá slov „metro-land“, tj. území uvnitř a kolem velkého města a „metroliner“, tj. rychlý vlak mezi městy. Podobně i my chceme, aby „METRO-Zpravodaj“ řešil problémy měst, využil jejich území a zrychlil spojení mezi nimi. ... Je v tom skryt i název „Metrostav“ jako rodiče Zpravodaje. ...

Věřím, že další cesty „METRO-Zpravodaje“ umožní rychlejší spojení a informovanost českých, moravských, slovenských, ale i zahraničních tvůrců životního prostředí ve městech i mimo ně. Jeho prostřednictvím budou šířeny i vaše nápady, návrhy a zkušenosti.

Myslím, že tato Gránova vize přečkala celé dvacetiletí a uchová si platnost i do budoucnosti.

K tomu je třeba dodat, že název „METRO-Zpravodaj“ se udržel pouze jediný rok – hned ten následující se zrodil TUNEL,

jehož náplň začínala reflektovat kromě metra i jiné podzemní stavby a odborná témata (obr. 4). Byl to opět Ing. Grán, který v roce 1992 na sebe vzal odpovědnost za nově vzniklý odborný časopis a zajistil v rámci technického a propagačního odboru podniku Metrostav jeho redigování a vydávání.

Významným momentem v historii našeho časopisu a konečně celé naší odborné tunelářské společnosti byla skutečnost, že ač se republika rozdělila a vznikla dvě samostatná národní tunelářská uskupení v rámci ITA-AITES, obě strany se dohodly na uchování jednoho společného časopisu TUNEL. Ve společné redakční radě, jejímž předsedou byl po mnoho let Ing. Petr Vozarik, nadále zasedali a zasedají i zástupci Slovenskej tunelárskej asociácie.

V nových politicko-hospodářských poměrech bylo však třeba legislativně upravit statut organizace, smluvní vztahy s členskými firmami a organizacemi, zavést tomu odpovídající způsob vedení hospodaření a účetnictví ČTuK. Proto byla zřízena samostatná funkce sekretáře, který se stal současně i šéfredaktorem TUNELU. To bylo úkol, který jsem dostal v roce 1996 do vínku. Časopis v té době zůstával v zaběhnutém rozsahu a způsobu vydávání. Vodní stavby i Metrostav dlouhodobě spolupracovaly s grafikem Petrem Míškem, který byl autorem loga a většiny grafických úprav tiskovin obou podniků. Články se tehdy ještě „datlovaly“ na psacím stroji, obrázky ručně rýsovaly, grafik lepil maketu, podle které se pak publikace tiskla. Dnes to vše jen vyvolává úsměv na tváři. Bylo to pomalé, pracné – a drahé.

Závěr roku 1998 znamenal zásadní zvrat ve vydávání našeho časopisu – od čísla 4/1998 přibyla vedle češtiny a slovenštiny také angličtina. V té době už byl předseda ČTuK Ing. Hess členem předsednictva a později viceprezidentem ITA-AITES. Pokud jsme chtěli náš časopis prezentovat ve světě, angličtina byla naprostou nutností a v této mutaci jsme viděli perspektivu časopisu a jeho mezinárodního rozšíření.

Bylo třeba zajistit vhodné překladatele s odbornými znalostmi a zvětšit obsah na 56 až 64 stran. Záměr se podařil a již brzy po roce 2000 byl TUNEL uznáván jako jedna z nejlepších publikací v rámci ITA-AITES.

To už zmizely psací stroje a nastala éra internetu a počítačů. Došlo k zlepšení kvality tisku i k finančním úsporám.

V roce 2005 nastoupil do funkce sekretáře ČTuK a vedoucího redaktora Ing. Miloslav Novotný, který se zasloužil o další

výraznou inovaci časopisu. Změnou tiskárny a zavedením nových tiskařských technologií včetně grafických úprav se podařilo snížit vydavatelské náklady a postupně dál rozšiřovat obsah TUNELU. Vzrostl počet autorů i zájem o publikování odborných článků.

Časopis sehrál významnou roli při pořádání pražského Světového tunelářského kongresu v roce 2007. Na jeho přípravě spolupracovala i STA. Kongres se stal skvělou vizitkou českého a slovenského podzemního stavitelství a skončil úspěšně po odborné, společenské i ekonomické stránce, což se opět projevilo i v dalších možnostech pro rozšiřování obsahu a kvality časopisu.

Poslední významnou změnou byla skutečnost, že jsme zavedli recenzování článků a rada pro vědu a výzkum při vládě ČR časopis

Tunel zařadila do seznamu recenzovaných neimpaktovaných časopisů. To dodalo časopisu na serióznosti a článkům na odborné hodnotě. Projevilo se to i na rozsahu časopisu, který v posledních letech má většinou kolem osmdesáti, ale i přes sto stran.

Přeji časopisu TUNEL mnoho dalších úspěšných ročníků a současnému redaktorovi a celé redakční radě pod vedením pana profesora Bartáka šťastnou ruku ve výběru článků i v dalším vývoji celkového designu časopisu.

Podepsat bych se asi měl jako vedoucí redaktor v. v.

ING. KAREL MATZNER, matzner@volny.cz

VÝROČÍ NA JEDNIČKU FIRST-GRADE ANNIVERSARIES

Ing. Karel Matzner, the former long-standing secretary of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, reminds us of this year's anniversaries to be celebrated by two important companies having their business in the field of civil engineering: In September 2011, 60 years will have passed since the origination of Vodní Stavby company, which proceeded with entrepreneurial activities of a company founded by Vojtech A. Lanna in the 19th century in the field of water engineering construction. Vodní Stavby carried out, apart from other constructions, the Lipno water scheme with an underground hydroelectric power station. The underground part of the water scheme consisted of two intake tunnels, two 169m deep headrace shafts with the excavated diameter of 6m, a spherical valve chamber, a powerhouse cavern with respectable dimensions of 22.5x73x38m, two surge chambers, a 3.6km long tailrace tunnel and an inclined access tunnel for freight and personal lifts. The scheme was commissioned 50 years ago, after ten years of construction works.

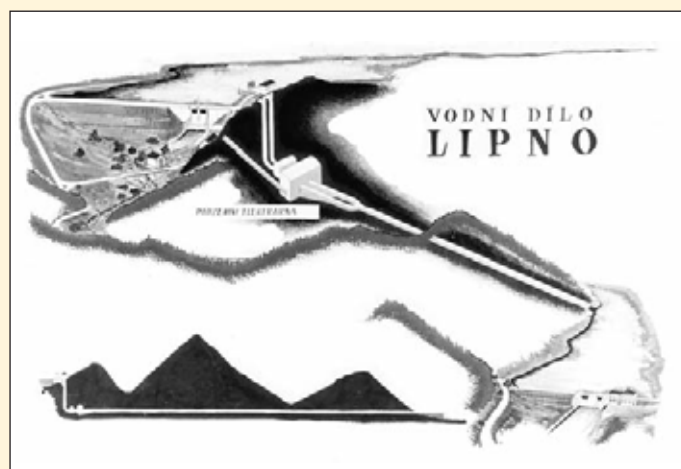
The other anniversary to be celebrated is the origination of Metrostav company 40 years ago, on 1st January 1971. The company originated via separation from Vodní Stavby company. The basic focus of the company was on the construction of Prague metro. Whilst Vodní Stavby did not succeed in coping with political-economic changes in the Czech Republic after 1990, Metrostav successfully managed the transition to the free-market economy stage. Today it belongs among leading construction companies in the Czech Republic.

Naše generace si spíše zvykla sledovat roky s osmičkou na konci. Jednou přinesly události, na které vzpomínáme s radostí, jindy zas jiné, na něž raději nevzpomínat.

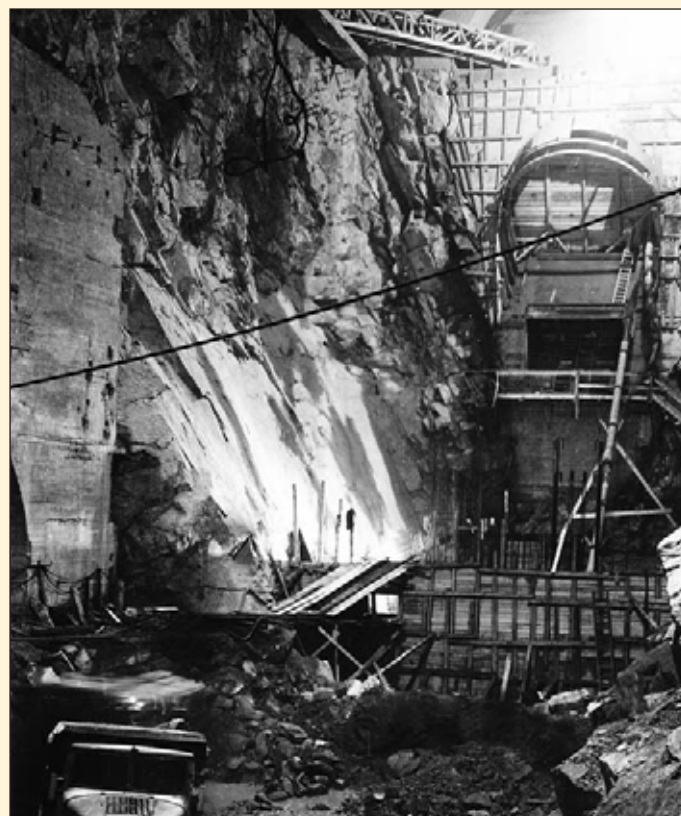
Pokud jde o ty jedničky, letos máme v letopočtu hned dvě, ty zas připomínají některé významné okamžiky v našem oboru, ve stavebnictví, ve vodohospodářských i podzemních stavbách. A také se po všech neohlížíme s radostí.

Dovolte mi zavzpomínat na historii dvou našich významných podniků, pocházejících obrazně řečeno z jednoho hnízda: na Vodní stavby a Metrostav. Oba jsou totiž letošními jubilanty, i když za zcela odlišných podmínek.

Jdete-li z česko-budějovického náměstí na nádraží, nemůžete minout v sadech u Mlýnské stoky sochu muže, tamějšího rodáka, Vojtěcha A. Lanny. Podnikatel, průmyslník devatenáctého století založil firmu, jejíž odkaz představují stavby od pražského Negrelliho viaduktu přes kladenské doly a hutě až po vodohospodářské úpravy ke splavnění toků Vltavy a Labe. Firma se stoletou tradicí se po znárodnění v roce 1948 stala součástí Československých stavebních závodů. Tak jako dalších 3500 firem. Důvody pro jejich znárodnění, tradované a publikované



Obr. 1 Schéma vodního díla Lipno
Fig. 1 Lipno water scheme



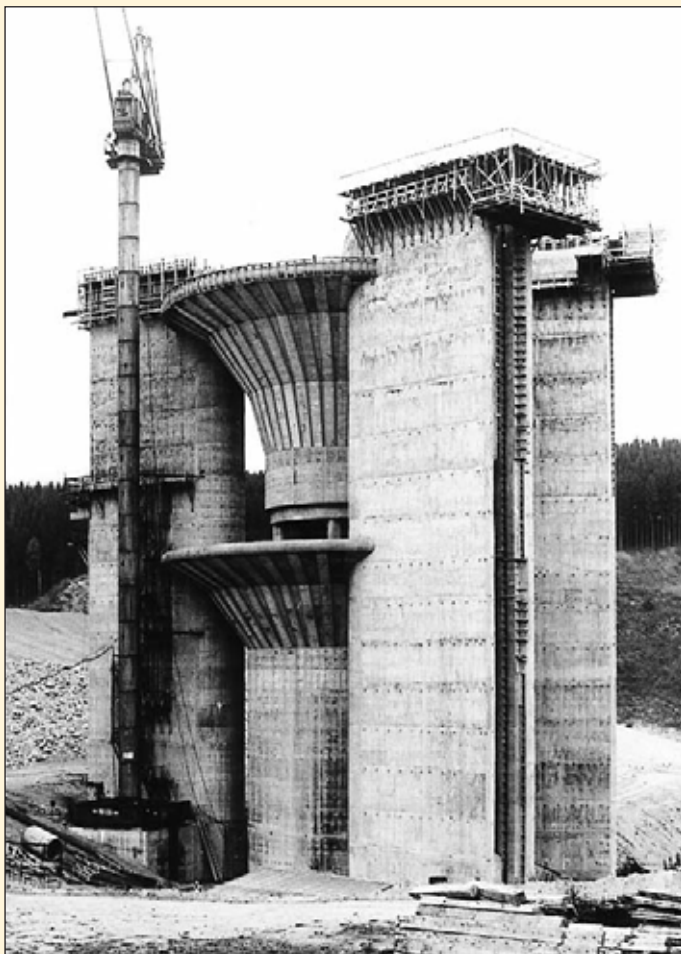
Obr. 2 Výrub kaverny a ústí šikmého přístupového tunelu (Lipno)
Fig. 2 The cavern excavation and the mouth of the inclined access tunnel (Lipno)



Obr. 3 Vtokový objekt pod těžními věžemi tlačných šachet podzemní hydrocentrály

Fig. 3 Intake structure and head gear towers over headrace shafts to the underground hydro power-station

v dobových tiskovinách, jsou skutečně úsměvné: „...byly zdrojem značných a nekontrolovatelných zisků soukromokapitalistického sektoru“. Národní podnik ČSSZ byl organizačně rozčleněn podle krajů do asi stovky závodů s číselným označením. Závody byly v následujících letech různě slučovány: závody PA 508 a PA 202 byly přejmenovány na závod Vodostavba Praha se sídlem v bývalém Lannově domě Na Florenci 35, z dalších 3 závodů vznikl závod SVIS (Speciální vodní a inženýrské stavby) Praha apod. Roku 1951 byly ČSSZ zrušeny a jeho závody sloučeny do národních podniků.



Obr. 5 VD Želivka - sdružený vtokový objekt s šachtovými přelivy pro I. a II. etapu výstavby

Fig. 5 Želivka dam – combined intake structure with spillways for construction stages I and II



Obr. 4 VD Želivka – uložení miliontého kubíku zeminy při dosypání hráze

Fig. 4 Želivka dam – the millionth cubic metre of earth put into the structure

A jsme u **prvního výročí**.

Před **60 lety**, 29. října roku 1951 byl zřízen Ministerstvem stavebního průmyslu národní podnik **Vodní stavby** se sídlem v Táboře, od roku 1953 v Sezimově Ústí, aby později natrvalo přesídlil do Prahy. Do Vodních staveb bylo začleněno 7 závodů bývalých ČSSZ, které vznikly z 63 znárodněných stavebních firem. Základem nového podniku se stala pražská Vodostavba a od roku 1953 i závod Tábor, jehož jádrem bylo stavební oddělení Batšovského Kovosvitu Sezimovo Ústí.

Vodní stavby sahaly tedy svými kořeny k Vojtěchu Lannovi i Tomáši Batšovi.

Pokračovaly další reorganizace až do roku 1958, kdy vznikly tzv. velké Vodní stavby začleněním národních podniků Vodotechna Teplice a Vodní dílo Orlík. Počet pracovníků podniku vzrostl na 10 000 a roční objem na půl miliardy korun.

S Vodními stavbami jsou spojena i další **dvě jubilea – druhé a třetí**.

Letos uplyne také **60 let** od zahájení stavby vodního díla Lipno s podzemní hydrocentrálou severského typu, která byla o deset let později, tedy před **50 lety**, po dvouletém zkušebním provozu předána 15. 2. 1961 investorovi. Z hlediska stavařského přinesla tato nejvýznamnější vodohospodářská a podzemní stavba padesátých let do našeho stavebnictví ještě další významný prvek: revitalizaci tunelářské profese, která od skončení tunelů při výstavbě základní železniční sítě v 19. a začátkem 20. století, tehdy zejména pod slovenskými horskými masivy, začala skomírat. Na Lipně vypomáhaly razičské party právě ze Slovenska, havíři z dolů – a tisíce brigádníků, za těch 10 let výstavby se udává číslo 27 000 pracovníků. Připomeňme si, že podzemní část vodního díla se sestávala ze dvou vtokových tunelů, dvou 169 m hlubokých tlačných šachet o výrubním průměru 6 m,

komory kulových uzávěrů, kaverny hydrocentrály o úctyhodných rozměrech 22,5x73x38 m se dvěma vyrovnávacími komorami, odpadního tunelu o délce 3,6 km a šikmého přístupového tunelu pro nákladní a osobní výtahy.

Čtvrté výročí

Před 40 lety, 1. 1. 1971, se stávají Vodní stavby oborovým podnikem, tzv. výrobní hospodářskou jednotkou (VHJ). Z podstaty Vodních staveb se vyčleňuje národní podnik **Metrostav**, jehož jádrem se staly závod 02 Želivka s bohatými zkušenostmi z výstavby velkých vodních děl (Slapy, Orlík, Nechanice, Želivka) a závod 04 Praha–Metro, který měl za sebou dlouhá léta úspěšné výstavby v Praze i prvních 5 let zkušeností se stavbou podzemní dráhy. Dále byly do nového podniku převedeny útvar generálního dodavatelství metra (GDM) a výrobní útvary závodu 05, které již na metru pracovaly. Metrostav byl ustaven jako přidružený podnik oborového podniku Vodní stavby a do vlnu dostal 1820 pracovníků, pracujících na metru a dalších delimitovaných rozestavěných stavbách, které bylo nutno dokončit a kapacity přesunout na metro. Jednalo se zejména o VD Želivka, jehož hráz se podařilo toho roku v předstihu dosypat až na plnou výšku konečné etapy výstavby.

Páté výročí

Před 20 lety, v roce 1991, dochází k transformaci státních podniků na akciové společnosti. Zatímco Metrostav, a. s., tímto obdobím privatizace prošel úspěšně, Vodní stavby, a. s., se rozpadly a postupně zanikly. Toto poslední výročí Vodních staveb patří k těm neradostným.

Abych nekončil smutně, podívejme se na úspěšného pokračovatele stavbařských tradic, na akciovou společnost Metrostav, která slaví letos **čtyřicetiny**. Tomuto výročí se časopis TUNEL bude zvlášť věnovat ve svém třetím čísle t. r. Dnes jen krátce můžeme konstatovat, že firma si udržuje vysoký standard, orientuje se nejen na podzemní stavby, ale stále rozšiřuje radius své činnosti doma i za hranicemi s výkonností přesahující 21 miliard Kč ročně. Má svou odnož na Slovensku a po Turecku úspěšně pracovala na stavbě tunelů v Chorvatsku, na Islandu a při výstavbě metra v Helsinkách. Přes současný útlum investic ve stavebnictví, zejména v dopravní infrastrukturu, pokračuje výstavba pražského metra prodloužením linky A pomocí plnoprofilových razicích štítů z Dejvic do Motola. Cestu k dalším úspěšným jubilejím má Metrostav otevřenou.

ING. KAREL MATZNER, matzner@seznam.cz,
bývalý pracovník Vodních staveb a Metrostavu,
čestný člen České tunelářské asociace

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS www.ita-aites.cz

ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ ASOCIACE ITA-AITES V ROCE 2011

Čtenáře časopisu Tunel bychom rádi upozornili na hlavní akce, jejichž pořádání naše asociace plánuje v roce 2011, a na některé novinky například na webových stránkách.

Tradiční půldenní semináře pořádané pod názvem **Tunelářské odpoledne (TO)** plánujeme v roce 2011 čtyři. První z nich proběhne v době, kdy toto číslo časopisu Tunel bude expedováno. Jeho tématem jsou rozestavěné tunely na železniční trati Votice – Benešov u Prahy. Součástí TO 1/2011 bude také exkurze na stavbu.

TO 2/2011 je plánováno na 1. června 2011 a zaměří se na přípravu pro ražbu štítem na prodloužení trasy pražského metra VA. Součástí semináře bude opět dopolední exkurze na stavbu, kde v té době bude probíhat montáž jednoho ze dvou štítů dodaných firmou Herrenknecht.

V Brně se bude 21. září 2011 konat **TO 3/2011**. V Brně proto, že Královopolské tunely budou těsně před uvedením do provozu, a je proto vhodné je navštívit v rámci dopolední exkurze a následně odpoledne zhodnotit zkušenosti z jejich výstavby. Podtématem TO 3/2011 bude sekundární ostění tunelů, nejen z hlediska Královopolských tunelů, ale obecně.

Poslední tunelářské odpoledne plánované v roce 2011 **TO 4/2011** bude věnováno tunelu Blanka s podtématem zaměřeným na portálové stavební jámy. Včetně dopolední exkurze na stavbu by se mělo konat 23. listopadu 2011.

Vedle Tunelářských odpolední plánujeme ještě jeden seminář, který bude celodenní, a předpokládáme, že jej odborná veřejnost vřele uvítá. Jeho konání plánujeme na polovinu června t. r. a tématem bude **Legislativa pro podzemní stavby se zaměřením na rakouskou praxi**. Přednášet budou přední rakouští odborníci (mj. prof. Wulf Schubert a prof. Robert Galler). Doufáme, že v předstihu před konáním semináře vydáme v rámci

edice *Dokumenty CzTA ITA-AITES* překlad dvou rakouských dokumentů: normy ÖNORM B 2203-1 Underground Works – Works Contract – Conventional Tunnelling a směrnice Guideline for Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavation, kterou vydala Rakouská geomechanická společnost. Přeložené dokumenty zašleme našim členům a ev. i dalším zájemcům.

Další aktivity a informace

V edici *Dokumenty CzTA* nyní vychází jako její 4. svazek *Přehled terminologie podzemního stavitelství (Výklad a překlad základních pojmů)*, který připravil kolektiv autorů: doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D., doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Petr Svoboda, prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., a dr. Alfred Stärk. Svazek obsahuje ekvivalenty českých termínů v anglickém a německém jazyce.

Valné shromáždění CzTA se bude konat v červnu t. r. a bude významné tím, že v jeho rámci proběhne volba nového předsedy a členů předsednictva asociace pro funkční období 2012 až 2014.

Již tradičně připravujeme na říjen 2011 odborný zájezd na tunely v blízkém zahraničí. Konkrétní cíl cesty ještě není vybrán.

Na webu CzTA byla zřízena stránka *Semináře*, kde jsou také umístěny příspěvky přednesené na jednotlivých Tunelářských odpoledních. Doplněna je také stránka *Podzemní stavby v provozu a ve výstavbě*. Bylo by ovšem vhodné, kdyby především dodavatelské a projekční firmy měly samy zájem v této části webu prezentovat stavby, které provádějí nebo projektují, a tak seznamovat návštěvníky webu se svou prací.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
sekretář CzTA ITA-AITES

DOKTORSKÝ PROJEKT NA TÉMA „HORIZONTÁLNÍ NAPĚTÍ V PŘEKONSOLIDOVANÉM JÍLU“ NA PŘF UK V PRAZE

Cílem projektu je zlepšení předpovědí numerických modelů v překonsolidovaných jílech zohledněním počáteční napjatosti, zdánlivé i skutečné překonsolidace a anizotropie. Počáteční napětí masivu, vyjádřená součinitelem tlaku v klidu K_0 , výrazně ovlivňují mechanické chování geotechnických konstrukcí a kvalitu analýz. Pro překonsolidované jíly však není určení K_0 uspokojivě vyřešeno. Úkolem projektu bude stanovit K_0 překonsolidovaného brněnského jílu korelačními metodami, nově provedenými polními a laboratorními měřeními i analýzou archivních údajů. Na závěr se provedou simulace vybraných geotechnických úloh v prostředí OC jílu a demonstruje se potřeba uvažování správné napjatosti a využití pokročilých modelů v praxi.

Uzávěrka pro přihlášky: **30. dubna 2011**

Informace podá J. Boháč (bohac@natur.cuni.cz), viz také <http://www.natur.cuni.cz/faculty/studium/studium-phd>

SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.sta-ita-aites.sk

SLOVENSKO – NÓRSKE TUNELÁRSKE FÓRUM V BRATISLAVE SLOVAKIAN – NORWEGIAN TUNNEL FORUM, BRATISLAVA

A meeting of representatives of the Slovak Tunnelling Association and the Norwegian Tunnelling Society took place on 28th October 2010 in the Crowne Plazza Bratislava hotel on the occasion of the state visit of King Harald and Queen Sonja of Norway to Slovakia. The main topics of the professional meeting, organised as the Forum of Competence, was the development of several long traffic tunnels being under planning in Norway, and Slovak experience in applying double-shell linings of conventionally driven tunnels.

V rámci programu štátnej návštevy nórskeho panovníka kráľa Harald V. spolu s kráľovnou Sonjou na Slovensku sa dňa 28. 10. 2010 v hoteli Crowne Plaza v Bratislave uskutočnilo aj stretnutie zástupcov Slovenskej tunelárskej asociácie a Nórskej tunelárskej spoločnosti (Norwegian Tunnelling Society). Hlavnými témami odborného stretnutia organizovaného ako Kompetenčné fórum (Forum of Competence) bola pripravovaná výstavba viacerých dlhých dopravných tunelov v Nórsku a slovenské skúsenosti s dvojvrstvovými ostentami konvenčne razených tunelov.

Za nórsku stranu vystúpil prezident Norwegian Tunnelling Society, profesor Eivind Grønvold s úvodnou prednáškou o nórskom tunelárstve. Napriek všeobecne známemu, v porovnaní so Slovenskom obrovskému, počtu existujúcich i pripravovaných tunelov a podzemných stavieb zatiaľ chýbajú Nórsku skúsenosti s výstavbou dlhých dopravných tunelov s dvojvrstvovým ostentom s medzifáhlou izoláciou. Tento fakt má dôvod jednak v prevažne priaznivých geologických podmienkach, jednak vo filozofii vybavenia a vyhotovenia tunelov, ktorá je odlišná od pre nás obvyklého „európskeho“ prístupu. Ďalšími prednáškami pokračovali Johan Mykland a Lise Backer, obaja z Nórskej správy železníc (Norwegian Rail Authority), ktorí prezentovali dva pripravované projekty dlhých železničných tunelov na tratiach E6 / Dovre a Oslo – Ski. Posledným nórsym prednášajúcim bol Erik Frogner zo spoločnosti Norconsult s predstavením projektu „Moderné železničné tunely“, ktorý je zameraný na prípravu technických riešení budúcich dopravných tunelov.

Za slovenskú stranu vystúpili so svojimi prezentáciami Viktória Chomová (Dopravoprojekt, a. s.), Miloš Frankovský



*Obr. 1 Účastníci fóra sledujú úvodnú prednášku profesora Eivinda Grøva
Fig. 1 The forum attendees following the opening lecture delivered by Eivind Grøve*

(Terraprojekt, a. s.), Marek Šún (Basler & Hofman, s. r. o.), Štefan Kovalčík (Doprastav, a. s.), Anton Petko (Skanska SK, a. s.) a Ján Husák (Železnice Slovenskej republiky). Prednášky slovenských odborníkov sa sústredili najmä na existujúce skúsenosti s navrhovaním a realizáciou dopravných tunelov, ako aj štandardné riešenia vyhotovenia definitívnych tunelových konštrukcií. Okrem informácií o moderných tuneloch boli na príklade železničných tunelov prezentované aj skúsenosti s prevádzkou diel vybudovaných v minulých storočiach.

Po ukončení prednášok nasledovala živá diskusia, v ktorej padali otázky najmä zo strany nórskeho hostí. Slovenskí tunelári sa pri nej mohli presvedčiť, že aj ich skúsenosti môžu byť prínosom pre odborníkov z takej tunelárskej veľmoci, akou je Nórsko.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava

AQUAFIN-CJ5

**zaručuje spolehlivé a trvalé
utěsnění pracovních spár!**

**Funkční složka je chráněna evropským
patentem č. EP 1 571 271**

- **Plech s patentovaným oboustranným krystalizačním povrchem, který dokonale a trvale utěsňuje pracovní spráry v betonových konstrukcích.**
- **Aktivní těsnicí efekt je zajištěn prorůstáním krystalů do struktury betonu.**
- **Certifikováno do 80m vodního sloupce.**
- **Aplikace je zcela nezávislá na povětrnostních podmínkách.**

Výhody těsnícího plechu AQUAFIN-CJ5:

- Labyrintová struktura
- Utěsňuje kapiláry a smršťovací trhliny do 0,4 mm
- Nezávadný pro pitnou vodu



Schomburg Čechy a Morava s.r.o.,
Na Univerzitním statku 2, 108 00 Praha 10
tel.: 274 781 381
e-mail: schomburg@schomburg.cz,
www.schomburg.com
www.schomburg-ics.cz

SCHOMBURG

INTELLIGENT CONSTRUCTION SYSTEMS





Silniční a
dopravní projekty



Městské inženýrství



Vodohospodářské
projekty



Podzemní stavby



Konstrukce a inženýrské
stavby



Diagnostika staveb a
monitoring při výstavbě



Životní prostředí



Inženýrská činnost



Geologie a geotechnika

PUDIS a.s.

Nad Vodovodem 2/3258, 100 31 Praha 10

tel.: +420 274 776 645

www.pudis.cz

e-mail: info@pudis.cz

1966 > 2011

