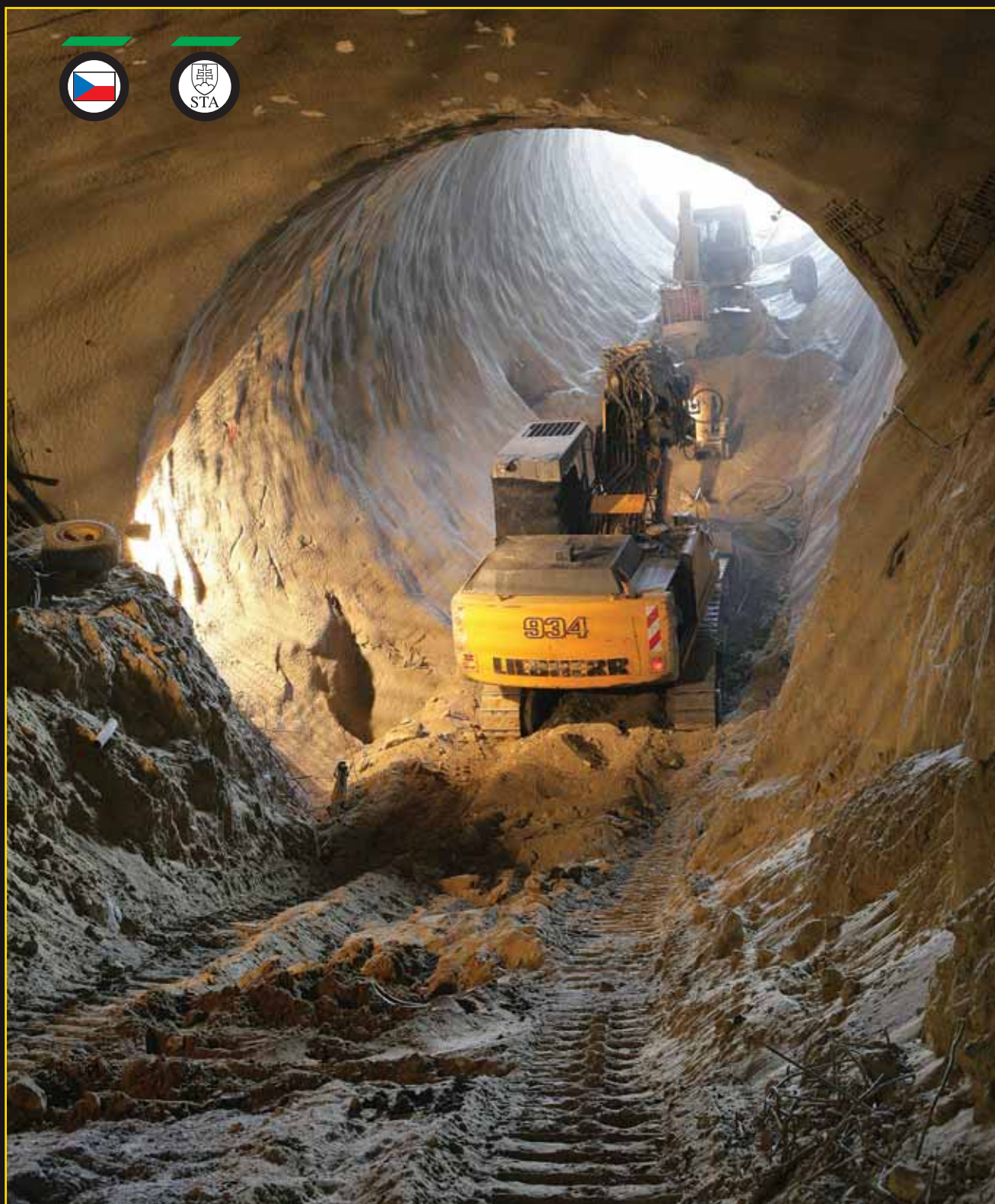


Tu nel

č. 2
2012

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





Vážení čtenáři časopisu TUNEL!

Dovolte, abych se tentokrát věnoval jedné malé, ale důležité součásti tunelových staveb, kterou je slavnostní osazení sošky svaté Barbory. Čím je vlastně tento nezbytný úkon, který provází zahajování prakticky každé podzemní stavby v naší novodobé historii?

Návratem k tradici sahající hluboko do historie?

Připomínkou bájně světice, kterou kdysi zachránila dutina ve skalním masivu před pronásledovateli?

Ženským zjevením v tomto jinak převážně mužském světě?

Příležitostí k setkání s kolegy, investory, projektanty, politiky a dalšími lidmi, kteří se na přípravě a realizaci stavby podílejí?

Rituálem ozvláštňujícím jinak monotónní rytmus stavebního života?

To všechno sice do jisté míry platí, ale podle mého názoru by osazení sošky (a je úplně jedno, jestli k němu dojde za přítomnosti kněze, či jen tak), svaté Barbory mělo být hlavně něčím jiným: Mělo by být chvilkou jisté pokory, alespoň malým připomenutím, že existují síly, které jsou zcela mimo naši kontrolu a které především budou o úspěchu stavby rozhodovat.

I přes sebelepší přípravu, nejdokonalejší strojní vybavení, ostřílený kolektiv razičů vedených těmi nejlepšími odborníky (samosebou čtoucími čtyřikrát do roka náš časopis), i přes armády účtarů, nákupčích, plánovačů, připravářů a dalších, totiž o osudu stavby nejvíce rozhodne právě ona. Svatá Barbora (nebo jí můžeme říkat třeba „Příroda“, ostatně v tomto čísle je popsán úplně jiný, ale ve svém důsledku podobný rituál na stavbách tunelů v Indii) je totiž – jako každá správná žena – tajemná, nevyzpytatelná, nespolehlivá ve své přízni a přímo zničující, když se rozzlobí a rozhodne se škodit.

Myslím, že stojí za to si to občas připomenout, a věřím, že i toto číslo našeho časopisu přináší dostatek materiálu svědčícího o tom, jak je pro nás všechny na tunelových stavbách důležité, abychom tuto nevinně vyhlížející světici s ďáblem v těle měli co nejvíce na své straně.

ING. KAREL FRAN CZYK, Ph.D.,
člen redakční rady časopisu TUNEL

Dear readers of TUNEL journal!

Allow me this time to dedicate this editorial to one small, but important element of tunnel construction projects: the installation of a statuette of Saint Barbara. What in fact does this indispensable act, which accompanies the ceremonial commencing of virtually each underground construction work in our modern history, mean?

Is it a return to a tradition reaching back into the history?

Is it a reminiscence of the mythical saint who was once saved from pursuers by a cavity in rock mass?

Is it a feminine apparition in the otherwise mostly masculine world?

Is it an opportunity to meet colleagues, clients, designers, politicians and other people participating in the preparation and implementation of the construction?

Is it a ritual enriching the rhythm of the otherwise monotonous construction life?

Of course, all of that is to a certain degree true, but in my opinion, the installation of a statuette of Saint Barbara (no matter whether in the presence of a priest or without it) should first of all be something else. The event should be a moment of certain humility, at least a brief reminding of the fact that there are forces which will above all decide about the success of the construction work and which are completely beyond our control.

The thing is that it is Saint Barbara (or we may use for instance the term “Nature”) who, despite the best planning, the most sophisticated tunnelling equipment, experienced teams of miners managed by best experts (who, of course, read our journal four times a year) and despite the existence of armies of accountants, purchasing clerks, planning engineers and other professionals, decides most of all about the construction fate. A completely different but in its result similar ritual which is performed on construction sites in India is described in this TUNEL issue. No matter whether it is our Saint Barbara or an Indian goddess, they, like all real women, are mysterious, inscrutable, unreliable as far as their favour is concerned and devastating when they get angry and decide to cause harm.

I think that it is from time to time worth reminding ourselves and I believe that even this issue of our journal brings sufficient amount of material proving how important for all of us working on tunnel construction sites is to have this saintess, feigning innocence but having the devil in the body, on our side as much as possible.

ING. KAREL FRAN CZYK, Ph.D.,
Member of the TUNEL Journal Editorial Board





VÁŽENÉ KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

úvodem bych rád řekl několik slov o naší společnosti. Firma Mott MacDonald vznikla a vyrostla na projektu londýnského metra před více než 120 lety. K dnešnímu dni nabízí 14 tisíc odborníků po celém světě široké portfolio služeb z oblastí energetiky, vodohospodářství, pozemního stavitelství, vzdělávání, rozvoje zemí třetího světa, projektového managementu, přípravy PPP projektů a mnoho dalších.

Dominantní postavení si ale stále drží zaměřením na konzultační a projektovou činnost v oboru dopravního stavitelství ve všech jeho podobách, od přípravy zakázek, přes poradenství při získávání investičních prostředků z mezinárodních (IFI) i místních zdrojů, přes všechny stupně projektové dokumentace, až po supervizi a zpětné zhodnocení vynaložených prostředků.

V roce 1993 byla v Praze založena dceřiná společnost Mott MacDonald CZ. K dnešnímu dni ve firmě pracuje na projektech v ČR i v zahraničí 137 zaměstnanců. Zaměřujeme se především na projektování a konzultační činnost v oblasti tunelů, mostů, silnic, plánování dopravy, vodohospodářských staveb, EU fondů, PPP projektů, životního prostředí a dalších.

Vrátím-li se pak pouze k tunelářské a geotechnické specializaci, pak mohu s hrdostí říci, že v České republice dnes máme 30 odborníků se zaměřením na podzemní stavby, speciální zakládání staveb a geotechniku, z nichž mnozí mají zkušenosti i z velkých mezinárodních projektů ve více než 11 zemích světa. Vybrané klíčové projekty jsou prezentovány v tomto čísle časopisu Tunel.

Česká republika má bohatou tunelářskou minulost a i v současnosti se připravuje řada dalších významných projektů. Přesto si musíme připustit, že v dnešní době dochází k přeskupování finančních prostředků (finanční krize a recese) a dochází k podstatným škrtům ve státních rozpočtech nejen v ČR, ale i v okolních zemích. Paradoxně však lze z celosvětového pohledu hovořit o zlatém čase tunelářství.

Jen v letošním roce plánuje více než desítky velkých asijských měst zahájení rozsáhlých projektů rozšíření metra. České projektovní i stavební firmy jistě mají v oblastech staveb podzemních konstrukcí co nabídnout. Máme potvrzeno, a jistě to není jenom naše zkušenost, že technická úroveň českých inženýrů a specialistů si v ničem nezádá se světovou špičkou a naši kolegové pracující v zahraničí jsou toho důkazem. Nicméně se stále častěji budeme na světových, ale i domácích trzích potkávat s velkými globálními hráči. Právě v této době je v zájmu nás všech začít maximálně spolupracovat na otevírání příležitostí v zahraničí, ale i doma. Českým firmám často chybí mezinárodní marketingová i obchodní zkušenost a příznivě se, často i politická podpora, která může být v mnoha oblastech světa rozhodující. Nicméně, české firmy jsou stále schopny nabídnout na světových trzích konkurenceschopnou cenu a ta ve spojení s kvalitou nabízených služeb může vytvořit vítěznou kombinaci. Budeme se ale muset naučit vytvářet velmi silná sdružení, která budou mít v celosvětové konkurenci reálnou šanci na úspěch.

Mott MacDonald CZ se na takovou spolupráci těší a já závěrem přeji mnoho obchodních úspěchů všem partnerům.

DEAR COLLEAGUES AND READERS OF TUNEL JOURNAL,

To start with, I would like to say several words about our company. Mott MacDonald company originated and grew up on the foundation of the London Underground project over 120 years ago. The company's 14 thousand professionals working all over the world currently offer a wide portfolio of services in the fields of power engineering, water management, civil engineering, education, the development of Third World countries, project management, the preparation of PPP projects and many others.

Nevertheless, the dominant position is continually held by consultancy and design activities in the field of transportation/transit projects in all forms, from project planning through consultancy on obtaining investment funding from both international (the IFI) and local sources, through all design stages up to supervision and the back analysis of incurred costs.

Mott MacDonald CZ, a Czech branch of the company, was founded in 1993. As of today, 137 employees are working on projects in the Czech Republic and abroad. We focus ourselves first of all on designing and consultancy in the area of tunnels, bridges, roads, planning of transport, water management constructions, EU funds, PPP projects, the environment etc.

If I revert solely to the tunnelling and geotechnical specialisation, I can say with pride that we have 30 professionals in the Czech Republic who are focused on underground construction, specialist foundation and geotechnics. Many of them even have experience from large international projects in more than 11 countries of the world. Selected key projects are presented in this issue of TUNEL journal.

The Czech Republic boasts rich tunnelling history and many new important underground construction projects are currently under preparation. Nevertheless, we must admit that financial means are today being rearranged (the financial crisis and recession) and substantial reductions are being carried out in state budgets not only in the Czech Republic, but also in neighbouring countries. Paradoxically, it is possible from a global point of view to speak about a golden time of the tunnelling industry.

It is only for this very year that more than ten Asian big cities plan to commence extensive projects for the expansion of their metro systems. Czech designing and construction companies certainly have things to offer in the field of underground construction. We have had confirmed, and certainly it is not our sole experience, that the technical level of Czech engineers and specialists takes rank in all aspects with the world's top. Our colleagues working abroad are the proof of this statement. Of course, we will encounter big global players on world markets as well as domestic markets ever more frequently. It is especially in this time that it is in our own interest to start to collaborate in opening opportunities abroad, but also at home. Czech companies often lack international marketing and commercial experience and, let us admit it ourselves, often even political support, which may be a deciding factor in many parts of the world. Nevertheless, Czech companies continue to be capable of offering competitive prices on world markets, which, in connection with the quality of services being offered, can form a winning combination. However, we will have to learn how to establish powerful consortia which will have realistic chances of success in worldwide competition.

Mott MacDonald CZ is looking forward for such collaboration. To conclude, I wish lots of commercial success to all partners.

ING. RADKO BUCEK, Ph.D.

generální ředitel Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.
General Manager of Mott MacDonald CZ, spol. s r. o.



30 LET ÚSTAVU GEONIKY AKADEMIE VĚD ČR V OSTRAVĚ

Historie Ústavu geoniky AV ČR započala 1. července 1982, kdy byl zřízen Hornický ústav ČSAV v Ostravě – předchůdce nynějšího Ústavu geoniky. Připomínáme si tedy 30 let samostatné existence vědeckého pracoviště Akademie věd České republiky, který je v současné době jediným ústavem AV ČR v Ostravě a v Moravskoslezském kraji.

Činnost původního Hornického ústavu byla orientována výlučně k problematice hlubinného dobývání surovin. Hlavními vědeckými disciplínami byly hornická geomechanika a aerologie. Pojetí výzkumu však bylo otevřené i k základnímu výzkumu a interdisciplinární, takže v ústavu byly rozvíjeny i obory související, zejména geologie, geofyzika, geochemie, matematické modelování, a další. Toto byl dobrý základ pro následující období transformace, která probíhala v celé Akademii věd na počátku 90. let.

Nová koncepce ústavu zachovala zemskou kůru a v ní probíhající procesy jako základní objekt výzkumu, ale zdůraznila zaměření nejen na hornictví, ale i na další technologie využití zemské kůry, např. realizaci podzemních staveb, podzemní ukládání odpadů apod. Kromě rozvoje geotechnologií byla větší pozornost věnována i výzkumu environmentálních dopadů lidské činnosti. S tím také souvisel vznik oddělení environmentální geografie v Brně. Transformace ústavu byla zdůrazněna i novým názvem a od 1. dubna 1993 byl Hornický ústav přejmenován na Ústav geoniky, takže větší část historie ústavu je již spojena s tímto jménem.

Současné zaměření Ústavu geoniky AV ČR, který má od roku 2007 formu veřejné výzkumné instituce (v. v. i.), se týká následujících oblastí:

- výzkum geomateriálů (složení, vlastnosti) a jejich interakce s prostředím, reakce horniny při působení fyzikálních a fyzikálně-chemických procesů,
- výzkum procesů způsobených lidskou činností v horninovém masivu (např. stabilita podzemních děl a vývoj porušení horninového masivu vlivem dobývání, zpevňování horninového masivu, šíření a izolace kontaminantů), měření napětového stavu s využitím hydroporušování nebo měření technikou odlehčení vrtného jádra s využitím unikátní kuželové tenzometrické sondy, analýza vývoje napětí, výzkum indukované seismicity, studium poklesů zemského povrchu a dal.,
- efektivní metody numerického modelování mechanických a tepelných procesů a proudění kapalin v horninách s využitím současného rozvoje numerických metod i s realizací náročných paralelních výpočtů na výkonných paralelních počítačích,
- výzkum nových způsobů využívání zemské kůry (např. ukládání odpadů včetně vyhořelého jaderného paliva či podzemního ukládání CO₂),
- neklasické metody rozpojování materiálů, různorodé využití technologie vysokotlakého vodního paprsku,
- observatorní sledování a studium vybraných geofyzikálních polí,
- geografický výzkum se zaměřením na životní prostředí a krajinu, problematiku přírodních extrémů (povodně apod.), netradičních zdrojů energie, brownfields, výzkum změn v regionech či ekologických problémů ve vybraných oblastech.

Ústav je v současné době řešitelem řady vědeckých a výzkumných projektů včetně projektů mezinárodních. Je partnerem ve výzkumných projektech evropských strukturálních fondů OP VaVpI a OP VK, což umožňuje významně rozšířit přístrojové vybavení laboratorii ústavu. V rámci projektu „*Institut čistých technologií těžby a užití nerostných surovin*“ je např. budována laboratoř tomografie a podstatně rozšířeno vybavení pro analýzu geomateriálů i pro rozvoj technologie vysokotlakého vodního paprsku. Pro oblast počítačových simulací procesů v horninovém prostředí je pak důležité partnerství v projektu Centra excellence IT4Innovations, kde bude využíván nejvýkonnější superpočítač v ČR. Partnerství ve dvou zmíněných projektech řešených s VŠB-TU Ostrava, ale i v jiných projektech zesiluje spolupráci ústavu s vysokými školami a dalšími institucemi u nás i v zahraničí.

PROF. RNDR. RADIM BLAHETA, CSc.

*ředitel Ústavu geoniky AV ČR, v. v. i.,
Director of The Institute of Geonics of the AS of the CR, v. v. i.*

30TH ANNIVERSARY OF THE INSTITUTE OF GEONICS OF THE ACADEMY OF SCIENCES OF THE CR IN OSTRAVA

The history of the Institute of Geonics of the Academy of Sciences of the Czech Republic started on 1st July 1982, when the Institute of Mining of the Czechoslovak Academy of Sciences, the predecessor of the current Institute of Geonics, was founded in Ostrava. This means that we are commemorating 30 years of the independent existence of this scientific workplace of the Academy of Sciences of the Czech Republic, which is currently the only institute of the Academy of Sciences of the CR existing in Ostrava and the Moravian-Silesian region.

The activities of the original Institute of Mining was focused exclusively on underground mining for mineral resources. The main scientific disciplines were mining geomechanics and aerology. However, the concept of research was open even toward basic research and was interdisciplinary, therefore even fields of research associated, first of all, with geology, geophysics, geochemistry, mathematical modelling etc. were developed in the institute. It laid good foundation for the subsequent period of transformation, which was in progress in the entire Academy of Sciences at the beginning of the 1990s.

The new concept of the institute maintained the earth crust and processes running in it as the basic research subject, but it put stress on the fact that the focus was also on other technologies for using the earth crust, for example underground construction, underground disposal of waste etc. Apart from the development of geotechnologies, bigger attention was devoted even to the research into environmental impacts of human activities. The origination of the Department of Environmental geography in Brno was also associated with it. The transformation of the institute was emphasised even by a new name; since 1st April 1993 the Institute of Mining name was changed to the Institute of Geonics. The larger part of the institute history is therefore associated with this name.

The current focus of the Institute of Geonics of the Academy of Sciences of the CR, which has had the form of a public research institute (v.v.i.) is related to the following fields:

- research into geomaterials (composition, properties) and their interaction with the environment; the response of ground during exposition to the action of physical and physically-chemical processes,
- research into processes induced in rock mass by human activities (e.g. the stability of underground workings and the development of ground mass disturbance due to mining activities, reinforcing of ground mass, spreading and isolation of contaminants), the measurement of the state of stress using hydrofracture or measurement by means of the overcoring method using a unique conical strain gauge probe, the analysis of the development of stress, the research into induced seismism, the study on subsidence of earth surface etc.,
- effective methods of numerical modelling of mechanical and thermal processes and fluid flows in ground, using the current development of numerical methods, together with carrying out complicated parallel calculations on powerful parallel computers,
- research into new ways of using the earth crust (e.g. the disposition of waste including spent nuclear fuel or underground disposal of CO₂),
- non-classical methods of the disintegration of materials, various ways of using the high-pressure water jet technology,
- observation and study of selected geophysical fields,
- geographical research focused on living environment and landscape, problems of natural extremes (floods etc.), non-traditional sources of energy, brownfields, research into changes in regions or ecological problems in selected areas.

At the moment, the Institute is solving a range of scientific projects and research projects, including international projects. It is a partner in research projects set out by European structural funds OP VaVpI and OP VK, which allows it to significantly expand the instrumentation of its laboratories. For example, a tomography laboratory is being developed and the equipment for the analysis of geomaterials and for the development of the high-pressure water jet technology is being expanded within the framework of the project “*Institute of Clean Technologies for Mining and Utilization of Raw Materials for Energy*”. The partnership in the project of the IT4Innovations Centre of Excellence, where the most powerful supercomputer in the CR will be used, is important for the area of computer simulations of processes in ground mass. The partnership in the two above-mentioned projects, which are being solved with the VŠB-TU Ostrava, and in other projects strengthens the collaboration of the Institute with universities and other institutions both in our country and abroad.

VYUŽITÍ KOTEVNÍCH SYSTÉMŮ V HLUBINNÝCH DOLECH OKR A TESTOVÁNÍ JEJICH ÚNOSNOSTI

THE USE OF ANCHORING SYSTEMS IN OKR UNDERGROUND MINES AND TESTING OF THEIR RESISTANCE

KAMIL SOUČEK A KOL.

ÚVOD

V současné době se hloubka dobývání v obtížných hornicko-geologických podmínkách ostravsko-karvinského revíru pohybuje kolem 1000 m pod povrchem. Nové dobývací komplexy vyžadují větší manipulační a provozní prostor v oblasti styku porubní fronty a přilehlých porubních chodeb, zejména pak na těžních třídách porubů. S tím souvisí i zvyšující se požadavky na minimalizaci konvergenčních projevů horninového masivu zejména při používání vysoce kapacitních stěnových porubů. Proto je zvyšování stability porubních chodeb a chodeb vedenných v jejich blízkém okolí jednou z bezpečnostních priorit v současném hlubinném hornictví.

Minimalizace deformačních, resp. tlakových projevů horninového masivu je řešena především zaváděním podpůrných opatření a účinných prostředků do procesu vyztužování důlních chodeb a následného dobývání uhelných slojí. Jsou to zejména:

- používání větších průřezů důlních chodeb a úprava tvaru podpěrných obloukových výztuží,
- zvyšování hmotnostních stupňů u jednotlivých segmentů obloukových ocelových výztuží,
- používání mikrolegované oceli s výhodnějšími (lepšími) pevnostními a přetvárními vlastnostmi,
- používání samostatné svorníkové výztuže a kombinovaných systémů výztuží porubních chodeb (ocelová oblouková výztuž a samostatné svorníkové výztuže), včetně použití řady dalších zesilujících výztužných prvků, používaných v podzemním stavitelství (např. dlouhé pramencové kotvy),
- v neposlední řadě jsou často pro úpravu a zlepšení vlastností okolního horninového masivu používány injektážní procesy využívající chemická média.

Dosavadní poznatky a zkušenosti potvrdily, že ve velkých hloubkách ani podpěrné výztuže s vysokou únosností a vyšší hustotou budování nezabrání výrazným deformacím důlních chodeb především v návaznosti na vlastní dobývání. Vzniklé deformace souvisejí s přeskupováním napětí horského masivu, a konsekventně s mechanismem přetváření a porušování hornin v okolí provozovaných důlních chodeb. Právě proto dochází v současné době k masivnímu nárůstu používání různých typů kotev (např. pramencové kotvy kotvené u kořene, svorníky lepené po celé délce). Jedná se o používání kotevních systémů jak v samostatné variantě použití (svorníky, popř. kotvy kotvené přímo k líci výrubu), tak v kombinované variantě, kdy:

- a) kotevní prvky, nejčastěji pramencové kotvy (někdy nazývané lanové či strunové), jsou kotveny k horninovému masivu v různých variantách přes podpěrnou ocelovou výztuž,
- b) svorníky, popř. pramencové kotvy jsou kotveny přímo k líci výrubu a zároveň je použita podpěrná ocelová oblouková výztuž.

INTRODUCTION

Nowadays, the depth of coal extraction in the difficult mining-geological conditions of the Ostrava-Karviná coal mining district (the OKD) is in the region of 1000 m under the surface. New mining complexes require larger handling and operating space in the area of the contact between the coal face with adjacent headings, first of all in tramming drifts. This is even connected with requirements for the minimisation of rock mass convergence manifestations, first of all when high-capacity longwall faces are used. For that reason the increasing of the stability of headings and galleries running in their close vicinity is one of safety priorities for the current coal mining industry.

The minimisation of rock mass manifestations of deformations or rock mass pressure is solved first of all by introducing support measures and effective means into the process of supporting the excavated drifts and subsequent working on the seams. The following measures are used first of all:

- using larger cross-sections of drifts and adaptation of the geometry of steel arch support elements,
- increasing the weight degrees for individual steel arch support segments,
- using microalloy steel with more advantageous (better) strength-related and deformational properties,
- using separate rock bolt support and combined systems of support in entries (steel support arches and independent rock bolt support), including the use of a range of other reinforcing support elements used in the underground construction industry (e.g. long stranded anchors),
- at last but not least, grouting processes using chemical media are often used for the modification and improvement of surrounding rock mass properties.

The existing knowledge and experience confirmed that even high-capacity support systems with higher density of the installation are unable to prevent significant deformations of drifts at large depths, first of all during the mining operations. The originating deformations are connected with the redistribution of stresses in rock mass surrounding the drifts and, consequently, with the deformation and fracturing of the rock mass surrounding operating drifts. This is the reason why the use of various types of anchors (e.g. stranded anchors anchored along roots, rock bolts fully encapsulated in resin) currently massively increases. Anchoring systems are used both in an independent use variant (rock bolts or anchors anchored directly to the excavated surface) and in a combined variant, where:

- a) anchoring elements, most frequently stranded anchors (sometimes named rope anchors or string anchors) are anchored to rock mass in various variants through steel support frames,
- b) rock bolts or stranded anchor heads are fixed directly to the surface of the excavated opening and, at the same time, steel support arches are installed.

I přes stále frekventovanější používání těchto kotevních systémů lze říci, že dobře známy jsou pouze materiálové a technologické vlastnosti používaných kotevních a svorníkových systémů, předepsaný způsob a podmínky jejich instalace apod. Naproti tomu poznatky o vlastním chování těchto výztužných systémů v reálných podmínkách karbonského horninového masivu jsou stále nedostatečné. Realizace systematického výzkumu v důlních podmínkách, který je pro získání těchto poznatků nezbytný, není totiž jednoduchá. Sladění potřeb těžební organizace a teoretických požadavků takového výzkumu je mnohdy značně obtížné. Experimenty jsou limitovány i možnostmi stávajících výzkumných kapacit. Hlavní tlak na sledování těchto kotevních systémů by měl přicházet zejména ze strany zákazníků a uživatelů, tedy těžebních organizací, ne ze strany dodavatelů, jak tomu v mnoha případech bývá.

Z našich dlouholetých zkušeností a diskutovaného současného stavu monitorování kotevních systémů používaných v podmínkách hlubinných dolů OKR včetně testování jejich únosnosti vyplývá, že směr výzkumu je nutno zaměřit do následujících tří oblastí:

- in situ testování tahových charakteristik kotev a svorníků (tzv. pull testy),
- in situ sledování průběhu zatěžování kotevní výztuže ve vztahu k postupu čelby raženého díla a následně porubní fronty,
- laboratorní a in situ parametrické studie chování kotevních systémů (např. vliv průměru instalačního vrtu na tahovou únosnost kotev, vliv délky zalepení na tahovou únosnost kotev, vliv kotevní směsi na únosnost kotev apod.).

V následujících kapitolách představujeme některé výsledky a postřehy z již provedených testů chování svorníkových a kotevních systémů jak v důlních podmínkách, tak v laboratoři.

TESTOVÁNÍ TAHOVÉ ÚNOSNOSTI KOTEVNÍ A SVORNÍKOVÉ VÝZTUŽE

Základním předpokladem použití kotevní výztuže je dosažení dostatečného ukotvení kotevních prvků ve vrtu. Účelem prováděných zkoušek je stanovit nejen prostou tahovou pevnost instalovaných kotev, ale také stanovit jejich celkovou tahovou charakteristiku, která udává průběh deformace (protážení, resp. vytažení kotvy) v závislosti na aplikované tahové síle. Pro měření protažení, resp. vytažení svorníku je používán laserový dálkoměr s registrací odečítaných hodnot vzdáleností. Spolu s daty z tlakového snímače na tahoměru jsou tyto synchronně zaznamenávány pomocí speciálního softwaru na PC do výsledného datového souboru (obr. 1). Tato aparatura registruje skutečný pohyb konce svorníku bez ohledu na případné zatlačení opory tahoměru do horninového masivu. Přesnost odečtu hodnot dosahuje ± 1 mm. Následné zpracování naměřených dat je prováděno v prostředí komerčního softwaru MS Excel.

V případě kotev nelepěných po celé jejich délce je vhodné do stejného grafu rovněž vykreslit charakteristiku znázorňující elastické prodloužení (deformaci) nezalepené části testovaného svorníku pro účely zhodnocení deformací zalepené a nezalepené části svorníkové tyče (obr. 2a). Na následujících obrázcích 2b a 2c jsou uvedeny typické charakteristiky různých používaných kotev v podmínkách OKR s jejich pracovními charakteristikami.

SLEDOVÁNÍ PRŮBĚHU ZATĚŽOVÁNÍ KOTEVNÍ VÝZTUŽE V DOLE

Kromě zjišťování absolutní únosnosti instalovaných kotev je velice potřebné monitorování přenášení tahových sil v tělese kotvy. Monitorování tahových sil v tělese kotvy je nezbytné pro zjišťování funkce a účinnosti kotvy, především v závislosti na

It is possible to say that, even despite continually more frequent using of these anchoring systems, only the material and technological properties of the anchoring and rock bolting systems, the prescribed method and the conditions for their installation etc. are well known. On the other hand, the knowledge of the behaviour of these support systems in real conditions in Carboniferous rock mass is still insufficient. The reason is that conducting systematic research, which is necessary for gaining this knowledge, in the conditions of a mine, is not a simple matter. Bringing the needs of a mining organisation into harmony with theoretical requirements of such the research is often very difficult. Experiments are limited even owing to the existing research capacities. The main pressure on the observation of these anchoring systems should stem first of all from the side of clients and users, i.e. mining organisations, and not from the side of contractors, as it is in many cases usual.

It follows from our long-time experience and the current condition of the monitoring of anchoring systems used in OKD underground mines being currently under discussion that the research must be focused on the following three areas:

- in situ testing of tension-related characteristics of anchors and rock bolts (the so-called pull-out tests),
- in situ monitoring of the course of loading of the anchoring support in relation to the advance of the heading and, subsequently, the advance of the coal face,
- laboratory and in situ parametric studies on the behaviour of anchoring systems (e.g. the influence of the installation borehole diameter on the resistance of anchors, the influence of the encapsulation length on the resistance of anchors, the influence of the anchoring mixture on the resistance of anchors etc.).

In the chapters below we introduce some results and observations from the completed tests of the behaviour of rock bolting and anchoring systems both in conditions of mines and in a laboratory.

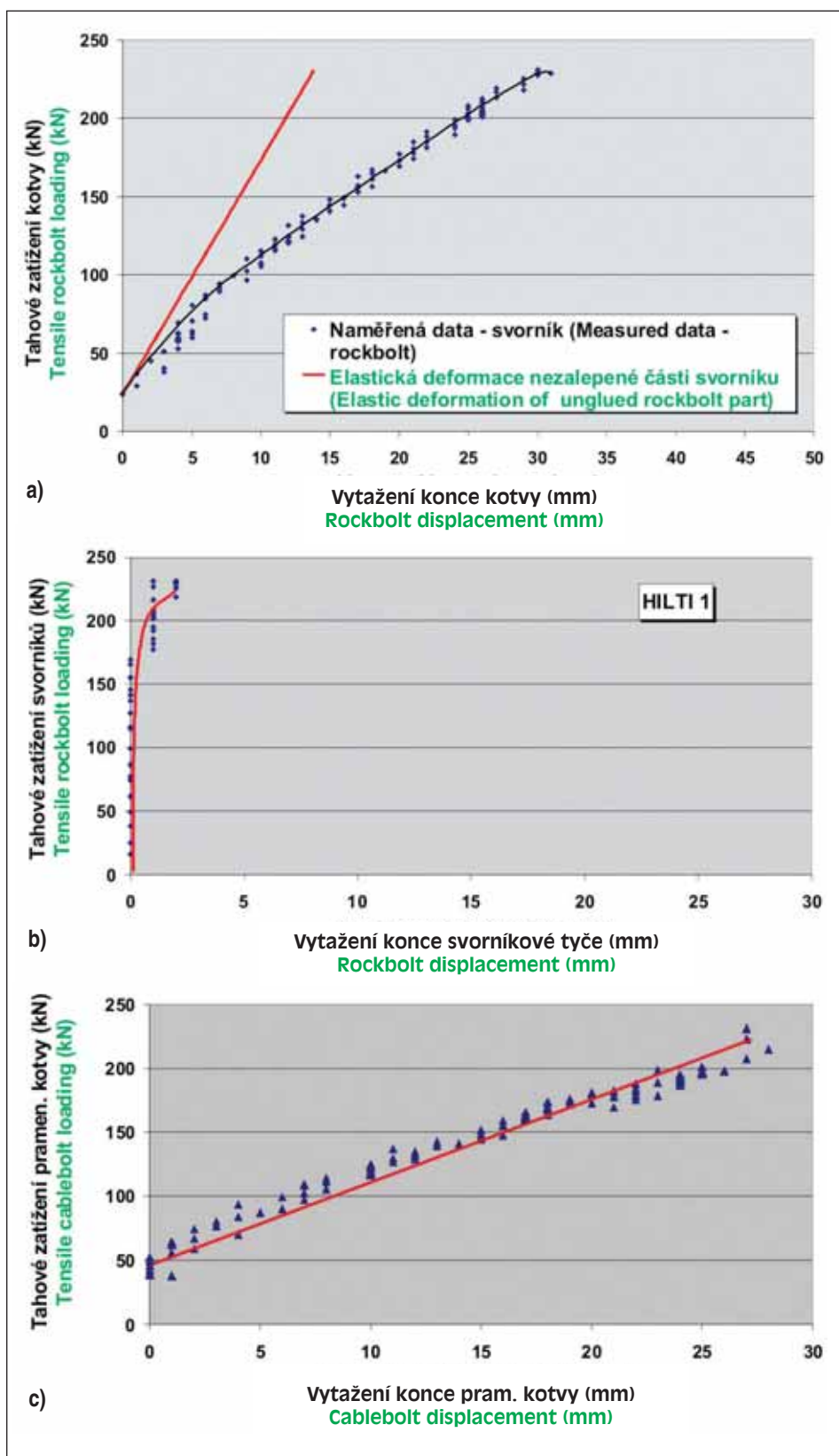
TESTING OF RESISTANCE OF ANCHORING SYSTEMS AND ROCK BOLTING SYSTEMS

The basic condition for the use of anchoring systems is that sufficient anchorage of anchoring elements in the borehole is



Obr. 1 Ilustrační fotografie systému měření při realizaci tahové zkoušky se záznamem do PC (legenda: 1 – laserový dálkoměr, 2 – tahoměr na instalovaném svorníku)

Fig. 1 Illustration picture of the measurement system during a pull-out test with recording to a PC (legend: 1 – laser distance meter, 2 – tension dynamometer on an installed rock bolt)



Obr. 2 Pracovní charakteristiky kotevních výztuží

a) 3 m Rockbolt K60-25, Lokset HS, délka zalepení 1,75m, inst. uhel. sloj 20 MPa

b) 2,5 m Hilti HOS-W250/320, délka zalepení 2,5 m, jemn. pískovec

c) 5 m pramencová kotva IR-4/B, Lokset HS, délka zalepení 1,7 m, jemn. pískovec

Fig. 2 Reaction characteristic of anchored support

a) 3 m Rockbolt K60-25, Lokset HS, encapsulated length of 1.75m, inst. coal seam 20 MPa

b) 2.5 m Hilti HOS-W250/320, encapsulated length of 2.5 m, fine-grained sandstone

c) 5 m stranded anchor IR-4/B, Lokset HS, encapsulated length of 1.7 m, fine-grained sandstone

indukovaných změnách v horninovém masivu (vznik trhlin, posuny bloků atd.). Pro kotvy kotvené kořenem je vhodné použití prstencových hydraulických dynamometrů vybavených

reached. The purpose of the tests being conducted is to determine not only the simple pull-out strength of the installed anchors but also to determine overall tension-related characteristics of the anchors, which inform about the deformation curve (elongation or pulling out of the anchor) in relation to the tensile force applied. The elongation or pulling-out of rock bolts is measured using a laser distance meter registering the values of the distances read. Together with the data from the pressure transducer installed on the tension dynamometer, this data is recorded by means of special software on a PC into the final data set (see Fig. 1). This apparatus registers the actual movement of the rock bolt end, disregarding the contingent pushing of the tension dynamometer into the rock mass. The accuracy of reading values reaches ± 1 mm. The subsequent processing of the measured data is conducted in the environment of the commercial MS Excel environment.

It is advisable in the case of fully encapsulated anchors to plot in the same graph also the characteristics indicating the elastic elongation (deformation) of the non-encapsulated part of the rock bolt being tested, for purposes of assessing the encapsulated and non-encapsulated parts of the rock bolt rod (see Fig. 2a). Typical characteristics of various anchors used in the OKD conditions together with their dynamic characteristics are presented in Figures 2b and 2c below.

MONITORING OF THE COURSE OF LOADING OF ANCHORING SUPPORT IN A MINE

In addition to determining the absolute resistance of installed anchors it is very necessary to monitor the transmission of tensile forces within the anchor body. The monitoring of tensile forces within the anchor body is necessary for the determination of the function and effectiveness of the anchor, first of all in relation to changes induced in rock mass (the development of cracks, shifting of blocks etc.). It is recommended for root-fixed anchors to use ring-type hydraulic dynamometers equipped with pressure gauges, making the reading of the actual tensile loading of anchors possible. These dynamometers are suitable for the monitoring of loads acting on stranded anchors anchored to the surface of the excavated opening and monitoring of

the effectiveness of combined support, which is ever more frequently used in the OKD conditions (see Fig. 3). It is necessary for successful measurement to ensure that the structure of

manometrem, na kterých lze odečíst aktuální tahové zatížení kotev. Tyto dynamometry jsou vhodné pro monitorování zatížení pramencových kotev kotvených k líci výrubu i pro monitorování účinnosti kombinované výztuže, v podmínkách OKR stále více používané (obr. 3). Pro úspěšnou realizaci měření je nutno zabezpečit dostatečně tuhou konstrukci sestavy dynamometru včetně použitých podložek.

Na obrázku 4a jsou typické ukázky záznamu zatížení pramencových kotev IR 4 o jmenovité únosnosti 420 kN před postupujícím porubem do doby důlního otřesu vyvolaného bezvýlomovou trhací prací. (Bezvýlomová trhací práce představuje odpálení výbušnin ve vrtech v předpolí porubu pro snížení napětí v horninovém masivu.) Poškození prvků monitoringu důlním otřesem znemožnilo další pokračování experimentu (minimální vzdálenost kotev před hranou porubní fronty byla cca 120 m).

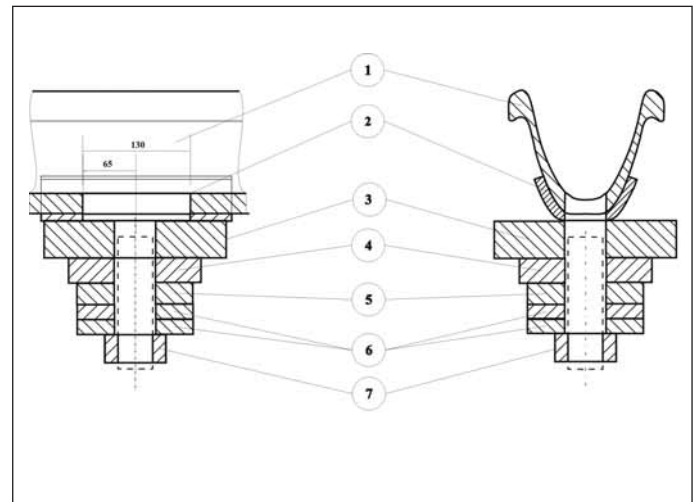
Další možností sledování průběhu zatížení lepených tyčových svorníků po celé délce je měření vlastní deformace tyčí použitím tenzometrů umístěných na těle svorníkové tyče. Z měřené deformace lze pak na základě Hookova zákona odvodit vlastní průběh zatěžování těla kotvy v průběhu její životnosti. Příklad grafického výsledku monitoringu pomocí tenzometrické tyčové kotvy lepené po celé délce je dokumentován obrázkem 4b. Tento experiment byl realizován v pevných migmatických horninách v hloubce cca 1000 m pod povrchem.

SLEDOVÁNÍ CHOVÁNÍ KOTEVNÍCH SYSTÉMŮ

Parametrická studie chování kotevních systémů umožní stanovit, jak změna jednoho nebo více parametrů (např. průměr vrtu, délka zalepení, geometrický tvar lepené části kotvy, vlhkost hornin apod.) ovlivní například pevnost ukotvení svorníku nebo celkovou charakteristiku pull-out testu.

Uvádíme zde výsledky studie, ve které je simulován vliv průměru instalačního vrtu kotvy na výslednou tahovou charakteristiku. Průměr vrtu a tvar stěn vrtu se může v horninovém masivu lišit od požadovaného průměru v závislosti na geologických podmínkách (málo pevné horniny – vypadávaní horniny ze stěny vrtu), na režimu vrtání (rezonanční kmitání vrtné korunky způsobující ve vrtu „šroubovici“, která ovlivňuje vlastní průměr a objem vrtu (obr. 5) a na lidském faktoru (nesprávně použitý průměr vrtné korunky apod.). Pro tahové zkoušky byly použity pramencové kotvy IR 4/C (průměr kotvy 24 mm) o délce kořene cca 280 mm. Kotvy byly instalovány do betonových krychlí o hraně 300 mm s pevností betonu v jednoosém tlaku cca 50 MPa. Ve středu každé krychle byl rotačním vrtáním připraven jeden instalační vrt průměru cca 28 mm, 32 mm nebo 40 mm o délce cca 280 mm. Do tohoto vrtu byla vlepena pramencová kotva pomocí polyesterové pryskyřice Lokset HS Slow (obr. 6a). Následně asi po 8 týdnech byla provedena na těchto kotvách tahová zkouška. Obr. 6b znázorňuje zkušební sestavu tahoměru a dálkoměru při vlastní zkoušce.

Graf na obr. 7 znázorňuje typické tahové charakteristiky použitých kotev vlepených do vrtů o různém průměru. Na základě průběhu jednotlivých křivek můžeme konstatovat, že úvodní chování jednotlivých kotev je velice obdobné přibližně do úrovně tahové síly cca 50 kN. V této oblasti jde zřejmě o překonávání adhezních sil mezi povrchem kotvy a použitého tmele. Dále lze již pozorovat odlišné chování. U největšího průměru (40 mm) je odpor kotvy v tahu nejvyšší – cca 100 kN. V jednom případě byl naměřen odpor v tahu pouze 8 kN. U této zkoušky s nejvyšším průměrem vrtu došlo zřejmě k nedostatečnému promíchání a vytvrzení tmele v oblasti stěn vrtu. Nejvyšší odpor v tahu (cca 230 kN) vykazuje kotva instalovaná ve vrtu s nejmenším průměrem (28 mm). V průběhu tahové zkoušky dochází pravděpodobně k různé úrovni stlačování



Obr. 3 Schéma umístění prstencového dynamometru při monitorování pramencových kotev tvořících kombinovaný výztužný systém s podpěrou ocelovou výztuží (legenda: 1 – přikotvený oblouk podpěrné výztuže, 2 – návalek TH roviny s otvorem pro pramencovou kotvu, 3 – roznášecí deska dynamometru, 4 – zátěžová deska dynamometru, 5 – roznášecí podložka dynamometru, 6 – upínací matice pramencové kotvy, 7 – upínací pouzdro pramencové kotvy se závitem)

Fig. 3 Diagram of the position of a ring dynamometer during the monitoring of stranded anchors forming a support system combined with steel support arches (legend: 1 – tied-back support arch, 2 – welded-on piece of the TH plane with a hole for a stranded anchor, 3 – dynamometer face plate, 4 – dynamometer load plate, 5 – dynamometer bearing pad, 6 – stranded anchor fixing nut, 7 – threaded fixing cap of stranded anchor)

the dynamometer set, including the face plates used, is sufficiently rigid.

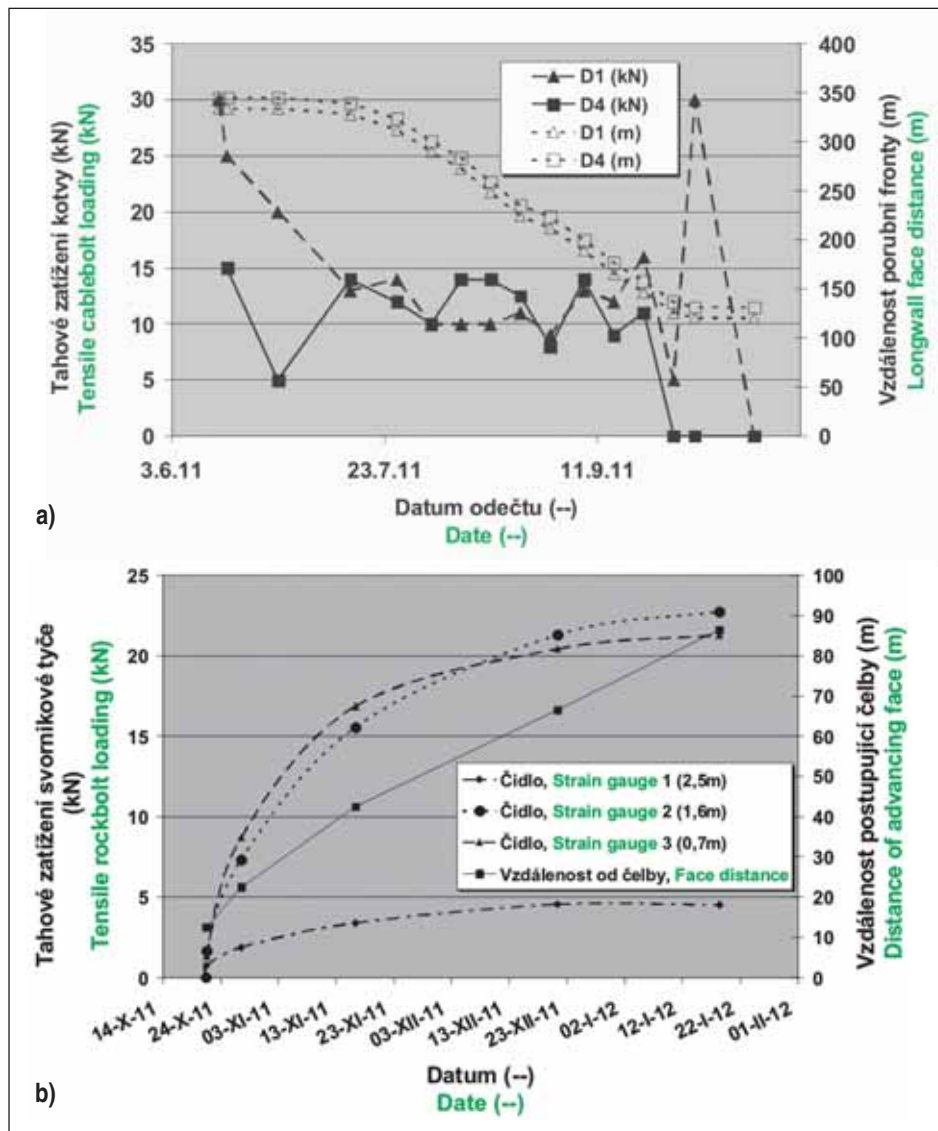
In Figure 4a, there are typical exhibits of a record of loads acting on stranded anchors IR 4 with the nominal resistance of 420 kN installed ahead of the advancing coal face till a shock bump induced by breakingless blasting. (Breakingless blasting consists of firing explosives in boreholes in the coal face front zone with the aim of reducing stresses in rock mass.). The damage to the monitoring components due to the bump made the continuation of the experiment impossible (the minimum distance of anchors ahead of the coal face edge was about 120 m).

Another possibility of monitoring the course of loads acting on fully encapsulated rod rock bolts is to measure deformations of the rods themselves using strain gauges attached to the rock bolt body. It is possible than to deduce the course of the loads acting on the anchor body during the course of its life from the measured deformation, on the basis of Hooke's Law. An example of a graphical result of the monitoring by means of a fully encapsulated strain gauge rod anchor is presented in Figure 4b). This experiment was conducted in the conditions of massive migmatic rock, at the depth of about 1000 m under the surface.

MONITORING OF THE BEHAVIOUR OF ANCHORING SYSTEMS

The parametric study on the behaviour of anchoring systems will make the determination of how a change in one or more parameters (e.g. the borehole diameter, encapsulation length, geometrical shape of the encapsulated portion of the anchor, ground moisture etc.) influences, for example, the pull-out resistance of a rock bolt or the overall characteristic of the pull-out test.

We present results of the study, where the influence of the anchor installation borehole diameter on the resultant pull-out characteristic is simulated. In rock mass, the borehole diameter



Obr. 4 Ukázky dlouhodobého monitoringu: a) pramencových kotev (D1 a D4) v kombinovaném výztužném systému před postupujícím porubem (chodba 340 226, profil OO-O-19, mocnost slož 6–7 m, b) tyčové kotvy lepené po celé délce (individu. sv. výztuž, profil díla cca 10 m², délka sv. tyče lepené po celé délce 3 m)

Fig. 4 Examples of long-term monitoring: a) of stranded anchors (D1 and D4) in a combined support system, ahead of the advancing coal face (gallery No. 340 226, profile OO-O-19, seam thickness of 6–7 m, b) of a fully encapsulated rod anchor (individu. rockbolt support, excavation profile about 10 m², the length of the fully encapsulated rockbolt of 3 m)

a přetváření polyesterové pryskyřice ve vrtu, čemuž odpovídá měnící se průběh a charakter tahových (zátěžových) křivek. U kotvy instalované do vývrtu s průměrem 28 mm docházelo při dosažení maximální tahové síly k roztržení betonové krychle tahovým napětím vznikajícím od stlačované polyesterové pryskyřice ve vrtu během tahové zkoušky (obr. 6c).

ZÁVĚR A DOPORUČENÍ

Z provedených experimentů v důlních podmínkách a v laboratorii vyplývá:

V případě kombinovaného výztužného systému pramencových kotev a podpěrné ocelové obloukové výztuže při nedostatečně tuhém kontaktu podpěrné výztuže s výrubem nedojde k potřebné aktivaci kotvy (obr. 4a), může docházet pouze k částečnému přitěžování a následnému odlehčování kotvy vlivem zvedající se počvy a zvedání – zatlačování obloukové výztuže do stropu před postupující porubní frontou. Toto chování je zdokumentováno na následující ilustrační fotografii (obr. 8).

and the shape of the borehole walls can differ from the required diameter, depending on geological conditions (little strong ground – the fallout of ground from the borehole walls), the drilling regime (resonance vibration of the drill bit causing the development of a “helix” in the borehole, which affects the diameter itself and the borehole volume – see Fig. 5) and the human factor (inappropriately used drill bit diameter etc.). The pull-out tests were conducted on stranded anchors IR 4/C (anchor diameter of 24 mm) with the root about 280 mm long. The anchors were installed in concrete cubes with the edges 300 mm long, concrete uniaxial compression strength of about 50 MPa. One installation borehole about 28 mm, 32 mm and 40 mm in diameter respectively, about 280 mm long, was prepared in the centre of each cube by means of rotary drilling. A stranded anchor was glued into the borehole using Lokset HS Slow polyester resin (see Fig. 6a). Subsequently, about 8 weeks later, these anchors were submitted to pull-out tests. Fig. 6b displays the testing set consisting of the load meter and distance meter used during the test.

The graph in Fig. 7 depicts typical pull-out characteristics of the anchors used in the test, which were glued into the various diameter boreholes. We can state on the basis of the shape of individual curves that the initial behaviour of individual anchors is very resembling up to the tensile force level of about 50 kN. In this area it is probably the case of overcoming adhesion forces between the anchor surface and the grout used. Later it is already possible to observe different behaviour. At the largest diameter (40 mm), the anchor resistance is the lowest – approximately 100 kN. In one case the pull-out resistance

of a mere 8 kN was measured. It probably happened during this test with the largest borehole diameter that the grout in the area of the borehole walls was insufficiently mixed and set. The highest pull-out resistance (about 230 kN) is exhibited by the anchor installed in the smallest diameter borehole (28mm). Presumably the varying degree of the compression and deformation of the polyester resin in the borehole develops during the course of the pull-out test. The changing shape and character of the loading curve corresponds to this assumption. At the anchor installed in the 28 mm diameter borehole, the concrete cube usually broke apart when the maximum tensile force was reached due to the tensile stresses induced by the resin compressed in the borehole during the pull-out test (see Fig. 6c).

CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

It follows from the experiments conducted in the mine conditions and in a laboratory that :

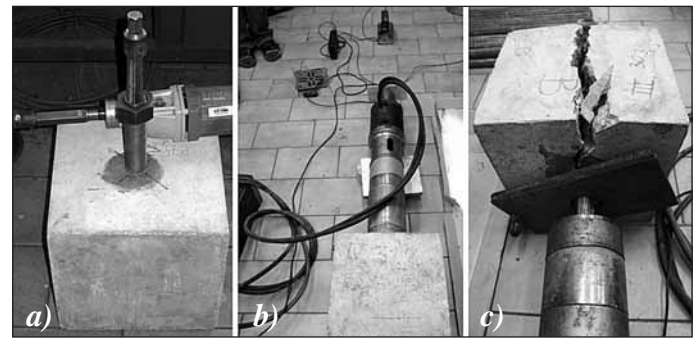
- The anchor in the case of the combined support system consisting of stranded anchors and steel support arches is



Obr. 5 Vzhled průřezu vrtu se „šroubovicí“ u čelby vrtu, kružnicí je vyznačen plánovaný průměr vrtu, černou barvou jsou naznačeny hranice vykaverno-
vaných oblastí kmitáním vrtné korunky

Fig. 5 The shape of the borehole cross-section with the “helix” carved in the borehole wall. The planned borehole diameter is indicated by a circle; contours of the areas where caverns developed due to the drill bit vibration are marked by black colour

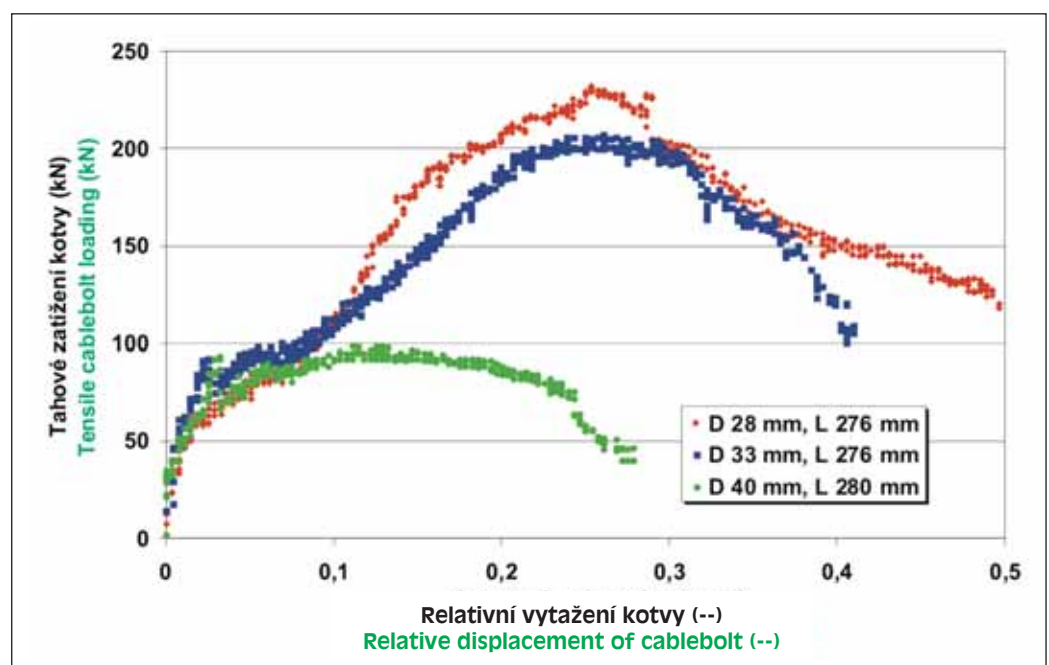
- Dobře zvolený průměr vrtu a jeho kvalitní provedení může výrazně příznivě ovlivnit tahovou únosnost a charakteristiku kotevního prvku.
- Množství tmele aplikovaného do instalačního vrtu je nutno zvýšit vzhledem k možným disproporcím průřezu vrtu. Příkladem může být situace na obr. 5. Zhodnotíme-li plochu předpokládaného a skutečného průřezu (obr. 5), tak v tomto případě jde až o cca 50% navýšení. Takovou situaci je pak nutno brát v úvahu např. při odhadu spotřeby tmele při lepení svorníků.
- Obrázek 2 dokazuje, že kromě absolutní tahové únosnosti kotev je nutné zjišťovat celé tahové charakteristiky, které mohou být u různých kotev zcela odlišné. Na základě těchto charakteristik lze lépe stanovit optimální použití kotev pro různé potřeby vyztužování.
- Dokonalý kontakt podpěrné výztuže s horninovým masivem je zásadní podmínkou pro dosažení předpokládané účinnosti nasazení nejen samotné ocelové obloukové výztuže, ale zejména řady kombinací kotevních výztužných prvků s ocelovou obloukovou výztuží. Bez zajištění této základní podmínky je účinnost celého výztužného systému výrazně degradována.
- Další dva aspekty, které by se při projektování a nasazování pramencových kotev do výztužných systémů v podmínkách OKR měly ověřit, je jejich samotné předeplnění při instalaci na



Obr. 6 a) Instalovaná kotva do betonové krychle, b) zkušební sestava tahoměru a dálkoměru při zkoušce, c) roztržení betonové krychle při zkoušce
Fig. 6 a) An anchor installed in a concrete cube b) the testing set consisting of the load meter and distance meter during the test c) breaking of the concrete cube apart during the test

not activated if the contact between the support frames and the surface of the excavated opening is not sufficiently tough (see Fig. 4a). It is only possible that the anchor is partially surcharged and subsequently unloaded as a result of the heaving bottom and heaving of the support arches (pushing of the support arches into the ceiling) ahead of the advancing coal face. This behaviour is documented in the following illustration photo (see Fig. 8).

- A well selected borehole diameter and high quality of its installation can significantly favourably affect the pull-out resistance and characteristics of an anchoring element.
- Taking into consideration the potential disproportions in the borehole cross-section, it is necessary to increase the amount of grout injected into the installation borehole. The situation presented in Fig. 5 can be an example. If we assess the area of the assumed and actual cross-section (see Fig. 5), the increase approximately up to 50% is achieved in this case. Such a situation has subsequently to be taken into consideration, for example, when the consumption of grout to be used for the gluing of rock bolts is being estimated.



Obr. 7 Typické tahové charakteristiky kotev vlepěných do vývrťů o různém průměru
Fig. 7 Typical pull-out characteristics of anchors glued into boreholes with various diameters



Obr. 8 Ilustrační foto pramencové kotvy ukotvené k obloukové výztuži pomocí rovného nosníku z válcovaného profilu TH (profil pro výrobu důlních obloukových výztuží)

Fig. 8 Illustration photo of a stranded anchor anchored to support arches even by means of a straight TH steel-rolled section beam (a cross-section used for the manufacture of colliery support arches)

úroveň cca 250 kN nebo případně i jejich zalepení ve vrtu po celé jejich délce.

- Průběh zatěžování pramencových kotev je velmi variabilní a v mnoha případech vede k potřebě technického řešení dodatečného předeplnění kotvy v průběhu její životnosti.
- Významná pozornost se věnuje stropním podmínkám, tj. zpevnování a kotvení nadloží partií chodeb. Velké problémy však také působí deformace a zvedání počvy v porubních chodbách v průběhu dobývání. V následujícím období bude nutno vyzkoušet použití technologií zpevňujících oblast počvy (chemické injektáže, svorníkování, používání uzavřených ocelových obloukových výztuží v kombinaci s kotevními prvky).

Poděkování

Článek byl vypracován v rámci projektu Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, reg. č. ED2.1.00/03.0082 (CZ.1.05/2.1.00/03.0082) podporovaného operačním programem Výzkum a vývoj pro Inovace, financovaného ze strukturálních fondů EU a ze státního rozpočtu ČR a finančně podpořen v rámci Programu bezpečnostního výzkumu České republiky v letech 2010–2015 (BV II/2-VS), projektu Bezpečnostní aspekty vedení báňských děl v hloubkách 800 m a větších (VG20102014034).

ING. KAMIL SOUČEK, Ph.D., soucek@ugn.cas.cz,

ING. PETR KONÍČEK, Ph.D., konicek@ugn.cas.cz,

RNDR. LUBOMÍR STAŠ, CSc., stas@ugn.cas.cz,

DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc., sňuparek@ugn.cas.cz,

Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin,
VŠB-TU Ostrava,

Ústav geoniky AV ČR,

ING. JIŘÍ PTÁČEK, Ph.D., ptacek@ugn.cas.cz,

Ústav geoniky AV ČR

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

- Figure 2 proves that, apart from the absolute pull-out resistance of anchors, it is necessary to determine complete pull-out characteristics, which can be totally different for various anchors. It is possible to better determine the optimal use of anchors for various supporting needs on the basis of these characteristics.
- A perfect contact between the support frames and rock mass is the crucial condition for achieving the expected effectiveness of the application not only of steel support arches but also of the whole range of combinations of anchoring support elements with steel support arches. Without meeting this fundamental condition, the efficiency of the whole support system is significantly reduced.
- Other two aspects which should be verified when the application of stranded anchors to support systems in the OKD conditions is being designed are the pre-stressing of anchors during their installation to the level of up to 250 kN or eventually the full encapsulation of the anchors in the borehole.
- The stranded anchors' load-time curves are very variable and, in many cases, they lead to the need for a technical solution for additional pre-stressing of the anchor during the course of its life.
- Significant attention is devoted to the roof conditions, i.e. to reinforcing and anchoring of the overburden above galleries. In addition, big problems are caused by deformations and heaving of the bottom of entries during mining work. In the following period of time it will be necessary to examine the use of techniques reinforcing the area of the bottom (chemical grouting, rock bolting, the use of closed steel arch support systems combined with anchoring elements).

Acknowledgements

This paper was prepared within the framework of the project "The institute of clean mining technologies and utilisation of raw materials for energy", reg. No. ED2.1.00/03.0082 (CZ.1.05/2.1.00/03.0082), which is supported by the Operational programme "Research and Development for Innovations" funded from the EU structural funds and from the CR state budget and is financially supported within the framework of the Safety Research Programme of the Czech Republic 2010 – 2015 (BV II/2-VS), the project Safety aspects of executing mine work at depths of 800 m and greater (VG20102014034).

ING. KAMIL SOUČEK, Ph.D., soucek@ugn.cas.cz,

ING. PETR KONÍČEK, Ph.D., konicek@ugn.cas.cz,

RNDR. LUBOMÍR STAŠ, CSc., stas@ugn.cas.cz,

DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc., sňuparek@ugn.cas.cz,

Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin,
VŠB-TU Ostrava,

Ústav geoniky AV ČR,

ING. JIŘÍ PTÁČEK, Ph.D., ptacek@ugn.cas.cz,

Ústav geoniky AV ČR

LITERATURA / REFERENCES

Stillborg, B. *Professional users handbook for rock bolting*. TransTech. Publications Clausthal, 1994.

Junker, M., et al. *Strata control in in-seam roadways*. Essen: VGE Verlag, 2009.

Singh, R. N., Ghose, A. K. *Engineering rock structures in mining and civil construction*. London: Taylor and Francis, 2006.

STUDIUM PROPUSTNOSTI HORNIN ZA TROJOSÉHO STAVU NAPJATOSTI PRO ÚČELY PROJEKTOVÁNÍ PODZEMNÍCH STAVEB

STUDY INTO PERMEABILITY OF ROCKS IN TRIAXIAL STRESS STATE FOR THE PURPOSE OF DESIGNING FOR UNDERGROUND STRUCTURES

PAVEL KONEČNÝ, ALENA KOŽUŠNÍKOVÁ

Propustnost hornin za trojosého stavu napjatosti je jedním z významných parametrů, kterým jsou v laboratořích Ústavu geoniky AV ČR charakterizovány filtrační vlastnosti hornin a jejich změny. Tento parametr odráží nejen fyzikální a petrografické vlastnosti vlastního horninového materiálu, ale je také velice citlivý na stupeň porušení testovaného zkušební tělesa. Změny propustnosti je tak možno pozorovat v důsledku změn THMC (thermo-hydro-mechanicko-chemických) procesů v hornině. V příspěvku jsou uvedeny příklady vlivu napětí, stupně porušení či teploty na propustnost hornin, které tvoří horninové prostředí, v nichž jsou budovány podzemní stavby jako zásobníky, tunely a podzemní důlní díla.

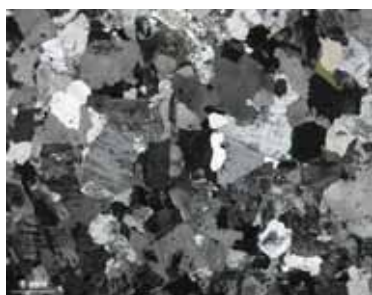
TESTOVANÝ MATERIÁL

Jako modelový materiál pro sledování změn propustnosti byly použity dva typy hornin:

- biotitická žula, středně zrnitá – „slezská žula“ (obr. 1)
- středně zrnitý glaukonitický pískovec – „godulský pískovec“ (obr. 2)

Pro měření propustnosti byla z horninového materiálu vytvarována standardní zkušební tělesa o průměru 48 mm a štíhlostním poměru (výška : průměr) 2:1, u nichž byla za laboratorní vlhkosti a teploty stanovena objemová hmotnost (ρ_{00}) a rychlost průchodu podélných ultrazvukových vln (v_{p0}).

Zařízení pro měření propustnosti sestává z triaxiální komory KTK 100 (vyrobené firmou UNIPRESS, Polsko), upravené pro průchod plynu (obr. 3). Jedná se o tzv. „nepravý triaxiál“, přičemž boční tlak ($\sigma_2 = \sigma_3$) je na zkušební těleso vyvíjen tlakem hydraulického oleje, a to



- | | |
|--|--|
| – stejnoměrně zrnitá s xenomorfním omezením zrn s výjimkou biotitu (hypidiomorfní) | – uniformly grained with xenomorphic limitation of grains with the exception of biotite (hypidiomorphic) |
| – všesměrně zrnitá textura | – granular confinement structure |
| Střední velikost zrna $M_d = 2-3$ mm | Mean size of grain $M_d = 2-3$ mm |
| Křemen: 49 % (zrna všesměrně rozpukaná sítí tenkých puklin) | Quartzite: 49 % (grains omnidirectionally fissured by a network of thin cracks) |
| Živec draselný: 26 % | Potassium feldspar: 26 % |
| Plagioklasy: 18 % | Plagioclase: 18 % |
| Biotit: 7 % | Biotite: 7 % |

Obr. 1 Petrografické vlastnosti středně zrnité biotitické žuly
Fig. 1 Petrographical properties of medium-grained biotitic granite

The permeability of rocks in the triaxial stress state is one of important parameters through which filtration properties of rocks and their changes are characterised in laboratories of the Institute of Geonics AS CR. This parameter reflects not only physical and petrographical properties of the rock material itself, but it is also very sensitive to the degree of the sample disturbance. Changes in permeability can therefore be observed as a consequence of Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical (THMC) processes in rock. The paper presents examples of the influence of stress, the degree of the disturbance or temperature on the permeability of rocks forming the ground environment in which underground structures, such as reservoirs, tunnels and underground mine workings, are built.

MATERIAL SUBJECTED TO TESTING

The following two types of rock were used as the model material for observing changes in permeability:

- Biotitic granite, medium grained – „the Silesian Granite“ (see Fig. 1)
- Medium-grained glauconitic sandstone – „the Godul Sandstone“ (see Fig. 2)

Standard test specimens 48 mm in diameter, slenderness ratio (height : diameter) 2:1, for which the volume weight (ρ_{00}) and velocity ultrasonic of longitudinal ultrasound waves (v_{p0}) were



- | | |
|--|--|
| – vytřídění špatné, bimodální sediment | – poorly sorted, bimodal sediment |
| střední velikost zrna $M_d = 0,38$ mm | Mean size of grain $M_d = 0.38$ mm |
| Úlomky hornin: 19 % (kvarcitu, alterovaná vyvěřeliny, pískovce) | Fragments of rocks: 19 % (quartzite, altered igneous roc, sandstone) |
| Křemen: 47 % (zrna částečně korodovaná, slabě všesměrně jemně rozpukaná) | Quartzite: 47 % (grains partially fissured, grains partially corroded, weakly omnidirectionally cracked) |
| Živec: 11 % (draselný > plagioklasy) | Feldspar: 11 % (potassium > plagioclase) |
| Slídy: 5 % (muskovit, biotit, sericit) | Mica: 5 % (muscovite, biotite, sericite) |
| Glaukonit: 4 % | Glauconite: 4 % |
| Základní hmota: 12 % (jílovitá, pórová) | Matrix: 12 % (clayey, porous) |
| Tmel: 2 % (karbonátický, pelokarbonátový) | Binder: 2 % (carbonatic, pelocarbonate) |

Obr. 2 Petrografické vlastnosti středně zrnitého glaukonitického pískovce
Fig. 2 Petrographical properties of medium-grained glauconitic sandstone



Obr. 3 Triaxiální komora KTK 100
Fig. 3 Triaxial chamber KTK 100

případně až do velikosti 100 MPa, a jako zdroj osového napětí (σ_1) slouží mechanický lis ZWICK 1494 s maximální silou 600 kN, řízený počítačem.

MĚŘENÍ PROPUSTNOSTI ZA ZVYŠOVÁNÍ HYDROSTATICKÉHO TLAKU

Metodika měření propustnosti za zvyšování hydrostatického tlaku je založena na postupném zvyšování tlaku hydraulického oleje v triaxiální komoře [1]. Zkušební těleso je zároveň upnuto v čelistech lisu, které během měření vyvíjí stejný tlak jako je tlak oleje, a tak je ve zkušebním tělese indukovan hydrostatický třírozměrný napětěový stav ($\sigma_1 \approx \sigma_2 = \sigma_3$), ten se postupně zvyšuje od 5 MPa s krokem 5 MPa až do 30 MPa. Jako plynné médium pro měření propustnosti je používán dusík, jehož tlak je regulován z plynové tlakové láhve redukčním ventilem tak, aby byl po celou dobu experimentu 3 MPa. Dusík je vzhledem k svým vlastnostem a délce experimentu možné považovat za plyn inertní, který s horninovým materiálem nijak nereaguje [2]. Schéma měřicího zařízení je zobrazeno na obrázku 4.

Při zvolených hydrostatických tlacích je změřen objemový průtok dusíku. Vycházíme-li z předpokladu jako většina autorů zabývajících se touto problematikou, že je možno pokládat proudění v horninových zkušebních tělesech za laminární, umožňuje to při výpočtu koeficientu propustnosti vycházet z Darcyho zákona [3, 4]. Koeficient propustnosti je pak možno vypočítat podle rovnice:

$$k = \frac{2Q \cdot \eta \cdot p_0 \cdot L}{S (p_1^2 - p_2^2)}$$

kde značí:

- k koeficient plynopropustnosti [m^2],
- η dynamická viskozita dusíku [Ns m^{-2}],
- Q objemový průtok při referenčním tlaku p_0 [m^3s^{-1}],
- L výška vzorku [m],
- S plocha vzorku kolmá ke směru proudění plynu [m^2],
- p_0 referenční tlak (v našem případě rovno p_2) [Pa],
- p_1 počáteční tlak protékajícího plynu [Pa],
- p_2 konečný tlak protékajícího plynu [Pa].

Typický průběh změny propustnosti při nárůstu bočního tlaku je zobrazen na obrázku 5. Při tomto typu experimentu nedochází u zkušebních těles k porušení.

Z grafů na obrázku 5 je zřejmé, jak s rostoucím hydrostatickým tlakem klesá propustnost horninových zkušebních těles. Vzhledem k tomu, že jsou zkušební tělesa tvarovaná tak, aby neobsahovala žádné makroskopické pukliny či porušení, je možno výsledné hodnoty považovat za propustnost vlastního horninového materiálu.

determined in laboratory conditions, were formed from the rock material.

The permeability measurement equipment consists of a triaxial chamber KTK 100 (produced by UNIPRESS, Poland) adapted for the passage of gas (see Fig. 3). It is the so-called “false triaxial” test, where the confining pressure ($\sigma_2 = \sigma_3$) is applied to the test specimen through hydraulic oil pressure up to 100 MPa, if required, and a computer-controlled mechanical press ZWICK 1494 with the maximum strength of 600 kN is used as the source of axial stress (σ_1).

MEASUREMENT OF PERMEABILITY WITH HYDROSTATIC PRESSURE INCREASING

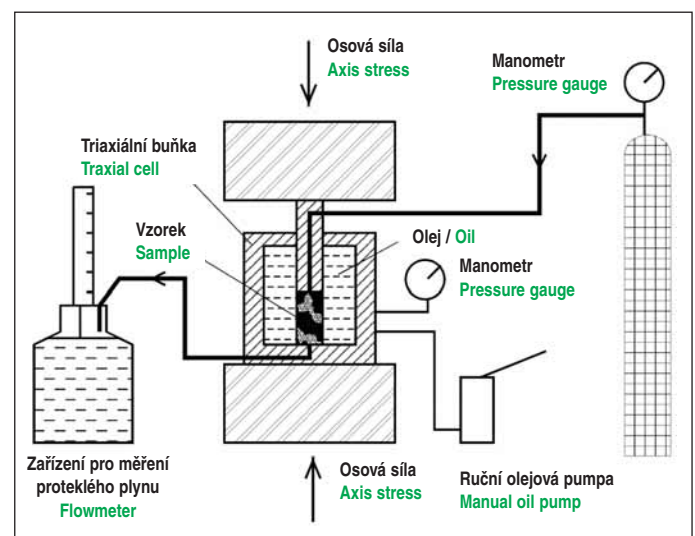
The methodology for the measurement of permeability with the hydrostatic pressure increasing is based on continual increasing of the pressure of hydraulic oil in the triaxial chamber [1]. The test specimen is at the same time clamped in press jaws, which exert the pressure equal to the oil pressure during the course of testing, thus the triaxial state of pressure is induced in the test specimen ($\sigma_1 \approx \sigma_2 = \sigma_3$), increasing step-by-step from 5 MPa up to 30 MPa, at 5 MPa steps. Nitrogen is used as the gas medium for the measurement of permeability. Its pressure from a pressure gas cylinder is regulated by means of a pressure control valve so that its value is kept at 3 MPa throughout the experiment. With respect to the properties of nitrogen and the duration of the experiment, it is possible to consider the gas to be inert, not reacting with the rock material [2]. A diagram showing the measuring equipment is presented in Figure 4.

The volume flow rate of nitrogen is measured at the selected hydrostatic pressures. If we start from the assumption, as the majority of authors dealing with these problems do, that it is possible to assume the flow through rock test specimens to be laminar, it is possible to start from Darcy's law when the permeability coefficient is being calculated [3, 4]. Therefore the permeability coefficient can be calculated according to equation:

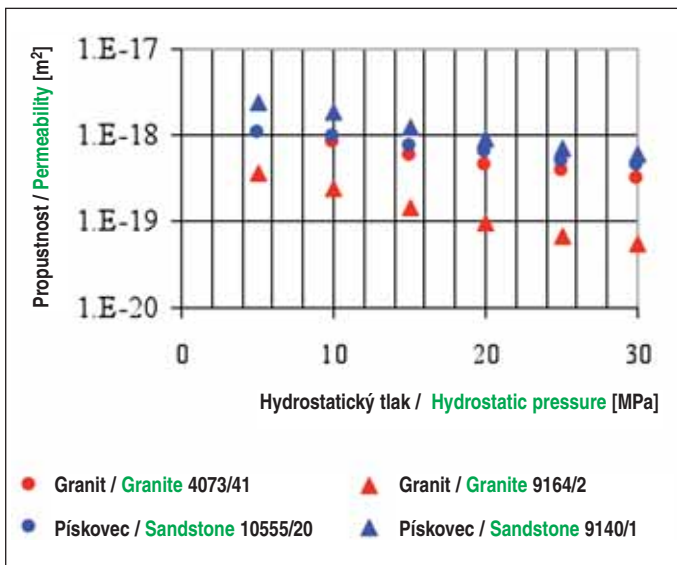
$$k = \frac{2Q \cdot \eta \cdot p_0 \cdot L}{S (p_1^2 - p_2^2)}$$

where:

- k is gas permeability coefficient [m^2],
- η is dynamic viscosity of nitrogen [Ns m^{-2}],
- Q is volume flow rate at the reference pressure p_0 [m^3s^{-1}],
- L is specimen height [m],
- S is area of the specimen perpendicular to the gas flow direction [m^2],



Obr. 4 Schéma měřicího zařízení
Fig. 4 Diagram showing the measuring equipment



Obr. 5 Závislost propustnosti na velikosti hydrostatického tlaku
Fig. 5 Permeability-hydrostatic pressure curve

Z geotechnického hlediska jsou naměřené propustnosti velice nízké a odpovídají podle „Klasifikace propustnosti hornin“ [5] nepatrně propustným horninám.

MĚŘENÍ PROPUSTNOSTI ZA ZVYŠOVÁNÍ OSOVÉHO NAPĚTÍ

Při režimu měření propustnosti za konstantního plášťového tlaku a nárůstu osového napětí je zkušební těleso upnuto v čelistech lisu a plášťový tlak je nastaven na požadovanou hodnotu (5MPa). Hodnota osového napětí se postupně zvyšuje pohybem čelistí lisu, a to až do případného porušení zkušební tělesa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Tlak dusíku je opět regulován z plynové tlakové láhve redukčním ventilem tak, aby byl po celou dobu experimentu 3 MPa.

Pro tento typ experimentu je nutné kontinuální měření objemu prošlého plynu, což je prováděno pomocí tří průtokoměrů s různým rozsahem. V současné době je možné měřit kontinuálně průtoky od 5 cm³/min do 5000 cm³/min. Pro spolehlivou registraci hodnot průtoku bylo také nutné stanovit optimální režim zatěžování. Po několika testech byla stanovena jako optimální rychlost 10⁻⁵ s⁻¹ [6].

Při těchto experimentech jsou hodnoty propustnosti vztahovány k osovému napětí. Závislost propustnosti na velikosti osového napětí je zřejmá z obrázku 6.

Na výsledných grafech jsou velice dobře patrné dvě odlišné fáze. V první dochází v důsledku osového stlačování zkušební tělesa k poklesu propustnosti, což je způsobeno uzavíráním pórového prostoru. V další fázi dochází ve zkušebním tělese ke vzniku mikroporušení, které představuje významné cesty pro průchod filtračního média a propustnost narůstá. V závěrečné fázi experimentu, kdy dochází k porušení zkušební tělesa, je nárůst propustnosti velice výrazný a může dosáhnout až několikanásobku počáteční hodnoty propustnosti [6].

ZMĚNY PROPUSTNOSTI V DŮSLEDKU PŮSOBNÍ TEPLoty

Jedním z faktorů významně ovlivňujících propustnost hornin je teplotní zatížení [6]. Vysoké teploty mohou u hornin způsobovat vznik a šíření mikroporušení, které významně ovlivňuje výsledné filtrační vlastnosti.

Studium vlivu teploty na fyzikální vlastnosti hornin je v posledních letech motivováno zejména projekty pro budování podzemních úložišť jaderných odpadů, kde se předpokládá zvýšení teploty horninového masivu v okolí uložených kontejnerů. Dalším důvodem je pak poznání vlivu vysokých teplot na chování hornin v případě požárů v tunelech.

Aby bylo možno sledovat vliv teploty na výsledné filtrační vlastnosti horniny, byla horninová zkušební tělesa vložena do pece zahřáté na tři různé maximální teploty (300 °C, 500 °C, 700 °C). Horninový materiál

p_0 is reference pressure (in our case equal to p_2) [Pa],
 p_1 is initial pressure of the gas flowing through [Pa],
 p_2 is final pressure of the gas flowing through [Pa].

A typical curve for changes in the permeability with the confining pressure growing is presented in Figure 5. Test specimens are not disturbed during the course of this type of experiment.

It is obvious from Figure 5 how the permeability of test specimens decreases with growing hydrostatic pressure. With respect to the fact that test specimens are shaped in a way preventing the origination of macroscopic fissures or failures, it is possible to consider the resultant values to be representing the permeability of the rock material itself. From a geotechnical point of view, the measured permeability values are very low, corresponding to slightly permeable rocks according to the “Classification of permeability of rocks”[5].

MEASUREMENT OF PERMEABILITY WITH AXIAL STRESS INCREASING

When the permeability regime is measured at a constant confining pressure and under growing axial stress, the test specimen is clamped in jaws of the press and the confining pressure is set at the required value (5 MPa). The axial stress is gradually increased through the motion of the press jaws up to the failure of the test specimen, if it occurs, ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). The nitrogen pressure from the pressure cylinder is again regulated by a pressure control valve so that to be equal to 3 MPa throughout the experiment.

It is necessary for this type of experiment to measure the volume of gas which has passed continually. This is fulfilled by means of 3 flow meters with different ranges. Today it is possible to measure continual flows ranging from 5 cm³/min to 5000 cm³/min. In addition, it was necessary for the reason of the reliable registration of flow values to determine an optimal loading regime. The rate of 10⁻⁵ s⁻¹ was determined after several tests as optimal [6].

At these experiments, permeability values are correlated with the axial stress. The permeability-axial stress curve is obvious from Figure 6.

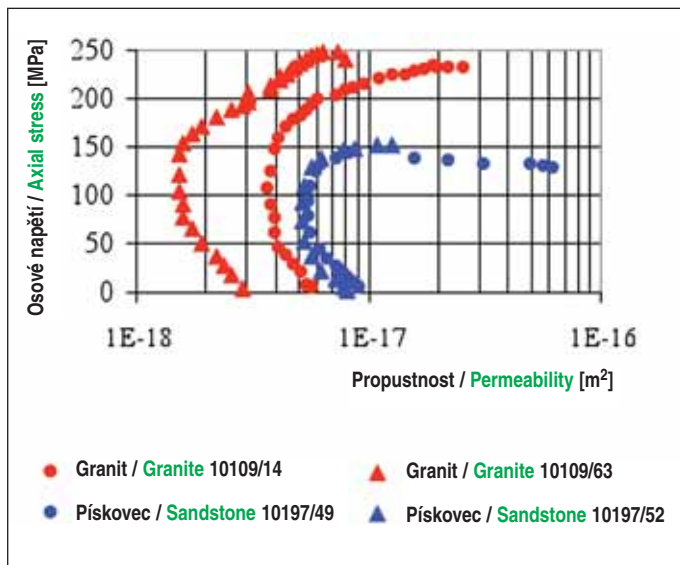
Two different phases are very well distinguishable on the resultant graphs. In the first phase the permeability decreases as a result of axial compression owing to the closing of the pore space. In the next phase microfailures develop in the test specimen, representing important paths for the passage of the filtration medium, thus the permeability increases. In the final experiment phase, where the test specimen fails, the increase in the permeability is very high. It may reach the multiple of the initial permeability value [6].

PERMEABILITY CHANGES DUE TO TEMPERATURE EFFECTS

One of the factors significantly influencing the permeability of rocks is thermal loading [6]. High temperatures can cause the development and spreading of microfailures in rocks, significantly affecting the resultant filtration properties.

Studies into the influence of temperature on physical properties of rocks have in recent years been motivated first of all by projects for the development of underground repositories for nuclear waste, where it is expected that temperature of surrounding rock mass in the vicinity of the stored containers will grow. Another reason has been the desire to learn how high temperatures affect the behaviour of rocks in the cases of fires in tunnels.

The rock test specimens were inserted into a furnace heated to three maximum temperature levels (300°C, 500°C, 700°C) so that



Obr. 6 Závislost propustnosti na velikosti osového napětí při plášťovém tlaku 5 MPa

Fig. 6 Permeability-axial stress curve at confining pressure of 5 MPa

tak byl vystaven různým „teplotním šokům“. Zkušební těleso bylo ponecháno v prostředí se zvýšenou teplotou po dobu tří hodin. Po třech hodinách byla pec vypnuta a vzorek zvolna chladnul i s pecí až do pokojové teploty. Po vyjmutí zkušebního tělesa z pece bylo těleso ponecháno v exsikátoru.

U všech temperovaných těles byla opět stanovena objemová hmotnost (ρ_{0T}) a rychlost průchodu podélných ultrazvukových vln (v_{pT}). Změny objemové hmotnosti a rychlosti průchodu podélných ultrazvukových vln byly vyjádřeny poměrem hodnot naměřených na tepleně ovlivněných vzorcích k hodnotám ρ_{00} respektive v_{p0} , zjištěných na původních vzorcích (obr. 7).

Temperovaný materiál byl dále analyzován pomocí optické mikroskopie, termogravimetrické analýzy (TGA) a RTG práškové difrakce.

U vzorku žuly nebyly fázové změny v křemenu a živcích do 500 °C pozorovány. U biotitu byla pozorována změna barvy při temperaci šokem na 500 °C a při teplotě 700 °C dochází k jeho oxidaci. V křemenu dochází v průběhu temperace na 700 °C k transformaci α - β křemene. Ta probíhá při teplotách kolem 573 °C a je provázána intenzivním vznikem trhlin. U živců se při temperaci na 700 °C výrazněji štěpí. Při analýzách TGA ani RTG se žádné změny v důsledku zahřívání neprojevily.

V pískovci byly pozorovány na křemenu, živcích a biotitu podobné změny jako v žule. První fázové transformace jsou spojené s oxidací glaukonitu (do 300 °C), při teplotě 500 °C byla pozorována změna barvy biotitu a zejména základní jílovité hmoty. Při teplotě 700 °C je rudohnědé zabarvení slíd a základní hmoty intenzivní. Analýzy TGA ani RTG, podobně jako u žuly, žádné změny v důsledku zahřívání neprokázaly.

Na zkušebních tělesech vystavených teplotám 300 °C, 500 °C a 700 °C byla změřena propustnost za trojosého (hydrostatického) stavu napjatosti 5 MPa. Vliv teplotního šoku na propustnost je zřejmý z obrázku 8.

ZÁVĚR

Vliv napětového stavu, stavu porušení horninového materiálu a „teplotního šoku“ byl studován na dvou vybraných typech hornin, se kterými se setkáváme v geotechnické praxi. I přes odlišnou genezi a různé mineralogické složení vykazovaly materiály velice podobné chování v důsledku vlivu napětí či teploty.

Na základě laboratorních měření můžeme konstatovat, že napětový stav, který má za následek uzavírání pórového systému, snižuje propustnost horninového materiálu. Naopak procesy porušování materiálu, vyvolané napětovými či teplotními změnami, vyvolávají vznik mikro-porušení, což schopnost materiálu propouštět pórová média zvyšuje. To se pak projevuje nárůstem propustnosti, mnohdy i velice výrazným.

the influence of temperature on resultant filtration properties of the rock could be observed. The rock material was exposed to various “temperature shocks”. The test specimen was placed in the increased temperature environment for 3 hours. After 3 hours the furnace was switched off and the specimen together with the furnace slowly cooled down to the ambient temperature. After the test specimen had been removed from the furnace, it was left in an exicator.

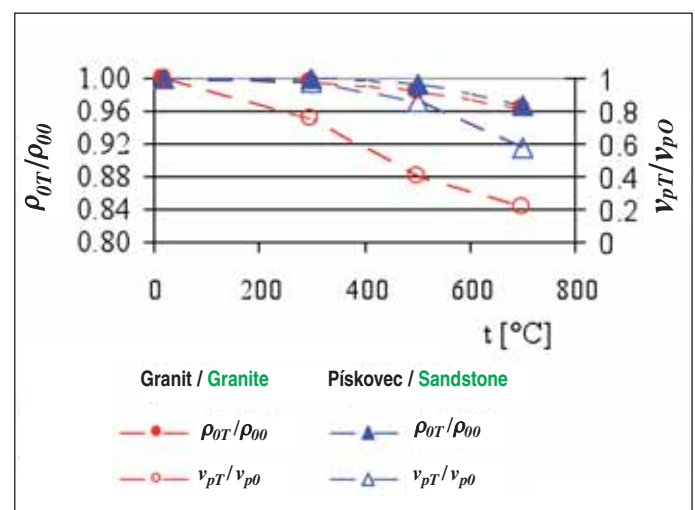
The volume weight (ρ_{0T}) and the velocity of longitudinal ultrasonic waves (v_{pT}) were repeatedly determined for all specimens subjected to increasing temperatures. Changes in the volume weight and the velocity of longitudinal ultrasonic waves were expressed by the ratio of the values measured on the thermally affected specimens to the values ρ_{00} and v_{p0} , respectively, which had been determined on the original specimens (see Fig. 7).

The material subjected to the increasing temperature was further analysed by means of optical microscopy, a thermogravimetric analysis (TGA) and XRD diffraction.

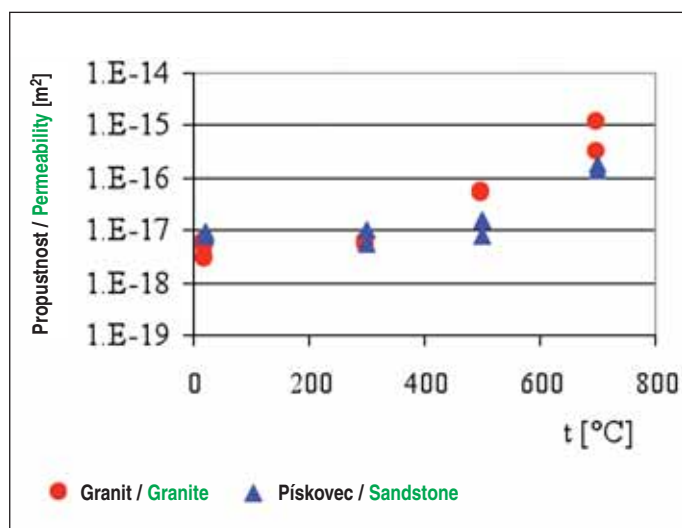
As far as the granite sample is concerned, no phase changes in quartzite and feldspars were observed up to the temperature of 500°C. Regarding biotite, a change in colour was observed during the shock increase in temperature to 500°C, whilst it gets oxidised at the temperature of 700°C. In quartz, the α - β quartz transformation occurs during the increasing of temperature to 700°C. It originates at temperatures about 573°C and is accompanied by the intensive development of cracks. Regarding feldspars, cleavage significantly increases during the increasing of temperature to 700°C. No changes manifested themselves either during the TGA analysis or during the XRD analysis.

In sandstone, changes observed on quartz, feldspars and biotite were similar to those observed in granite. Initial phase transformations are associated with the oxidation of glauconite (up to 300°C); a change in the colour of biotite and, first of all, in the colour of the clayey matrix was observed at the temperature of 500°C. At the temperature of 700°C the reddish-brown colour of micas and the matrix is intense. Similarly to granite, neither the TGA analysis nor the XRD analysis proved any change due to the heating.

The permeability was measured on test specimens exposed to the temperatures of 300°C, 500°C and 700°C at the triaxial (hydrostatic) state of stress of 5 MPa. The influence of the thermal shock on permeability is presented in Figure 8.



Obr. 7 Změny poměru ρ_{0T}/ρ_{00} a v_{pT}/v_{p0} v důsledku „teplotního šoku“
Fig. 7 Changes in the ρ_{0T}/ρ_{00} and v_{pT}/v_{p0} ratio caused by the “thermal shock”



Obr. 8 Změny propustnosti za trojosého stavu napjatosti 5 MPa v důsledku „teplotního šoku“

Fig. 8 Changes in permeability at the triaxial state of stress of 5 MPa due to the “thermal shock”

V této souvislosti se změny hodnoty koeficientu propustnosti, obdobně jako změny rychlosti průchodu podélných ultrazvukových vln ukázaly jako citlivé metody měření míry porušení testovaného zkušebního tělesa.

Z hlediska propustnosti materiálu je možno obě horniny považovat za nepatrně propustné. Právě žulové masivy s nízkou propustností, která se v důsledku napětového stavu, například ve větších hloubkách, ještě snižuje, jsou vhodným horninovým prostředím pro projektování podzemních zásobníků plynu či úložišť jaderných odpadů. Při projektování takovýchto podzemních staveb je proto třeba věnovat velkou pozornost porušení masivu, jelikož pukliny, drobná tektonika i mikroporušení významně zvyšují propustnost v jinak nepatrně propustných horninách.

Poděkování

Článek byl vypracován v rámci projektu Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0082 podporovaného Operačním programem Výzkum a vývoj pro Inovace, financovaného ze strukturálních fondů EU a ze státního rozpočtu ČR.

ING. PAVEL KONEČNÝ, DR., konecpa@ugn.cas.cz,

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i.,

ING. ALENA KOŽUŠNÍKOVÁ, CSc., kozusnik@ugn.cas.cz,

Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin,

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i.

Recenzoval: prof. Ing. Petr Bujok, CSc.

CONCLUSION

The influence of the state of stress, the state of the rock material failure and the “thermal shock” were studied on two selected types of rocks which we encounter in the geotechnical praxis. Even despite different genesis and different mineralogical composition, the materials exhibited very similar behaviour after having been exposed to a stress or temperature.

We can state on the basis of laboratory measurements that the state of stress which leads to the closing of the pore system reduces the permeability of rock material. Conversely, the material disturbing processes induced by changes in the stress or temperature elicit the origination of microfailures, which increases the capability of the material to let pore media through. This subsequently manifests itself through increased permeability, often very significantly.

In this connection the changes in the permeability coefficient, similarly to the changes in the velocity of longitudinal ultrasonic waves, turned out to be sensitive methods of measuring the degree of the test specimen failure.

As far as the permeability of material is concerned, it is possible to consider the two rocks to be slightly permeable. It is the rock masses featuring low permeability, which further decreases in the connection with the state of stress, for example at greater depths, that form rock environments suitable for designing underground gas storage facilities and repositories of nuclear waste contained in them. For that reason it is necessary during the process of designing for such underground structures to pay increased attention to the disturbance of rock mass because the fissures, minor tectonics and microfailures significantly increase permeability through otherwise slightly permeable rocks.

Acknowledgements

The paper was prepared within the framework of the project The Institute of Clean Technologies for Mining and Utilization of Raw Materials for Energy, Reg. No. CZ.1.05/2.1.00/03.0082, supported by the operational program Research and Development for Innovations, financed from structural funds of the EU and from the state budget of the CR.

ING. PAVEL KONEČNÝ, DR., konecpa@ugn.cas.cz,

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i.,

ING. ALENA KOŽUŠNÍKOVÁ, CSc.,

kozusnik@ugn.cas.cz,

Institut čistých technologií těžby

a užití energetických surovin,

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] KONEČNÝ, P., KOŽUŠNÍKOVÁ, A. Influence of stress on the permeability of coal and sedimentary rocks of the Upper Silesian basin. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2011, Vol. 48, No. 2, s. 347-352.
- [2] KONEČNÝ, P., KOŽUŠNÍKOVÁ, A. Srovnání propustnosti uhlí ze sloje 504 (sedlové vrstvy) a ze sloje 080 (petřkovické vrstvy) pro různé plyny. In Sborník XXXIII. Symposia „Geologia Formacji Weglonosnych Polski“, 21.–22. 4. 2010 Krakow.
- [3] ASTM Standards D 4525 (1990). Standard Test Method for Permeability of Rocks by Flowing Air. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, s. 825-828.
- [4] KONEČNÝ, P. JR., KOŽUŠNÍKOVÁ, A. Measuring of gas – permeability of coal and clastic sedimentary rocks at triaxial state of stress. In *Coalbed Methane and Coal Geology*, Gayer, R. & Harris, I. (ed.), *Geological Society Special Publication* No. 109. 1996, s. 227-229.
- [5] JETEL, J. *Určování hydraulických parametrů hornin hydrodynamickými zkouškami ve vrtech*. Praha: ÚÚG v Akademii, 1982, 246 s.
- [6] KOŽUŠNÍKOVÁ, A., KONEČNÝ, P. Influence of Temperature on the Permeability of Rocks. *Géotechnique* 2011, 61, No. 12, s. 1081-1085, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.8.T.034>.

VYUŽITÍ OSCILUJÍCÍCH VODNÍCH PAPRSKŮ PŘI ODSTRAŇOVÁNÍ POVRCHOVÝCH VRSTEV DEGRADOVANÉHO BETONU IN SITU

APPLICATION OF OSCILATING WATERJETS TO IN SITU REMOVING OF DECOMPOSED SURFACE LAYERS OF CONCRETE

LIBOR SITEK A KOL.

1 ÚVOD

Betonové konstrukce jsou v průběhu svého užívání vystaveny působení okolních agresivních vlivů. Působení agresivního prostředí, užívání konstrukce v průběhu času a zatížení konstrukce provozem mohou vést k jejímu poškození. To může nastat také nevhodným užíváním konstrukce, nadměrným zatížením či působením požáru. Dopravní stavby (silnice, tunely, mosty) patří k vysoce exponovaným betonovým konstrukcím (cyklickým zatěžováním, klimatickými podmínkami, užíváním chemických rozmrazovacích látek, působením požárů apod.). Již porušené konstrukce je většinou nutné v co nejkratší době uvést zpět do provozuschopného stavu, což vyžaduje specifický sanační zásah. Při sanacích betonových konstrukcí je třeba na základě odborného posouzení a návrhu odstranit porušenou vrstvu betonu a provést náhradu porušených částí konstrukce. Odstranění poškozených vrstev tudíž představuje důležitou etapu při sanaci a údržbě betonových staveb. Vedle dnes již tradičních metod, jako jsou odřezávání, rozrušování pneumatickým kladivem, suché a mokré otryskávání, čištění plamenem a frézování, se k takovému účelu stále častěji používají technologie na bázi vysokorychlostních vodních paprsků. U nás je použití vodních paprsků pro tyto účely doporučeno, v některých zemích (např. v Německu) je vzhledem k unikátním vlastnostem paprsků dokonce vyžadováno.

Známa schopnost vodních paprsků selektivně odstranit poškozenou vrstvu může být dále zvýšena zavedením vysokofrekvenčních akustických pulzací do paprsku prostřednictvím akustického generátoru tlakových pulzací. Generování dostatečně velkých a rychlých (20 kHz) tlakových pulzací ve vysokotlakém systému ještě před výstupem vody z trysky umožňuje vytváření tzv. pulzujícího vodního paprsku, který sice vystupuje z trysky jako paprsek kontinuální, v určité vzdálenosti od trysky se však vlivem rozpadu kontinuálního proudu na shluky vody mění v pulzující. Výhoda takového paprsku v porovnání s běžným kontinuálním spočívá v tom, že dopad každého shluku vody pulzujícího paprsku vyvolá v místě dopadu impaktní tlak, který několikanásobně převyšuje stagnační tlak, kterým působí na dopadovou plochu klasický kontinuální paprsek za jinak naprosto shodných pracovních podmínek. Tento jev způsobuje vážné poškození jak povrchu, tak i vnitřní struktury dezintegrovaného materiálu. Vlivem pulzů v paprsku dochází k únavovému a smykovému namáhání v materiálu rychlým cyklickým zatěžováním dopadové plochy, případně působením radiálního vysokorychlostního toku kapaliny po povrchu. To dále zvyšuje účinnost pulzujícího kapalinového paprsku v porovnání s kontinuálním. Použití pulzujícího paprsku kromě toho umožňuje podstatné snížení pracovního tlaku vody (na cca 30–70 MPa) při zachování dezintegračních účinků srovnatelných se standardními vysokotlakými zařízeními užívanými k ošetřování a údržbě betonových povrchů (s tlaky 150–200 MPa).

Pracoviště Oddělení dezintegrace materiálů Ústavu geoniky AV ČR, v.v.i. v Ostravě studuje fenomén pulzujícího vodního paprsku a jeho dezintegrační účinky na materiálech již téměř 20 let.

V oblasti stavebních hmot, zejména betonů, zde byly prováděny laboratorní experimenty, které zkoumaly účinnost dezintegrace pulzujícího paprsku v porovnání s kontinuálním paprskem při odstraňování povrchových vrstev pevných betonů [1], betonů s odlišnými fyzikálně-mechanickými vlastnostmi či betonů narušených technologickou nekázní [2] i betonů, které byly vystaveny působení agresivních prostředí a/nebo mrazu [3].

1 INTRODUCTION

During their life, concrete structures are exposed to the influence of surrounding aggressive effects. The effects of aggressive environment, the use of the structure during the course of time and the loads induced by the operation can lead to damages. This can also happen due to inappropriate using of the structure, excessive loading or an action of a fire. Transport structures (roads, tunnels, bridges) belong among highly exposed concrete structures (through cyclic loading, climatic conditions, application of thawing chemicals, actions of fires etc.). The already damaged structures have to be returned to an operational condition in the shortest possible time, which requires a specific rehabilitation intervention. The rehabilitation of concrete structures requires that a defective concrete layer is removed on the basis of an expert assessment and design and the defective parts of the structure are replaced. The removal of defective layers therefore represents an important stage during the course of the rehabilitation and maintenance of concrete structures. Apart from the today already traditional methods, such as cutting off, breaking by jack hammers, dry or wet sand blasting, flame cleaning and milling, ever more technologies used to this purpose are based on high-velocity waterjets. In our country the use of waterjets for these purposes is recommended, whilst in some countries (e.g. Germany) it is, owing to the unique properties of waterjets, even required.

The well known ability of waterjets to selectively remove a defective layer can be further enhanced by introducing high-frequency acoustic pulsation into the waterjet by means of an acoustic generator of pressure pulsation. The generation of sufficiently high and fast (20 kHz) pressure pulsation in the high pressure system before water releases the nozzle makes the creation of the so-called pulsating waterjet possible. On the one hand, the waterjet releases the nozzle as a continual flow. On the other hand, it changes at a certain distance from the nozzle to a pulsating waterjet as a result of the disintegration of the continual flow into lumps of water. The advantage of such a waterjet in comparison with common continual waterjet is that the impact of each lump of water of the pulsating jet produces impact pressure at the hit point, which multiply exceeds the stagnation pressure exerted on the impact area by the classical continual waterjet under otherwise absolutely identical working conditions. This phenomenon causes serious damage to both the surface and the internal structure of the material being disintegrated. Due to the pulses in the waterjet, fatigue and shear stresses are induced in the material as a result of high-frequency cyclic loading acting on the impact area and/or as a result of the action of the high velocity flow of the liquid along the surface. This effect further increases the efficiency of the pulsating liquid jet in comparison with the continual flow. In addition, the use of the pulsating jet makes significant reducing of the working pressure of water possible (roughly to 30 – 70 MPa) with the disintegration effect comparable with standard high-pressure equipment used for treating and maintenance of the concrete surfaces preserved (pressures 150 – 200 MPa).

The workplace of the Department of material disintegration of the Institute of Geonics AS CR, v.v.i. in Ostrava has studied the pulsating waterjet phenomenon and its disintegration effects nearly for 20 years.

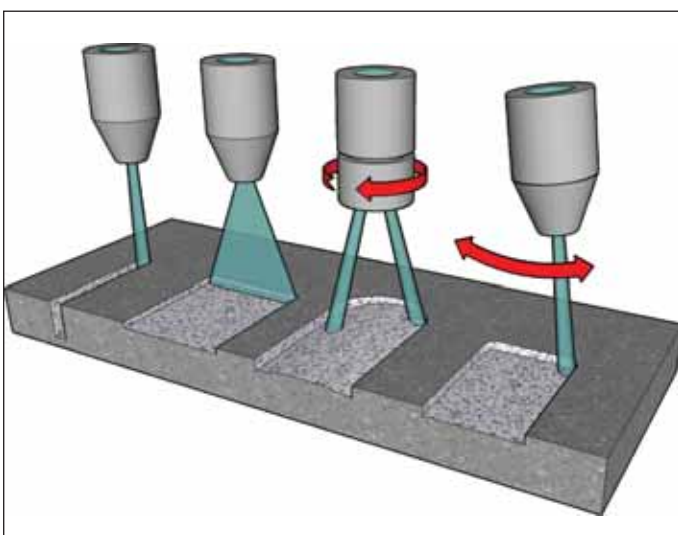
Aktuálně řešeným problémem je sanace betonových konstrukcí porušených vysokými teplotami a ohněm. Základní otázky ohledně teplotního vlivu na beton zahrnují nejen komplexní identifikaci změn, k nimž dochází v cementové matici, ale i transportních jevů. Analýza je komplikovaná také s ohledem na skutečnost, že cementový beton je kompozit mimo jiné složený ze dvou podstatně odlišných složek: cementového tmele a kameniva. Různé druhy kameniva se navíc liší svým mineralogickým složením. Pokud se minerály zahřívají, jsou charakterizovány metamorfními změnami, které jsou typické a rozdílné pro každý minerál. Konečným efektem z mnoha probíhajících změn, ke kterým dochází v zahříváném betonu, jsou pak také odlišné výsledné fyzikální, tepelné a mechanické vlastnosti. Teplota požáru ovlivňuje nejen pevnost, ale i ostatní charakteristiky betonu jako například modul pružnosti. Rozsah degradace železobetonové konstrukce vlivem působení vysokých teplot je pak závislý zejména na parametrech působícího teplotního zatížení a parametrech materiálu, který je tepelné expozici vystaven. V současné době spolupracují pracoviště Ústavu geoniky AV ČR, v.v.i. a Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně na řešení projektu Grantové agentury České republiky P104/12/1988 „*Studium interakce složek cementových kompozitů při působení vysokých teplot.*“ Znalosti získané studiem procesu porušování betonu při vysokých teplotách a zkušenosti při odstraňování degradovaného betonu pomocí technologie vysokorychlostních vodních paprsků napomohou nejen k prohloubení poznatků v oblasti chování cementových kompozitů při tepelném namáhání, ale i při následné aplikaci technologie vodních paprsků během odstraňování betonů již porušených vysokými teplotami.

2 LABORATORNÍ ZKOUŠKY PŮSOBENÍ PULZUJÍCÍCH VODNÍCH PAPERKŮ NA BETONECH

V této části jsou stručně uvedeny výsledky dosažené při laboratorních testech odstraňování povrchových vrstev betonových vzorků pomocí několika typů vysokorychlostních vodních paprsků v sanační praxi běžně užívaných, či paprsků progresivních s předpokládaným využitím v blízké budoucnosti (obr. 1). Účinky pulzujících paprsků byly vždy porovnány s klasickými kontinuálními paprsky za stejných nebo podobných pracovních podmínek.

2.1 Pevné betony

Experimenty byly zaměřeny na porušování pevného betonu třídy B55–C45/55–XF4 plochým pulzujícím paprskem. Výsledky byly porovnány s účinky paprsku plochého kontinuálního a rotačního



Obr. 1 Typy vysokorychlostních vodních paprsků vhodné k odstraňování povrchových vrstev betonu (zleva doprava: klasický s kruhovým průřezem, plochý, rotační a oscilující)

Fig. 1 High-speed water jet types suitable for removal of concrete surface layers (from left to right: classical round jet, flat jet, rotating jet, oscillating jet)

In the area of construction materials, first of all concretes, this workplace conducted laboratory experiments which investigated the efficiency of a pulsating waterjet in comparison with a continual waterjet during the removing of surface layers of competent concretes [1], concretes with different physical-mechanical properties and concretes disturbed due to the lack of technological discipline [2] as well as concretes which were exposed to effects of aggressive environments and/or frost[3].

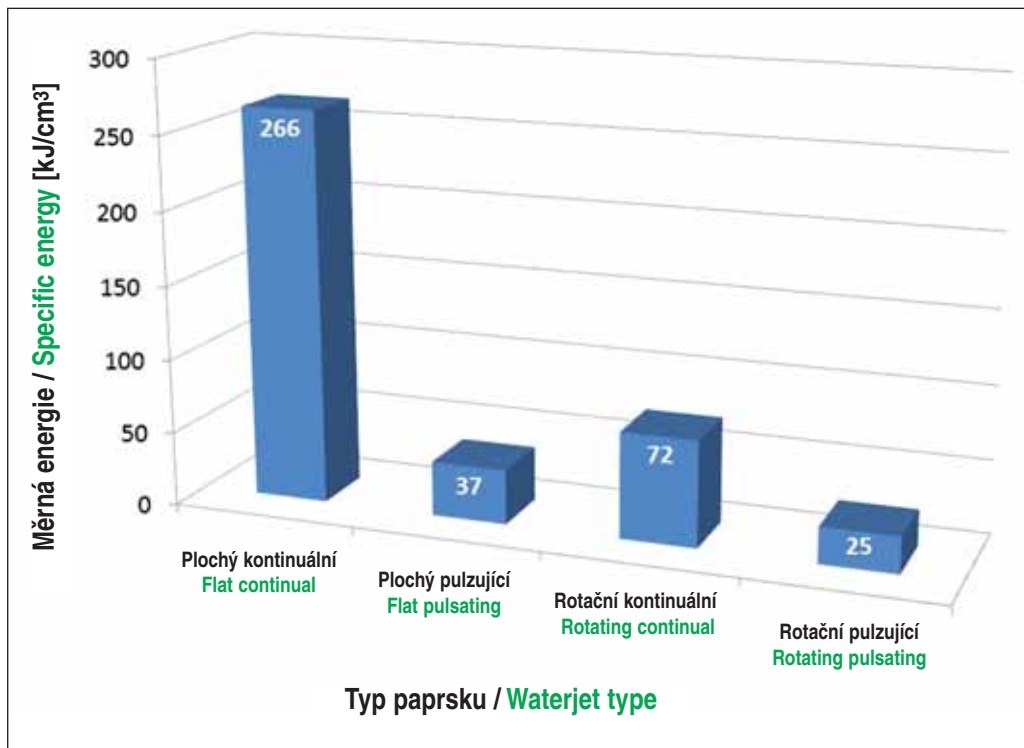
A problem which is currently being solved is the rehabilitation of concrete structures damaged by high temperatures and by fire. Basic issues regarding the effect of heat on concrete comprise not only comprehensive identification of changes originating in the concrete matrix, but also transport phenomena. In addition, the analysis is complicated with respect to the fact that cement concrete is a composite consisting, apart from other components, of two significantly different components: cement binder and aggregates. On top of that, various types of aggregates differ in their mineralogical composition. If the minerals are heated, they are characterised by metamorphic changes, which are different for each material. One of the final effects of the many changes taking place in concrete being heated is that the resultant physical, thermal and mechanical properties are different. The fire temperature influences not only the strength, but also other properties of concrete, for example the elastic modulus. The extent of decomposition of a concrete structure due to the effect of high temperatures therefore depends, first of all, on parameters of the acting temperature load and parameters of the material which is exposed to the thermal effects. Currently the workplaces of the Institute of Geonics AS CR, v.v.i., and of the Faculty of Civil Engineering of the Technical University in Brno are collaborating on the project of the Grant Agency of the Czech Republic P104/12/1988 „The study into the interaction of components of cement composites being affected by high temperatures“. The knowledge obtained by studying the process of damaging of concrete at high temperatures and the experience gathered during the work on removing of decomposed concrete by means of the technology of high-velocity waterjets will help not only to the deepening of the knowledge in the area of the behaviour of cement composites being exposed to a thermal stress, but also during the subsequent application of the technology of waterjets during the process of removing concrete which has already been damaged by high temperatures.

2 LABORATORY TESTS OF THE ACTION OF PULSATING WATERJETS ON CONCRETE

This part briefly presents the results achieved during laboratory tests of removing surface layers of concrete samples using several types of high-velocity waterjets commonly used in the rehabilitation praxis or advanced waterjets the use of which is expected in the near future (see Fig. 1). The effects of pulsating jets were always compared with classical continual jets under identical or similar working conditions.

2.1 Compact concretes

The experiments were focused on the process of damaging B55 - C45/55 - XF4 grade compact concrete by means of a flat pulsating waterjet. Results were always compared with the effects of a flat continual waterjet and rotating continual and rotating pulsating waterjets on the same type of concrete. The flat (fan-shaped) waterjet is currently beyond the scope of interest of companies dealing in rehabilitation of structures. Because of the fact that its energy is spread over a relatively great width, it is not capable of sufficiently damaging concrete in the cases of commonly used parameters of waterjets. It was developed for certain special applications (cleaning, removing scales from surfaces etc.). A different situation develops when high-frequency pulsations are introduced into the flat waterjet. The pulsating flat waterjet is then capable of damaging compact concrete even when common high-pressure rehabilitation facilities are used.



Obr. 2 Měrná energie potřebná k rozpojení 1 cm³ betonu u zkoumaných typů paprsku
 Fig. 2 Specific energy required for disintegration of 1 cm³ of concrete for tested jet types

kontinuálního i pulzujícího na stejném typu betonu. Plochý (většinou) paprsek je v současnosti mimo okruh zájmu sanačních firem. Jelikož se jeho energie rozloží do poměrně velké šířky, není při běžně užívaných parametrech paprsků schopen beton dostatečně poškodit. Byl vyvinut pro určité speciální aplikace (čištění, odstraňování okují z povrchů apod.). Jiná situace však nastane, pokud jsou do plochého paprsku zavedeny vysokofrekvenční pulzace. Pulzující plochý paprsek je pak schopen i při použití běžných vysokotlakých zařízení užívaných k sanacím porušit pevný beton.

Na zkušebních betonových trámčích byly vytvářeny drážky jednotlivými typy paprsků. Pro generování plochých paprsků byla použita plochá tryska Lechler typ 602 571 s úhlem rozstříku 15° a ekvivalentním průměrem 2,05 mm. Pro generování rotačních paprsků byla využita rotační hlavice Barracuda osazená dvojicí trysek o průměru 1,19 mm. Tlak vody byl při všech zkouškách 30 MPa. Vzdálenost rozpojovaného betonu od trysky byla u plochého paprsku pulzujícího i kontinuálního udržována na 40 mm. Při použití rotačního kontinuálního paprsku byla vzdálenost od trysky 20 mm, u pulzujícího pak 40 mm z důvodu vyšší účinnosti tohoto paprsku ve větší vzdálenosti od trysky kvůli rozpadu paprsku na shluky vody. Ultrazvukový výkon při řezání pulzujícími paprsky byl 630 W, akustický budič vytvářel akustické vlny o frekvenci 20 kHz. Rychlost řezání byla ve všech případech 0,2 m.min⁻¹. U každé drážky byl změřen rozpojený objem, u vybraných drážek byla provedena makroskopická analýza nově vzniklého povrchu po řezání paprskem.

Z celkového souboru drážek zkoumaných vzorků se prokázalo, že pulzující paprsek za stejných podmínek vždy rozpojí větší objem betonu, než paprsek kontinuální. Z výsledků dále vyplynulo, že plochý pulzující paprsek rozpojí cca 7,2krát větší objem betonu než plochý kontinuální paprsek za stejných podmínek. Při použití rotačního pulzujícího paprsku je tento poměr zhruba 2,9 vzhledem k rotačnímu kontinuálnímu paprsku. Graf na obr. 2 ukazuje měrnou energii potřebnou k rozpojení 1 cm³ betonu u všech sledovaných typů paprsku. Zajímavé je porovnání účinnosti plochého pulzujícího paprsku s paprskem rotačním kontinuálním, který se běžně při sanacích používá. Plochý pulzující paprsek je schopen rozpojit zhruba dvojnásobný objem při jinak stejné energetické náročnosti. Jelikož akustická energie nutná k vytvoření pulzů v pulzujícím paprsku představuje zanedbatelnou část z celkové energie potřebné

Grooves were cut in the concrete test beams with individual types of waterjets. A Lechler-type 602 571 nozzle with the spraying angle of 15° and the equivalent diameter of 2.05 mm was used for the generation of flat waterjets. Rotating waterjets were generated by means of a Barracuda rotating head with two 1.19 mm-diameter nozzles mounted on it. A water pressure of 30 MPa was applied at all tests. The distance of the concrete being disintegrated from the nozzle was maintained at 40 mm in the case of the flat waterjet, both pulsating and continual. When the rotating continual waterjet was used, the distance from the nozzle was 20 mm, whilst the distance of 40 mm was used for the pulsating waterjet because of the higher efficiency of this jet acting from a greater distance from the nozzle because of the disintegration of the waterjet into the water lumps. The ultrasound output during the course of cutting with pulsating waterjets was 630 W; the acoustic generator produced acoustic waves with the frequency of 20 kHz. The cutting rate of 0.2 m.min⁻¹ was maintained in all cases. The disintegrated volume was measured for each groove and a macroscopic analysis of the newly originated surface after the waterjet cutting was conducted for selected grooves.

Of the entire set of grooves in the specimens being analysed, it was proved that the pulsating waterjet acting under identical conditions always disintegrates a greater volume than the continual waterjet. It further followed from the results that the flat pulsating waterjet disintegrates about 7.2 times greater volume of concrete than the flat continual waterjet under identical conditions. When the rotating pulsating waterjet is used, this proportion is approximately 2.9 in comparison with the rotating continual waterjet. The graph in Fig. 2 displays the specific energy required for disintegrating 1 cm³ of concrete for all of the observed waterjet types. The comparison of the efficiency of the flat pulsating waterjet with the rotating continual waterjet, which is usually used for rehabilitation operations, is interesting. The flat pulsating waterjet is capable of disintegrating roughly a twice as big volume at otherwise identical energy demand. Because the acoustic energy necessary for the generation of impulses in the pulsating waterjet represents a negligible proportion of the total energy needed for the generation of the waterjet (about 1-2%), it turns out that the flat pulsating waterjet can become a serious competitor of rotating heads in the future. It has followed from the macroscopic analysis of the newly originated surface after the cutting by the individual waterjet types that, whilst continual waterjets remove only the surface part of the cement stem or (in the case of the rotating waterjet) only partially expose aggregates in the concrete, the pulsating waterjets remove the hardened cement paste down to the aggregates, which subsequently protrude from the newly created surface topography.

2.2 Concretes consisting of layers featuring different physical-mechanical properties or concretes damaged owing to the lack of technological discipline

The experimental research was conducted on special concrete specimens produced on purpose from two concrete layers with different

na generování paprsku (asi 1–2 %), ukazuje se, že pulzující plochý paprsek se může v budoucnu stát vážným konkurentem rotačních hlavíc. Z makroskopické analýzy nově vzniklého povrchu po řezání jednotlivými typy paprsku vyplynulo, že zatímco kontinuální paprsky odstraní za daných zkušebních podmínek pouze povrchovou část cementového kamene, případně (u rotačního kontinuálního paprsku) jen částečně odkryjí kamenivo uvnitř betonu, pulzující paprsky odstraní cementový kámen až na kamenivo, které pak reliéfně vystupuje z nově vytvořeného povrchu.

2.2 Betony s vrstvami odlišných fyzikálně-mechanických vlastností či betony narušené technologickou nekázní

Experimentální výzkum byl prováděn na speciálních betonových vzorcích záměrně vyrobených ze dvou vrstev betonů s odlišnými parametry. Vrstvy betonu měly rozdílné výsledné fyzikálně-mechanické vlastnosti (zejména pevnosti), byla měněna skladba kameniva, druh cementu a vodní součinitel. Pro vizuální kontrolu byly vrstvy betonu výrazně barevně odlišeny použitím barevného pigmentu. Cílem zkoumání bylo zejména ověřit, zda je technologie pulzujícího rotačního vysokorychlostního vodního paprsku skutečně selektivní a zda při rozpojování dojde ke snížení výkonu (snížení množství odebíraného materiálu) v okamžiku, kdy vodní paprsek pronikne k betonu vyšší kvality. Toto částečně simulovalo reálné použití technologie vodního paprsku při sanacích betonových konstrukcí, kdy odstraňujeme povrchovou vrstvu betonu určitým způsobem narušenou, s horšími fyzikálně-mechanickými vlastnostmi, a vrstvu betonu vyšší kvality se snažíme v co nejvyšší míře zachovat a dále nenarušovat.

Pro experiment byl zvolen běžně užívaný rotační pulzující paprsek a opět porovnán s běžně užívaným paprskem rotačním kontinuálním. Na betonových vzorcích byly vytvářeny drážky oběma typy paprsku. Rotační hlavice Barracuda byla osazena dvojicí trysek o průměru 1,47 mm, tlak vody byl udržován na hodnotě 30 MPa. Vzdálenost rozpojovaného betonu od trysek byla u kontinuálního paprsku 20 mm, u pulzujícího 40 mm kvůli vyšší účinnosti. Ultrazvukový výkon při řezání pulzujícím paprskem byl 630 W a frekvence generování akustických vln 20 kHz. Proměnným parametrem, kterým se regulovala hloubka drážky, byla rychlost řezání (0,1 až 0,5 m.min⁻¹). Ta byla postupně snižována, dokud nebylo dosaženo tvrdší probarvené spodní vrstvy betonu. Za stejných podmínek byly vyřezány drážky také kontinuálním paprskem. U každé drážky byl zjišťován rozpojený objem.

Opět se prokázala vyšší účinnost pulzujícího paprsku v porovnání s kontinuálním. Pulzující paprsek rozpojí cca 2,3 až 6,3krát větší objem betonu za stejných podmínek. Vyšších poměrů je dosaženo zejména při vyšších rychlostech řezání, tedy při krátkém časovém působení paprsku na plochu. Zatímco energie kontinuálního paprsku v takovém případě k rozpojení povrchové vrstvy betonu nestačí, pulzující paprsek je schopen již velice slušně beton rozpojovat. Při nižších rychlostech řezání se pak rozdíl mezi oběma typy paprsků snižují. Podobných výsledků je možno dosáhnout také při konstantní rychlosti rozpojování a proměnném tlaku vody. Pulzující paprsek dříve (tedy při nižším tlaku vody) překoná prahovou hranici, kdy již bude schopen beton rozpojovat. Účinky kontinuálního paprsku se projeví teprve při vyšších tlacích.

Rovněž se prokázala schopnost obou paprsků selektivně odstraňovat narušenou vrstvu betonu. Po poměrně snadném odstranění porušené vrstvy bylo nutno vynaložit zvýšenou energii na dezintegraci pevné, neporušené spodní vrstvy. Při hodnocení odolnosti speciálně vyrobených betonových vrstev proti působení vodních paprsků vyšlo najevo, že nejlépe odolává paprsku vrstva nenarušeného betonu (třída C20/25, bez technologické nekázně). O něco hůře dopadla vrstva betonu nedostatečně zhutněná a pak vrstva s vysokým podílem písku. Nejméně vydržely málo pevný beton (třída C12/15) a beton s vysokou dávkou záměsové vody. Příklad vzhledu drážek po řezání kontinuálním a pulzujícím rotačním vodním paprskem je uveden na obr. 3.

parameters. The concrete layers had different final physical-mechanical properties (first of all the strength); the composition of aggregates, cement types and water-cement ratios were altered. To allow visual inspection, the concrete layers were pronouncedly distinguished using a coloured pigment. The priority objective of the research was to verify whether the pulsating rotating high-velocity waterjet technology is really selective and whether the output is reduced during the disintegration process (the amount of the material being removed is reduced) at the moment when the waterjet penetrates up to the higher quality concrete. This analysis partially simulated the real application of the waterjet technology to the rehabilitation of concrete structures where we remove the surface layer of concrete which was damaged in a certain way, exhibiting worse physical-mechanical properties, whilst trying to maintain and further not damage the higher quality concrete to the as high as possible extent.

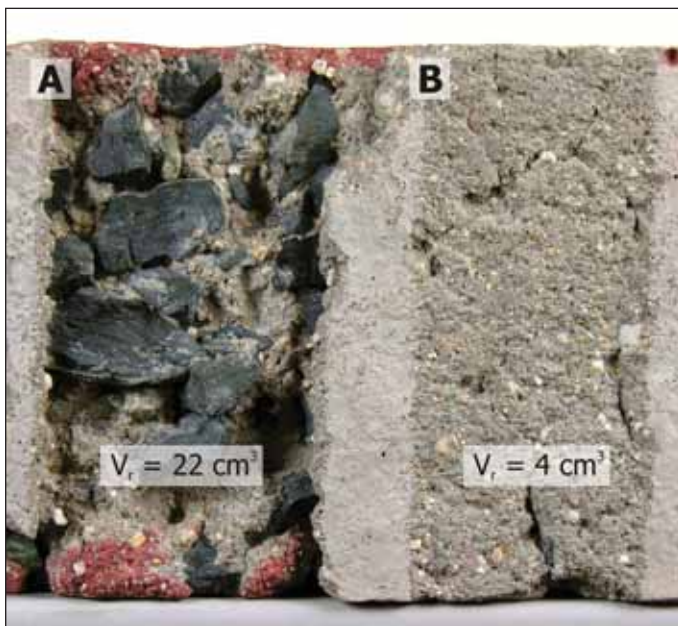
The commonly used rotating pulsating waterjet was chosen for the experiment; it was again compared with the commonly used rotating continual waterjet. Grooves were cut in the concrete specimens using both waterjet types. A Barracuda rotating head was mounted with a pair of nozzles 1.47 mm in diameter; the water pressure was maintained at the value of 30 MPa. The distance of the concrete being disintegrated from the nozzles was 20 mm for the continual waterjet and 40 mm for the pulsating waterjet (because of higher efficiency). The ultrasound output during the cutting with the pulsating waterjet was 630 W and the frequency of the generation of acoustic waves was 20 kHz. The cutting rate (0.1 to 0.5 m. min⁻¹) was a variable parameter through which the groove depth was regulated. It was gradually reduced until the harder, tinted lower layer of concrete was reached. The cutting of grooves using the continual waterjet was performed under identical conditions. The disintegrated volume was determined for each groove.

The higher efficiency of the pulsating waterjet compared with the continual waterjet was again proved. The pulsating waterjet disintegrates about 2.3 to 6.3 times greater volume of concrete under identical conditions. The higher ratios are achieved first of all at higher cutting rates, where the duration of the action of the cutting on the surface is shorter. Whilst in such a case the energy of the continual impact of the waterjet is not sufficient for the disintegration of the surface layer of concrete, the pulsating waterjet is already capable of disintegrating concrete very well. At lower cutting rates the differences between both waterjet types are diminished. Similar results can be achieved even when the cutting ratio is constant and the water pressure is variable. The pulsating waterjet (i.e. at a lower water pressure) will overcome the threshold boundary when it will be able to disintegrate concrete earlier. The effects of the continual waterjet will manifest themselves only at higher pressures.

In addition, the ability of both waterjets to selectively remove a damaged layer of concrete was proved. After the damaged layer had been relatively easily removed, it was necessary to exert increased energy for the disintegration of the hard, non-damaged lower layer. When the resistance of specially produced concrete layers to the action of waterjets was being assessed, it was found out that a layer of undisturbed concrete (grade C20/25, without the lack of technological discipline) resists best of all to the waterjet. A layer of insufficiently compacted concrete came off slightly worse, followed by a layer containing a high proportion of sand. The lowest resistance was offered by little compact concrete (grade C12/15) and concrete with a high amount of mixing water. An example of the appearance of the grooves after the cutting with the continual waterjet and with the pulsating rotating waterjet is presented in Fig. 3.

2.3 Concretes exposed to the action of aggressive environment or frost

This research was focused on the disintegration of concretes exposed to the action frost, chlorides and sulphates by means of a flat, pulsating waterjet and a continual high-velocity waterjet. Concrete cubes with the average strength of 40 MP were divided into several



Obr. 3 Drážky vytvořené rotačním pulzujícím (A) a rotačním kontinuálním paprskem (B) ve vzorku betonu C20/25

Fig. 3 Slots created by rotating pulsating jet (A) and rotating continuous jet (B) in C20/25 concrete

2.3 Betony vystavené působení agresivních prostředí a/nebo mrazu

Tento výzkum byl zaměřen na dezintegraci betonů vystavených působení mrazu, chloridů a síranů pomocí plochého pulzujícího i kontinuálního vysokorychlostního vodního paprsku. Betonové krychle o průměrné pevnosti 40 MPa byly rozděleny do několika skupin a každá skupina byla podrobena některé z korozivních zkoušek: *zkouška mrazuvzdornosti* (schopnost vzorků ve vodou nasyceném stavu odolávat opakovanému zmrazování a rozmrazování, betonové krychle byly vystaveny 100 cyklům zmrazování podle ČSN 731322), *zkouška odolnosti betonu proti mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám* (vzorky vodou nasáklého betonu se uloží do misky s roztokem 3% NaCl tak, aby byly ponořeny na výšku 5 ± 1 mm, ve zkušebním prostoru se podrobí střídavému zmrazování a rozmrazování; betonové krychle byly vystaveny 100 cyklům zmrazování podle ČSN 731326), *působení chloridů* (betonové vzorky byly na 6 měsíců zcela ponořeny do roztoku NaCl) a *působení síranů* (betonové vzorky byly na 6 měsíců zcela ponořeny do roztoku Na_2SO_4). Část vzorků byla uložena jako referenční. Na betonových krychlích všech skupin pak byly vytvářeny drážky pomocí vodních paprsků, u každé drážky byl zjištěn rozpojený objem, u vybraných drážek byla provedena makroskopická analýza nově vzniklého povrchu po řezání paprskem.

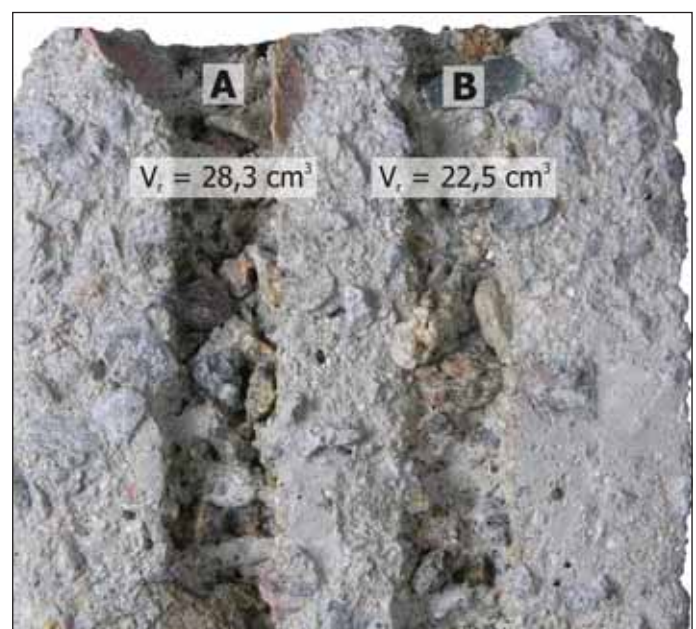
K vytváření drážek byla použita plochá tryska Lechler typ 602 571 s ekvivalentním průměrem 2,05 mm a s úhlem rozstříku 15° . U pulzujícího paprsku vytvářel předřazený akustický budič akustické vlny o frekvenci 20 kHz. Tlak vody byl při všech zkouškách udržován na hodnotě 30 MPa. Vzdálenost rozpojovaného betonu od trysky byla 40 mm, ultrazvukový výkon při řezání pulzujícím paprskem byl nastaven na 630 W. Rychlosti řezání vzorků paprskem byly $0,1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, $0,2 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, $0,4 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$ a $1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, pokud to stav konkrétního vzorku umožňoval.

Na základě studia všech drážek vytvořených v betonových vzorcích se opět ukázalo, že pulzující paprsek je účinnější než paprsek kontinuální. Poměr mezi objemem odstraněným ze vzorku pulzujícím a kontinuálním paprskem se však liší podle druhu a stupně degradace vzorku, případně podle rychlosti rozpojování. Nejmenší poměr byl zjištěn u vzorků po zkoušce odolnosti betonu proti mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám (cca 1,1) při rychlosti řezání $0,4 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$; při rychlosti $1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$ se pak poměr zvyšuje na 2,8.

groups and each group was subjected to some of the following corrosive tests: *a frost-thawing test* (the ability of specimens in a water-saturated condition to resist repeated freezing and thawing – the concrete cubes were exposed to 100 freezing cycles as required by the standard ČSN 731322), *a test of concrete resistance to frost and thawing chemicals* (specimens of water-saturated concrete are to be put to a dish containing a 3% solution of NaCl, to be submerged to the height level of 5 ± 1 mm; they are subjected to frost-thawing cycles in the testing space; the concrete cubes were exposed to 100 cycles as required by the standard ČSN 731326), *the action of chlorides* (concrete specimens were fully submerged in an NaCl solution for 6 months) and *the action of sulphates* (concrete specimens were fully submerged in the Na_2SO_4 solution for 6 months). A part of the specimens were stored for reference purposes. Grooves were cut in all concrete cubes with waterjets; the disintegrated volume was determined for each groove and a macroscopic analysis of the surface newly originated after the cutting with the waterjet was carried out for selected grooves.

The grooves were cut using a 602 571 type of the flat nozzle Lechler with the equivalent diameter of 2.05 mm and the spraying angle of 15° . At the pulsating waterjet, a preliminary acoustic generator generated acoustic waves with the frequency of 20 kHz. The water pressure was maintained at 30 MPa during all tests. The distance of the concrete being disintegrated from the nozzle was 40 mm; the ultrasound output was set at 630 W during the cutting with the pulsating waterjet. The rates of the cutting with the waterjet were $0.1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, $0.2 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, $0.4 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$ and $1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$, if the condition of the particular specimen allowed it.

It again turned out on the basis of studying all grooves cut in the concrete specimens that the pulsating waterjet is more efficient than the continual waterjet. However, the proportion between the volume removed from the specimen by the pulsating and the continual waterjet varies depending on the type and degree of decomposition of the specimen or on the disintegration rate. The smallest proportion was determined in the case of specimens after testing of the concrete resistance to frost and thawing chemicals (about 1.1) at the cutting rate of $0.4 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$; at the rate of $1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$ the proportion increases to 2.8. By contrast, the highest proportion was registered at reference samples which were not disturbed by corrosion, at the cutting rate of $1 \text{ m}\cdot\text{min}^{-1}$ (about 6.7). The proportion ranging from 2.8 to 4.5 was



Obr. 4 Drážky vytvořené plochým pulzujícím (A) a plochým kontinuálním paprskem (B) ve vzorku betonu po zkoušce odolnosti betonu proti mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám

Fig. 4 Slots created by flat pulsating jet (A) and flat continuous jet (B) in concrete after test of resistance to chemical de-icers

Naopak nejvyšší poměr byl zaznamenán u vzorků referenčních neporušených korozí při rychlosti 1 m.min⁻¹ (cca 6,7). Poměr mezi 2,9 a 3,9 byl zaznamenán u vzorků uložených v roztoku NaCl, poměr od 2,8 do 4,5 pak u vzorků uložených v roztoku Na₂SO₄. U vzorků vystavených působení mrazu byl poměr zhruba 1,9.

Po zkoušce odolnosti betonu proti mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám byl povrch betonu již natolik rozpadlý (obr. 4), že hrubé kamenivo bylo v horní části obnaženo a cementový kámen včetně drobného kameniva byl ze vzorku částečně vydrolen. Zbývající narušená struktura cementového kamene a drobného kameniva byla pulzujícím či kontinuálním paprskem lehce odstraněna až na hrubé kamenivo, které již nebylo při daných parametrech zkoušky z drážky odstraněno.

Naopak u vzorků nenarušených korozí je obecně dosahováno nejlepších poměrů mezi pulzujícím a kontinuálním paprskem, neboť neporušenou a dostatečně pevnou strukturu betonu není kontinuální plochý paprsek při daných parametrech schopen výrazněji narušit. Pulzující paprsek naopak díky vysokofrekvenčnímu cyklickému zatěžování povrchu vzorku bez větších potíží odstraňuje cementový kámen, případně drobné kamenivo. Tato vlastnost se pak nejvýrazněji projevuje při vyšších rychlostech řezání. U pevných betonů je zjištěný poměr (cca 7,2) ještě výhodnější ve prospěch pulzujícího paprsku.

Určité nesnáze nastaly při řezání vzorků vystavených 100 cyklům zmrazování: při nižších rychlostech se zcela rozpadaly z důvodu narušení struktury vzorku trhlinami bez ohledu na typ použitého paprsku. I když po zkoušce zmrazování nevykazovaly betony vizuálně žádné porušení, ukázalo se, že odolnost vůči průniku paprsku je zcela zanedbatelná. Lze tedy usuzovat na vnitřní porušení betonu, které vzniklo při zmrazování. Na základě této skutečnosti doporučujeme u vzorků betonu provádět další typy zkoušek, které by měly narušenou strukturu odhalit (pevnost povrchových vrstev betonu, zkoumání skutečné pórové struktury, nasákavost povrchových vrstev apod.).

Makroskopická analýza potvrdila dřívější zjištění, že zatímco kontinuální paprsky odstraní za daných zkušebních podmínek pouze povrchovou část cementového kamene, případně u korodovaných vzorků částečně odkryjí kamenivo uvnitř betonu, pulzující paprsky odstraní cementový kámen až na kamenivo, které pak obnažené vystupuje z nově vytvořeného povrchu. Skutečná plocha povrchu vytvořeného pulzujícím paprskem je tak větší než u povrchu vytvořeného kontinuálním paprskem.

3 ODSTRAŇOVÁNÍ POVRCHOVÝCH VRSTEV VODNÍMI PAPSRY IN SITU

Na základě úspěšných laboratorních testů bylo přistoupeno k polním zkouškám odstraňování povrchových vrstev standardního betonového panelu (pevnost v tlaku zhruba 40 MPa) uloženého v normálním venkovním prostředí (vliv mrazu a atmosférických par, bez chemických látek) po dobu 18 let. Vrstvy byly odstraňovány in-situ (tedy na místě, v původním prostředí) pomocí kontinuálního a pulzujícího vodního paprsku s využitím mobilních zařízení firmy NET, s. r. o.

3.1 Experimentální zařízení

Experimentální zařízení sestávalo ze zdroje vysokotlaké vody, systému ke generování vysokofrekvenčních tlakových pulzací ve vysokotlakém systému a pásového manipulátoru, který umožňoval oscilační (kmitavý) pohyb trysky (obr. 5) a zároveň posuvný pohyb kmitající trysky nad testovaným panelem.

Vysokotlaká voda byla do trysky dodávána (i) plunžovým čerpadlem Uraca KD 724, které umožňovalo dodávat až 35 l vody za minutu při tlaku do 200 MPa, nebo (ii) plunžovým čerpadlem Sigma PAD 3-60 dodávajícím až 45 l vody za minutu při tlaku do 120 MPa. Tlakové pulzace byly vytvářeny akustickým generátorem pulzů s frekvencí 20 kHz a maximálním akustickým výkonem 630 W. Ke

recorded at specimens kept in the NaCl solution; the proportion ranging from 2.8 to 4.9 was recorded at specimens submerged in the Na₂SO₄ solution. At the specimens exposed to the action of frost, the proportion was about 1.9.

After the tests of the concrete resistance to frost and thawing chemicals, the concrete surface was so much disintegrated (see Fig. 4) that the coarse aggregate was exposed in the upper part and the hardened cement paste including fine aggregate was partly crumbled away from the specimen. The remaining disturbed structure of the hardened concrete paste and fine aggregates was easily removed by both the pulsating and continual waterjet up to the coarse aggregate, which was no more being removed from the groove taking into consideration the particular test parameters.

On the contrary, at the samples undisturbed by corrosion, the best proportions were achieved between the pulsating and continual waterjets because the continual flat waterjet is not able to significantly break the non-eroded and sufficiently strong concrete structure at the specified parameters. Conversely, the pulsating waterjet, owing to the high-frequency cyclic loading acting on the specimen surface, removes the hardened concrete paste or even fine aggregates without greater difficulties. This property manifests itself most expressively at higher cutting rates. At compact concretes the identified proportion of about 7.2 is even more advantageous for the pulsating waterjet.

Certain difficulties occurred during the cutting of specimens subjected to 100 frost-thawing cycles: they completely disintegrated at lower velocities without respect to the waterjet applied because of the disturbance of the specimens by cracks. Despite the fact that the concretes did not exhibit any visual damage after frost-thawing tests, it turned out that the resistance to the waterjet penetration was totally negligible. It is therefore possible to assume that the reason was the damage suffered during the freezing. We therefore recommend on the basis of this fact that other types of tests be carried out on the concrete specimens which should reveal the disturbed structure (the strength of surface layers, examination of actual pore structure, absorbing capacity of surface layers etc.). A macroscopic analysis confirmed the previous findings that, whilst the continual waterjets remove, under the given test conditions, only the surface layer of the hardened cement paste or, in the case of corroded specimens, partially expose aggregates inside the concrete, the pulsating waterjets remove the hardened cement paste up to the aggregates, which subsequently protrudes from the newly created surface. The actual area of the surface created by the pulsating waterjet is therefore larger than it is in the case of the surface created by the continual waterjet.

3 REMOVING SURFACE LAYER WITH WATERJETS IN SITU

After successful laboratory testing, the field testing of the process of removing surface layers from a standard concrete panel (compressive strength of approximately 40 MPa) stored in a normal outdoor environment (exposed to the effect of frost and atmospheric vapours, without chemicals) for 18 years. The layers were removed with both a continual and pulsating waterjets using mobile equipment held by NET, s. r. o.

3.1 Experimental equipment

The experimental equipment consisted of a source of high-pressure water, a system generating high-frequency pressure pulsations in the high-pressure system and a tracked manipulator allowing oscillation motion of the nozzle (see Fig. 5) concurrently with the traverse motion of the oscillating nozzle over the panel being tested.

High-pressure water was supplied to the nozzle (i) by a plunger pump Uraca KD 724 allowing the delivery rate of 35 litres per minute at the pressure of up to 200 MPa or (ii) by a plunger pump Sigma PAD 3-60 supplying up to 45 litres per minute at the pressure of 120 MPa. The pressure pulsations were produced by an acoustic generator of pulses with the frequency of 20 kHz and maximum acoustic output of 630 W. Standard industrial nozzles with various inner geometry were used for the generation of waterjets. The Aqua Cutter



Obr. 5 Pásový manipulátor Aqua Cutter HVD-6000
Fig. 5 Caterpillar manipulator Aqua Cutter HVD-6000

generování vodních paprsků byly použity standardní průmyslové trysky různých průměrů s různou vnitřní geometrií. Použitý pásový manipulátor Aqua Cutter HVD-6000 (obr. 5) pro plošné odstraňování povrchových vrstev vodním paprskem umožňoval programovatelný pohyb trysky nad povrchem.

3.2 Experimentální postup a popis experimentů

Povrchové vrstvy byly postupně odstraňovány z vrchní strany panelu kontinuálním oscilujícím a pulzujícím oscilujícím paprskem. Manipulátor posunul řeznou hlavici k dalšímu kroku (o cca 50 mm) po čtyřnásobném průchodu oscilujícího paprsku po stejné ploše. Takto byly postupně ošetřeny plochy o rozměrech přibližně 470 mm x 130–250 mm. Poté byly změřeny hloubky penetrace vzhledem k původnímu povrchu na 5 nezávislých místech. Následně byl ze známých rozměrů ošetřené plochy a průměrné hloubky vypočítán rozpojený objem betonu. Ten pak sloužil jako měřítko účinnosti paprsku.

Zkoušky proběhly při různých tlacích vody (30 až 200 MPa). Vzdálenost trysky od rozpojovaného povrchu byla zvolena 45, 50, respektive 60 mm podle optimální vzdálenosti konkrétního pulzujícího paprsku určené erozními zkouškami na hliníku. U zkoušek uskutečněných s pulzujícím paprskem byla budící amplituda akustického generátoru nastavena na 7 μm . Plošná rychlost dezintegrace byla vzhledem k naprogramovanému oscilujícímu pohybu trysky přibližně 12 cm^2s^{-1} . Tato rychlost byla stejná pro všechny zkoušky. Experimenty se uskutečnily s následujícími průměry trysek: 0,81; 0,97; 1,07; 1,2; 1,4; 1,5; 1,7; 1,8 a 2,26 mm. Vzhledem k různým průměrům trysek, různým použitým tlakům, a tudíž obtížnému porovnání účinnosti jednotlivých paprsků byl u každého paprsku vypočítán hydraulický výkon P_h podle vztahu:

$$P_h = pQ, \quad (1)$$

kde p je tlak vody před tryskou a Q je objemový průtok tryskou vypočítaný jako součin plochy výstupního otvoru trysky S a rychlosti paprsku v :

$$Q = Sv. \quad (2)$$

Rychlost vodního proudu v v místě výstupu z trysky je určena na základě Bernoulliho rovnice jako

$$v = \varphi \sqrt{\frac{2p}{\rho}}, \quad (3)$$

kde ρ je hustota vody a φ výtokový koeficient trysky.

3.3 Výsledky a diskuse

Již jsme se zmínili, jak obtížné bylo porovnat navzájem jednotlivé ošetřené plochy kvůli tryskám s různou vnitřní geometrií od různých výrobců. Paprsky byly navíc generovány při různých tlacích

HVD-6000 tracked manipulator (see Fig. 5) used for the removing of surface layers with the waterjet allowed the programmable traversing of the nozzle above the surface.

3.2 Experimental procedure and description of experiments

Surface layers were step-by-step removed from the upper part of the panel with the continual oscillating waterjet and pulsating oscillating waterjet. The manipulator shifted the cutting head to the next step (about 50 cm long) after four times traversing of the oscillating waterjet over the same area. In this way, areas with dimensions approximately of 470 mm x 130 – 250 mm were gradually treated. Then the depths of penetration relative to the original surface were measured at 5 separate points. Subsequently the volume of the disintegrated concrete was calculated from the known dimensions of the treated area and the average depth. The calculated volume then served as the measure of the waterjet efficiency measure.

The tests were conducted at various water pressures (30 to 200 MPa). The distance of the nozzle from the surface to be disintegrated of 45, 50 and 60 mm, respectively, was selected depending on the optimal distance of the particular pulsating waterjet determined by erosion tests on aluminium. The excitation amplitude of the acoustic generator used for the tests using the pulsating waterjet was set at 7 μm . The area-related rate of disintegration was, with respect to the pre-programmed oscillating motion of the nozzle, approximately at 12 cm^2s^{-1} . This rate was identical for all tests. The experiments were conducted using the following diameters of nozzles: 0.81; 0.97; 1.07; 1.2; 1.4; 1.5; 1.7; 1.8 and 2.26 mm. With respect to the different diameters of nozzles, different water pressures, and thus difficult comparison of individual jet efficiency, the hydraulic power P_h was calculated for each waterjet according to the following relationship:

$$P_h = pQ, \quad (1)$$

where p is the pressure of water before the nozzle and Q is the volume rate of the flow through the nozzle calculated as a multiple of the area of the nozzle outlet opening S and the waterjet velocity v :

$$Q = Sv. \quad (2)$$

The waterjet velocity at the nozzle outlet is determined on the basis of Bernoulli equation as

$$v = \varphi \sqrt{\frac{2p}{\rho}}, \quad (3)$$

where ρ is water density and φ is the nozzle discharge coefficient.

3.3 Results and discussion

We have already mentioned how difficult it was to compare individual treated areas with each other because of the nozzles with different geometries, which were supplied by different producers. The waterjets were, in addition, generated at various pressures and the panel being damaged was interweaved with thin fissures in several places, which eventually could influence the amount of removed concrete. Despite the above-mentioned drawbacks, presented work introduces a unique research into in-situ disintegration of concrete by means of a pulsating waterjet generated at a lower water pressure and its comparison with the traditionally high-pressure continual waterjet.

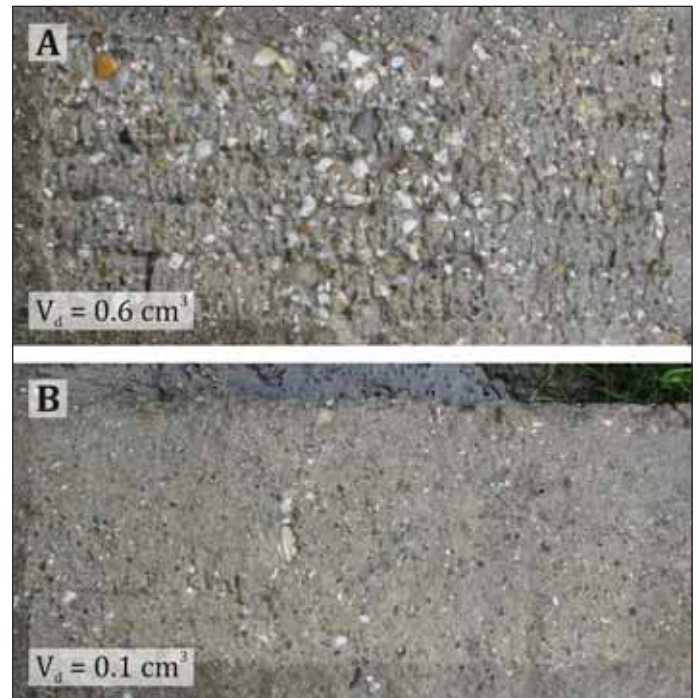
The comparison causes no difficulties when both surfaces are treated with both the continual and pulsating waterjet under identical working conditions and the surfaces are located in the same place on the panel. An example of such surfaces, which were treated by both waterjet types under identical conditions including the removed concrete volume V_d is presented in Fig. 6. The difference is obvious at first sight: whilst the continual waterjet is not able to sufficiently disintegrate the upper layer of concrete and only partial washing off of the disturbed hardened cement paste from the panel surface is achieved, the pulsating waterjet easily removes the concrete layer up to the required depth and forms a substrate for the potential application of rehabilitation mortars or protective layers. The volume of concrete removed with the pulsating waterjet is at least 3.8 times

a porušovaný panel byl na několika místech protkán trhlinami, které mohly ve výsledku ovlivnit množství odstraněného betonu. Přes zmíněné nedostatky představuje příspěvek unikátní výzkum porušování betonu in situ pomocí pulzujícího paprsku generovaného při nižším tlaku vody a jeho porovnání s tradičně vysokotlakým kontinuálním vodním paprskem.

V případě, že jsou oba povrchy ošetřeny jak kontinuálním, tak pulzujícím paprskem za stejných pracovních podmínek a povrchy se nacházejí zhruba na stejném místě panelu, porovnání účinnosti obou paprsků nečiní žádné potíže. Příklad takových povrchů, ošetřených oběma typy paprsků při stejných podmínkách včetně odstraněného objemu V_d , je uveden na obr. 6. Rozdíl je patrný na první pohled: zatímco kontinuální paprsek není schopen vrchní vrstvu betonu dostatečně rozpojit a je patrné pouze částečné vymytí poškozeného cementového kamene z povrchu panelu, pulzující paprsek snadno odstraňuje vrstvu betonu do požadované hloubky a vytváří substrát pro případnou aplikaci sanačních malt či ochranných vrstev. Objem betonu odstraněného pulzujícím paprskem je nejméně 3,8krát větší, než objem odstraněný paprskem kontinuálním za stejných pracovních podmínek. Detailní strukturu povrchů ošetřených oběma technologiemi lze pozorovat na obr. 7. Porovnání účinnosti kontinuálního oscilujícího a pulzujícího oscilujícího paprsku je uvedeno na obr. 8.

Ovšem v běžné sanační praxi se při odstraňování betonových vrstev pomocí klasických kontinuálních vodních paprsků používají mnohem vyšší tlaky vody (až 200 MPa). Při takovýchto tlacích je beton snadno porušován i kontinuálními paprsky. Proto jsme se rozhodli porovnat kontinuální paprsky generované při vysokých tlacích s pulzujícími paprsky generovanými několikanásobně nižším tlakem. Bylo porovnáno několik dvojic ošetřených ploch se zhruba stejným rozpojeným objemem materiálu, z nichž jedna plocha byla ošetřena kontinuálním a druhá pulzujícím paprskem. Zajímavé porovnání účinnosti paprsků za nestejných pracovních podmínek (různé typy a průměry trysek, různý pracovní tlak vody) uvádí tab. 1. Z té je patrné, že kontinuální paprsek by měl mít alespoň dvojnásobný hydraulický výkon, aby odstranil stejný objem betonu jako pulzující paprsek. Navíc musí být takový kontinuální paprsek generován při zhruba trojnásobném tlaku vody. Příklad dvou porovnávaných ploch ošetřených oběma typy paprsků je uveden na obr. 9. Zatímco pulzující oscilující paprsek vytváří relativně pravidelný drsný povrch, kontinuální paprsek, generovaný vysokým tlakem, produkuje povrch tvořený převážně vytrháním cementových úlomků a drobného kameniva.

Předchozí výzkum prokázal (viz kapitola 2), že povrchy ošetřené pulzujícím paprskem mají větší skutečnou plochu než povrchy ošetřené paprskem kontinuálním. Tuto skutečnost bude možné využít v aplikacích, kde se u takto připraveného substrátu požaduje dobrá přilnavost nově nanášených vrstev v tahu i ve smyku. Schopnost nových vrstev přilnout

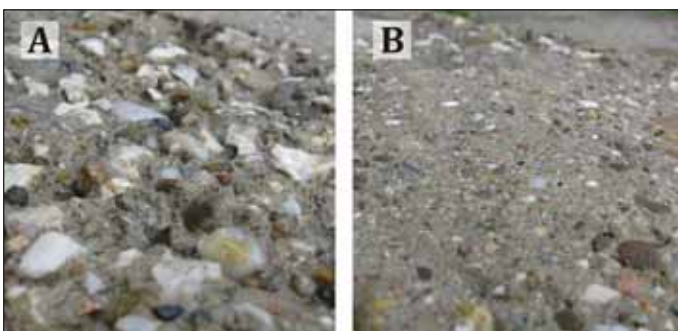


Obr. 6 Porovnání dvou povrchů ošetřených pulzujícím oscilujícím paprskem (A) a kontinuálním oscilujícím paprskem (B) na betonovém silničním panelu
Fig. 6. Comparison of surfaces treated by pulsating oscillating jet (A) and continuous oscillating jet (B) on concrete road panel

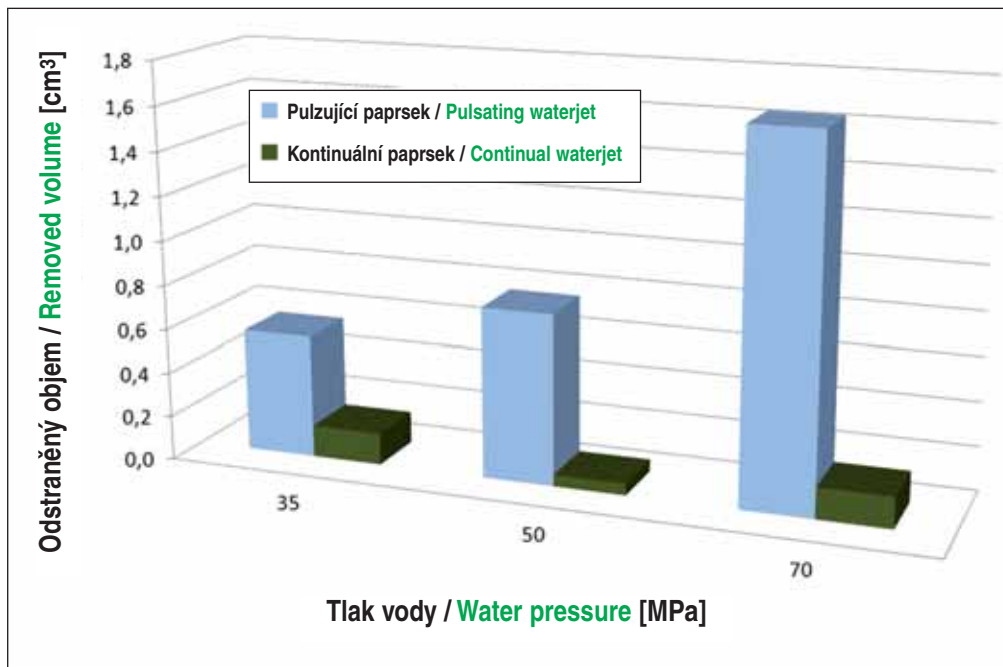
larger than the volume removed with the continual waterjet under identical working conditions. The detailed structure of surfaces treated by both technologies can be seen in Fig. 7. The comparison of the efficiency of the continual waterjet and oscillating waterjet is presented in Fig. 8.

Of course, water pressures used in the common rehabilitation praxis for the removing of concrete layers by means of classical continual waterjets are much higher (up to 200 MPa). At such pressures concrete is easily broken even by continual waterjets. For that reason we decided to compare continual waterjets generated at high pressures with pulsating waterjets generated by a several times lower pressure. Several pairs of treated areas with roughly identical volume of disintegrated material were compared; whilst one of them was treated by the continual waterjet, the pulsating waterjet was applied to the other. The interesting comparison of the efficiency of the waterjets working under different conditions (different types and diameters of nozzles, different working pressure of water etc.) is presented in Table 1. It is obvious from the table that the continual waterjet should have at least twice as high hydraulic power to be able to remove the identical volume as the pulsating beam. On top of that, such a continual waterjet has to be generated at approximately three times higher water pressure. An example of the comparison of two areas treated with both types of waterjets is presented in Fig. 9. Whilst the pulsating oscillating waterjet produces a relatively regular rough surface, the continual waterjet generated by high pressure produces a surface mostly formed by pulling off of cement fragments and small aggregates.

The previous research (see Chapter 2) proved that true areas of surfaces treated with the pulsating waterjet are larger than the areas of surfaces treated with the continual waterjet. It will be possible to use this fact in applications where good tension and shear bond with newly applied layers is required from the substrate prepared in this way. The ability of the new layers to adhere to the substrate, which is required to exist during the design life of the structure, is one of the basic requirements for protective layers or concrete repair layers. The adequate macroscopic roughness of the substrate provides good anchoring and a large surface area for the bonding. The upper layer is mechanically joined with the substrate. Several studies (e.g. [4] and [5]) have confirmed the fact that

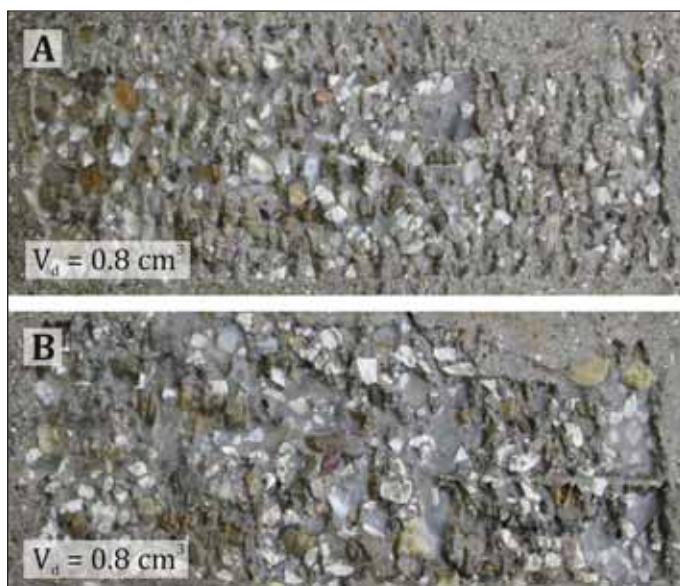


Obr. 7 Betonové povrchy ošetřené pulzujícím oscilujícím paprskem (A) a kontinuálním oscilujícím paprskem (B)
Fig. 7 Concrete surfaces treated by pulsating oscillating jet (A) and continuous oscillating jet (B)



Obr. 8 Porovnání účinnosti oscilujících paprsků s kruhovým průřezem
Fig. 8 Comparison of efficiency of oscillating round jets

k substrátu na požadovanou dobu životnosti konstrukce je jeden ze základních požadavků na ochranné vrstvy či sanační systémy pro beton. Adekvátní makroskopická drsnost substrátu poskytuje dobré mechanické ukotvení a velkou povrchovou plochu pro stmelení. Svrchní vrstva je pak mechanicky spojena s podkladem. Několik studií (např. [4] a [5]) potvrzuje fakt, že adhezní pevnost vrstev aplikovaných na povrchu ošetřeném technologií vodního paprsku bezpečně splňuje požadavky kladené v příslušných normách na betonové povrchy před sanací a zároveň překračuje hodnoty adhezní pevnosti získané při aplikaci dalších metod ošetření betonových povrchů, jako jsou pneumatická kladiva, suché a mokré otrýskávání, čištění plamenem apod. Jelikož při aplikaci pulzujícího vodního paprsku vykazují povrchy větší drsnost a členitost než u kontinuálního paprsku [6], lze u povrchů upravených pulzujícím paprskem očekávat ještě lepší přídržnost správkové malty k podkladu,



Obr. 9 Povrchy ošetřené pulzujícím oscilujícím paprskem (A) a kontinuálním oscilujícím paprskem (B), stejný objemu odstraněného betonu
Fig. 9 Surfaces treated by pulsating oscillating jet (A) and continuous oscillating jet (B), the same volume of removed concrete

the adhesion strength of layers applied to the surface treated with the waterjet technology safely meets requirements placed by respective standards on concrete surfaces before rehabilitation and, at the same time, exceeds the values of adhesion strength achieved by applying other concrete surface treatment methods, such as the application of jack hammers, dry or wet sand blasting, flame cleaning etc. Because of the fact that surfaces prepared by the pulsating waterjet exhibit greater roughness and relief dissection than it is in the case of the continual waterjet [6], it is possible to expect even better adhesion of repair mortar to the surface than it is at surfaces created by the continual waterjet. This is eventually suggested even by results of the study carried out by Mazáčová et al. [7]: it was found out during standard pull-off tests conducted using the Coming OP3 equipment

that average bonding strength in the cases of the pulling off carried out on the contact between mortar and concrete was by about 38% higher in the case of surfaces treated with a rotating pulsating waterjet than in the cases of surfaces treated with a rotating continual waterjet. The surface treated with the pulsating waterjet exhibited higher degree of the erosion of the hardened cement paste, with a partially exposed aggregate relief. The cement matrix was visibly removed in the surroundings of aggregate grains. This condition improved the adhesion of mortar to the substrate (see Fig. 10).

3.4 Economic demands of the technology

A part of the study dealt with comparing the continual waterjet and pulsating waterjet in a particular case of removing surface layers of the above-mentioned panel from the economic point of view. The calculation was carried out by means of a model used for the assessment of production technologies [8], which was supplemented by specific parameters for the assessment of economic demands of the high-velocity waterjet technology as formulated by Zeng and Kim [9], and Singh and Munoz [10]. The model is based on the assumption that the total economic costs are the most important technical-economic indicator of the operation of equipment and the criterion suitable for the comparison of solution variants. The total technological costs are calculated as a sum of the total fixed cost and total variable cost. These costs are costs incurred in the context of the overall production volume.

In the case of the volume of removed concrete maintained identical, the total cost of one hour of the application of the pulsating waterjet is at least 1.6 times lower than the cost of the operation of a continual waterjet. At higher water pressures and flow rates (thus also at a higher volume of disintegrated concrete per a unit of time) the pulsating waterjet technology becomes even cheaper and, at the parameters being monitored, the proportion reached is 1.8. Because the two technologies are based on identical principles, the highest savings in comparison with the continual waterjet can be found in depreciation items comprising the total cost of the equipment and associated cost of repairs, maintenance and spare parts and also taking into consideration the lower cost of energy.

This specific example cannot be applied generally. Owing to the great variety of applications where the waterjet is used, it cannot be generally affirmed that the pulsating waterjet technology is

než je tomu u povrchů vytvořených kontinuálním paprskem. To nakonec naznačují i výsledky studie Mazáčové a kol. [7]: při standardních laboratorních odtrhových zkouškách prováděných pomocí zařízení Coming OP 3 bylo zjištěno, že průměrná přídržnost v případě odtrhů na kontaktu malty s betonem byla o cca 38 % vyšší u povrchů ošetřených rotačním pulzujícím paprskem než u povrchů ošetřených rotačním kontinuálním paprskem. Povrch upravený pulzujícím paprskem vykazoval vyšší stupeň narušení cementového tmele s částečným reliéfním odkrytím kameniva. Cementový tmel byl zřetelně odstraněn v okolí zrn kameniva, což umožnilo lepší přilnavost malty k substrátu (obr. 10).

3.4 Ekonomická náročnost technologie

Součástí studie bylo rovněž porovnání technologie kontinuálního a pulzujícího paprsku na konkrétním případě odstraňování povrchových vrstev zmíněného betonového panelu z ekonomického hlediska. Kalkulace byla provedena pomocí modelu pro hodnocení výrobních technologií [8], doplněného specifickými parametry pro hodnocení ekonomických nároků technologie vysokorychlostního vodního paprsku, jak je formulovali Zeng a Kim [9], dále Singh a Munoz [10]. Model vychází z předpokladu, že celkové technologické náklady jsou nejdůležitějším technicko-ekonomickým indikátorem provozu strojů a zařízení a také vhodným kritériem k porovnání variantních řešení. Celkové technologické náklady se počítají jako suma celkových fixních a celkových variabilních nákladů. Jsou to náklady vynaložené na celkový objem výroby.

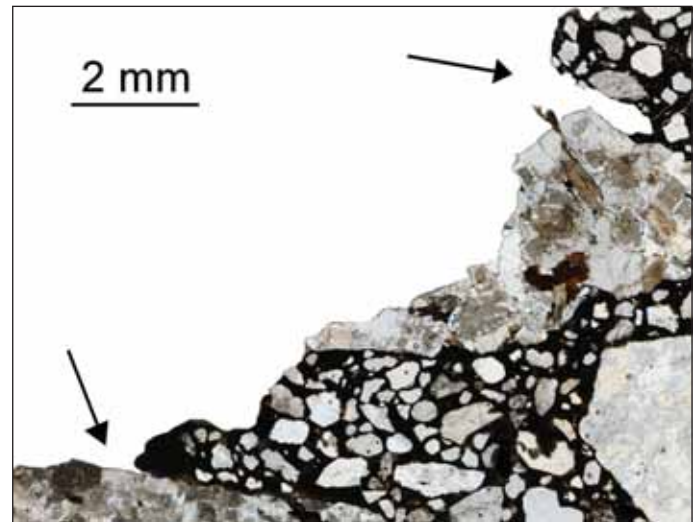
Při zachování shodného objemu odstraněného betonu jsou celkové hodinové náklady při použití pulzujícího paprsku minimálně 1,6krát nižší než náklady na provoz kontinuálního paprsku. Při vyšších tlacích a průtocích vody (a tedy i vyšším objemu rozpojeného betonu za časovou jednotku) se pulzující technologie ještě dále zlevňuje a při sledovaných parametrech dosáhla poměru 1,8. Jelikož se jedná o podobné technologie na shodných principech, největší úspory oproti kontinuálnímu paprsku lze nalézt v odpisových položkách zahrnujících celkovou cenu zařízení a s tím související náklady na opravu, údržbu a náhradní díly a pak také v nižších nákladech na energii.

Tento konkrétní příklad nelze aplikovat obecně. Vzhledem k velké rozmanitosti aplikací, v nichž je použito vodního paprsku, nelze obecně tvrdit, že technologie pulzujícího paprsku je ekonomicky výhodnější než jiné technologie. Spíše je nutno posuzovat konkrétní případ a pak rozhodnout o aplikaci té či oné technologie. Přesto je nutné si uvědomit, že technologie pulzujícího paprsku se v mnoha oblastech stává vážným konkurentem poměrně široce rozšířené technologie paprsku kontinuálního.

4 ZÁVĚR

Výzkum odstraňování povrchových vrstev 18 let starého silničního panelu vysokorychlostními oscilujícími paprsky s kruhovým průřezem navázal na předchozí laboratorní testy dezintegrace betonu pomocí technologie vodních paprsků a prokázal vyšší účinnost pulzujícího paprsku v porovnání s odpovídajícím kontinuálním paprskem. Byly použity dvě metody hodnocení účinnosti paprsků: (i) přímé porovnání odstraněného množství betonu u povrchů ošetřených kontinuálním a pulzujícím paprskem při stejných pracovních podmínkách a (ii) porovnání hydraulického výkonu potřebného k odstranění přibližně stejného množství betonu u ploch ošetřených oběma typy paprsku při různých pracovních podmínkách. Pulzující paprsek odstranil nejméně 3,8krát více betonu při stejných podmínkách, stačí mu však pouze poloviční hydraulický výkon, aby odstranil zhruba stejný objem betonu jako paprsek kontinuální.

Pulzující oscilující paprsek s kruhovým průřezem lépe odstraňuje prostor mezi hrubým kamenivem, čímž vzrůstá plocha



Obr. 10 Detail řezu kolmého na povrch ošetřený rotačním pulzujícím paprskem (cementový tmel je zřetelně odstraněn v okolí zrn kameniva, kde jsou místy vytvořeny úzké hluboké rýhy na kontaktu zrna a tmele – viz šipky)

Fig. 10 Detail of cross-section perpendicular to surface treated by rotating pulsating jet (cement paste is clearly removed in the vicinity of aggregate grains, deep narrow grooves are created on the contact between grains and cement – see arrows)

economically more advantageous than other technologies. A specific case should rather be assessed and only then should the decision be made on which technology is to be applied. Anyway, it is necessary to realise that the pulsating waterjet technology has become a serious competitor of the relatively widely spread continual waterjet technology.

4 CONCLUSION

The research into the removing of surface layers of the 18 years old road panel with high-velocity oscillating waterjets with a circular cross-section was the continuation of previous laboratory tests of concrete disintegration by means of waterjetting technology and proved a higher efficiency of the pulsating waterjet in comparison with a corresponding continual waterjet. Two waterjet efficiency assessment methods were applied: (i) direct comparing of the removed volume of concrete at surfaces treated with continual waterjets and pulsating waterjets under identical working conditions and (ii) comparing of the hydraulic power required for removing approximately identical volumes of concrete in the cases of surfaces treated with both waterjet types under different working conditions. The pulsating waterjet removed at least 3.8 times higher volume of concrete under identical conditions, whilst approximately a half of the hydraulic power is sufficient for it when removing approximately identical volume of concrete in comparison with the continual waterjet.

The pulsating oscillating waterjet with a circular cross-section better clears the space among coarse aggregate grains, thus the treated area of the surface is increased. Such the surface then provides better mechanical anchoring for various coats and repair materials applied.

Compared with continual waterjets, pulsating waterjets are more advantageous even from the economical point of view when total technological costs are considered to be the most important technical-economic indicator in the process of comparing the production technologies. It is therefore possible to save up to 45% of the cost if the pulsating waterjet technology is applied.

The waterjetting technology is the most frequently used method of removing decomposed layers of concretes making up roadways and transport-related structures. The research activities have been focused on innovations in the field of waterjets as well as studies into the process of the interaction of waterjets with the concretes which were exposed to the action of frost and thawing chemicals

ošetřeného povrchu. Takový povrch pak lépe mechanicky ukotví nejruznější ochranné povlaky a aplikované sanační hmoty.

Oproti kontinuálním paprskům jsou pulzující paprsky výhodnější i z ekonomického hlediska při hodnocení celkových technologických nákladů jako nejdůležitějšího technicko-ekonomického ukazatele při porovnání výrobních technologií. Při používání technologie pulzujícího paprsku je tak možno ušetřit až 45 % nákladů.

Technologie vodních paprsků je nejčastěji používanou metodou pro odstraňování degradovaných vrstev betonů silničních a dopravních staveb. Výzkumné aktivity jsou zaměřeny jednak na inovace v oblasti vodních paprsků a dále na studium procesu interakce vodních paprsků s betony, které byly vystaveny cyklickému působení mrazu, působení mrazu a chemických rozmrazovacích látek a vystavené působení vysokých teplot. Problém odolnosti cementových betonů vůči vysokým teplotám se stal aktuální zejména po stále častějších autonehodách (především nákladních automobilů) v silničních tunelech s následkem požáru. Poznatky získané zkoumáním zmíněných oblastí umožní efektivní využití technologie vodních paprsků při sanacích takto zatížených staveb.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován v rámci projektu Institut čistých technologií těžby a užití energetických surovin, reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0082 podporovaného Operačním programem Výzkum a vývoj pro Inovace, financovaného ze strukturálních fondů EU a ze státního rozpočtu ČR. Práce byla podpořena rovněž Grantovou agenturou České republiky, projektem č. P104/12/1988 a v neposlední řadě také MPO České republiky, projektem č. FR-TI3/733. Autoři děkují za podporu.

ING. LIBOR SITEK, Ph.D., libor.sitek@ugn.cas.cz,
ING. JOSEF FOLDYNA, CSc., josef.foldyna@ugn.cas.cz,
ING. JIRÍ KLICH, jirí.klich@ugn.cas.cz,
 ÚSTAV GEONIKY, AV ČR, v.v.i.,
ING. LENKA BODNÁROVÁ, Ph.D.,
bodnarova.l@fce.vutbr.cz,
 VUT Brno, FAKULTA STAVEBNÍ,
ING. IVAN WOLF, wolf@net-waterjet.cz, NET Ltd.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, Dr.Sc.

Tab. 1 Porovnání dvojic povrchů ošetřených kontinuálním oscilujícím paprskem generovaným při vysokém tlaku a pulzujícím oscilujícím paprskem generovaným při nižším tlaku
 Table 1 Comparison of couples of surfaces treated by continuous oscillating jet generated by high pressure and pulsating oscillating jet generated by lower pressure

Typ paprsku Jet type	Průměr tisky Nozzle diameter [mm]	Tlak vody Water pressure [MPa]	Hydraulický výkon Hydraulic power [kW]	Odstraněný objem Removed volume [cm ³]
kontinuální / continual	0,81	180	50,1	0,8
pulzující / pulsating	1,5	50	25,2	0,8
kontinuální / continual	0,97	200	84,2	1,8
pulzující / pulsating	1,4	70	36,3	1,6
kontinuální / continual	0,81	200	58,7	0,8
pulzující / pulsating	1,2	70	26,7	0,8

and to the action of high temperatures. The problems of the resistance of cement concretes to high temperatures became topical first of all after the ever more frequent traffic accidents (first of all accidents involving trucks) happened, causing fires inside road tunnels. The knowledge gained by the research into the above-mentioned areas will make the efficient use of waterjetting technology possible at the rehabilitation of structures affected during these events.

ACKNOWLEDGEMENTS

The paper was prepared within the framework of the project "The Institute of Clean Technologies for Mining and Utilization of Raw Materials for Energy", Reg. No. CZ.1.05/2.1.00/03.0082, supported by the operational program "Research and Development for Innovations" financed from structural funds of the EU and from the state budget of the CR. In addition, the work was promoted by the Grant Agency of the Czech Republic project No. P104/12/1988 and, at last but not least, by the Ministry of Industry and Trade of the Czech Republic through the project FR-TI3/733. The authors offer their thanks for the support.

ING. LIBOR SITEK, Ph.D., libor.sitek@ugn.cas.cz,
ING. JOSEF FOLDYNA, CSc., josef.foldyna@ugn.cas.cz,
ING. JIRÍ KLICH, jirí.klich@ugn.cas.cz,
 ÚSTAV GEONIKY, AV ČR, v.v.i.,
ING. LENKA BODNÁROVÁ, Ph.D.,
bodnarova.l@fce.vutbr.cz,
 VUT Brno, FAKULTA STAVEBNÍ,
ING. IVAN WOLF, wolf@net-waterjet.cz, NET Ltd.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Sitek, L., Martinec, P., Foldyna, J., Ščučka, J., Bodnárová, L., Hela, R., Mádr, V. Ploché vodní paprsky při porušování betonu. In *Sborník příspěvků mezinárodního sympozia Sanace 2008*. Brno: SSBK, 2008, s. 416-426. ISSN 1211-3700.
- [2] Sitek, L., Bodnárová, L., Foldyna, J., Hela, R., Ščučka, J., Jekl, P., Nováková, D. Pulzující rotační vodní paprsek při odstraňování povrchových vrstev. In *Sborník příspěvků mezinárodního sympozia Sanace 2007*. Brno: SSBK, 2007, s. 341-348. ISSN 1211-3700.
- [3] Sitek, L., Bodnárová, L., Foldyna, J., Nováková, D., Ščučka, J., Martinec, P., Hela, R., Mádr, V., Hlaváč, L. Odstraňování povrchových vrstev korodovaných betonů vysokorychlostními vodními paprsky. In *Sborník přednášek XIX. mezin. sympozia Sanace 2009*. Brno: SSBK, 2009, s. 296-307. ISSN 1211-3700.
- [4] Galecki, G., Maerz, N., Nanni, A., Summers, D. A. The need for quantifying waterjetted surface texture for RFP adhesion. In Longman (ed.) *Proceedings of the 18th International Conference on Water Jetting*, Gdaňsk: BHR Group, 2006, s. 347-356. ISBN 1 85598 080-0.
- [5] Sakada, S., Adachi, I., Yahiro, T., Mitunobu, Y. Effects of surface treatment on bond strength between new and old concrete using the waterjet method. In Vijay, M. M., et al. (eds) *Proc. 5th Pacific Rim Int. Conf. on Water Jet Technology*. New Delhi: Allied Publ. Ltd., 1998, s. 561-566.
- [6] Sitek, L., Foldyna, J., Ščučka, J., Młynarczuk, M., Sobczyk, J. Quality of bottom surface of kerfs produced by modulated jets. In Lake (ed.) *Proceedings of the 16th International Conference on Water Jetting*, Aix-en-Provence: BHR Group, 2002, s. 359-368, ISBN 1 85598 042 8.
- [7] Mazáčová, R., Ščučka, J., Sitek, L., Foldyna, J., Hurta, J. Přídržnost sanační malty k povrchu betonu upravenému vodním paprskem. In Sitek (ed.) *Sborník příspěvků mezin. konf. Vodní paprsek/Water Jet 2009*, Ostrava: ÚGN, 2009, s. 136-145. ISBN 978-80-86407-81-4.
- [8] Vidová, J. Model hodnotenia nákladov nekonvenčných technológií. *Transfer inovácií*, 2007, č. 10, s. 204-209.
- [9] Zeng, J.; Kim, T. J. Parameter prediction and cost analysis in abrasive waterjet cutting operations. In Hashish (ed.) *7th American Water Jet Conference*. Seattle, Washington: WJTA, 1993, s. 175-189.
- [10] Singh, P. J., Munoz, J. Cost optimization of abrasive waterjet cutting systems. In Hashish (ed.) *7th American Water Jet Conference*. Seattle, Washington: WJTA, 1993, s. 191-204.

METRO BAKU: NÁVRH A REALIZACE FIALOVÉ LINKY

BAKU METRO: DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE VIOLET LINE

PAVEL RŮŽIČKA, PETR MAKÁSEK, BARNABÁS POLÁK, MARTIN TYRLIK

ÚVOD

Baku je hlavním a zároveň největším městem v Ázerbájdžánu. Nachází se na Apšeronském poloostrově na východokavkazském pobřeží Kaspického moře a žije zde oficiálně 2,5 milionu obyvatel. Ve skutečnosti je však počet obyvatel mnohem vyšší, hovoří se přibližně až o 4 milionech a město se i nadále rozrůstá vysokým tempem. Baku je zároveň střediskem významných vzdělávacích a finančních institucí východního Kavkazu a celá oblast oplývá nesmírným nerostným bohatstvím.

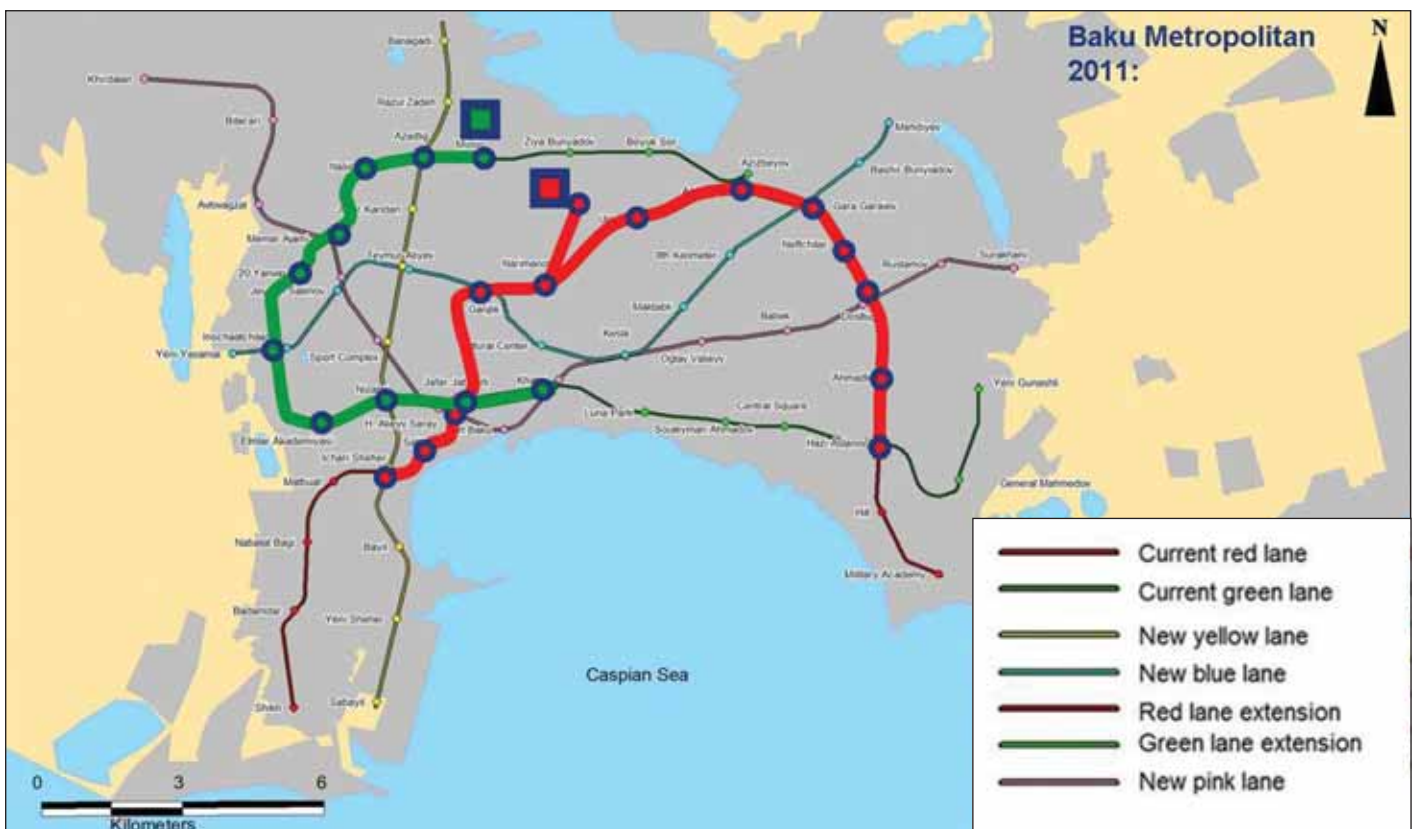
Stávající systém metra je zde průběžně budován již od roku 1967, tedy od dob SSSR. V dnešní době jsou v provozu pouze dvě linky o celkové délce 34 km s 23 stanicemi. Zatím poslední dokončená stanice byla otevřena v loňském roce. Baku Metropolitan, státní společnost zodpovědná za správu a údržbu systému metra v Baku, vyhlásila v roce 2008 veřejnou soutěž na projekt koncepce a rozšíření stávajícího metra. Ve veřejné soutěži zvítězilo konsorcium firem Systra (Francie), Saman (Jižní Korea) a Mott MacDonald (ČR). Pražská pobočka společnosti Mott MacDonald je v rámci konsorcia zodpovědná za návrh veškerých tunelových částí. Na projektu se podílí již od roku 2009, kdy se začalo pracovat na projektu celkové koncepce rozvoje metra.

V současné době již zpracováváme projekt první zcela nové, fialové linky, jejíž celková délka je přibližně 20 km a bude mít celkem

INTRODUCTION

Baku is the capital and at the same time the largest city in Azerbaijan. It is found on the Apseron peninsula, on the Eastern Caucasus coast of the Caspian Sea and its official population amounts to 2.5 million. However, the real population is much larger – reportedly up to 4 million, and the city is further spreading at a high rate. Baku is also a centre of important educational and financial institutions of the Eastern Caucasus and the whole area is rich in immeasurable mineral wealth.

The existing metro system has been continually developed since 1967, from the period of the existence of the USSR. Today only 2 lines at the total length of 34 km, with 23 stations, are in service. Till now the last completed station was brought into service last year. The Baku Metropolitan, a state owned company responsible for the administration and maintenance of the metro system in Baku, put out the design for the concept and expansion of the existing metro to a public tender. The public competition was won by a consortium consisting of Systra (France), Saman (South Korea) and Mott MacDonald (the CR). Within the consortium framework, the Prague branch of Mott MacDonald is responsible for the design for all parts comprising tunnels. It has participated on the project since 2009, when the work on the design for the overall metro concept commenced.



Obr. 1 Přehledná situace stávajících a výhledových linek metra v Baku
Fig. 1 Plan map of existing and future Baku metro lines

12 stanic. Z těchto stanic jsou tři navrženy jako přestupní na již existující zelenou a červenou linku a čtyři stanice jako přestupní na teprve plánovanou modrou a žlutou linku. Dokončení prvního úseku fialové linky zahrnujícího tři stanice se plánuje na rok 2015, celá fialová linka by měla být postupně uváděna do provozu až do roku 2020. Celá síť metra, tak jak ji dnes koncepční projekt předpokládá, by měla být kompletní v roce 2035 (obr. 1).

GEOLOGIE A GEOTECHNICKÉ PARAMETRY

Geologické prostředí zájmové oblasti je značně proměnlivé. Dá se však s jistotou říci, že převládající geologickou vrstvou jsou jíly, zejména v neogenních formacích, z nichž některé jsou mocné více než 100 m. Kromě těchto jílových vrstev jsou velmi časté také vrstvy písků různé mocnosti situované zejména blíže ke Kaspickému moři. V neposlední řadě se zde vyskytují i různé mocné vrstvy vápenců a pískovců. Bohatou různorodost vrstev potvrdil rovněž doplňkový geotechnický průzkum (GP), z něhož je patrné časté střídání vrstev a jejich úklon povětšinou směrem ke Kaspickému moři.

Geotechnické parametry byly stanoveny na základě poměrně rozsáhlého GP. Kromě standardních jádrových vrtů byl uskutečněn i velký počet polních (penetrační a presiometrické zkoušky) a laboratorních zkoušek (edometrické, smykové krabicové, triaxiální, atd.). Na základě zařazení a výsledků jednotlivých zkoušek byly jednotlivé zastížené vrstvy rozděleny podrobněji. Např. jíly byly rozčleněny celkem na šest podtypů (Clay1 až Clay6) a pro každý z nich byly stanoveny rozsahy (maxima a minima) jednotlivých geotechnických parametrů. Ty byly následně v parametrických studiích použity pro výpočty.

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Na počátku projektu fialové linky nebyl znám jakýkoli harmonogram stavebních prací, ani souhrnný časový plán nutný na přípravu projektu. Po zpracování koncepčního projektu rozvoje metra však rozhodlo vedení ázerbájdžánské republiky, že první úsek fialové linky musí být otevřen již v průběhu roku 2013. Toto politické rozhodnutí nebylo ovšem nikterak překvapující. Město je silně přetíženo automobilovou dopravou a autobusová doprava je zde simulována pouze ve formě soukromých minibusů (tzv. „maršutky“), které nemají pevné zastávky ani jízdní řády. Navíc i tato forma veřejné dopravy je velice přetížená a cestování pomocí ní je velmi zdlouhavé a nepohodlné. Trolejbusová ani tramvajová doprava v Baku zavedena není. V místě budoucí první stanice fialové linky (B01) je dnes situováno největší autobusové nádraží pro meziměstské autobusy, které denně odbavuje několik tisíc pasažérů dojíždějících do Baku za prací. V místě druhé stanice (B02) se nachází již existující stanice metra zelené linky „Memar Ajami“, odkud už je možné podstatně pohodlněji cestovat až do centra města situovaného na pobřeží, a které je od okrajových částí Baku vzdáleno často i více než dvacet kilometrů. Proto je výše zmíněné rozhodnutí, tedy uvést minimálně první dvě stanice (B01–B02) fialové linky co nejdříve do provozu, více než pochopitelné. K tomu, aby mohl být tento úsek otevřen co nejdříve, bylo třeba zaujmout některá velmi radikální opatření. Správa dopravy Baku nakoupila tunelovací stroje a chtěla ihned začít s výstavbou, ačkoli vůbec netušila, jak taková výstavba ani příprava projektu „narychlo“ probíhá. Teprve až v průběhu projekčních prací, po nekonečných modifikacích a alternativách pracovních harmonogramů investor akceptoval, že preferovaný úsek nemůže být otevřen již v roce 2013, ale až v roce 2015. Konečná odsouhlasená varianta technologického postupu byla připravena tak, aby preferovaný úsek mohl být otevřen co nejdříve, ale zároveň aby ražba mohla pokračovat kontinuálně do dalších stanic fialové linky a v prvním úseku již mohl probíhat plynulý provoz.

Traťové tunely se začaly razit dvěma plnoprofilovými zeminovými štíty (EPBS), v srpnu roku 2011 ze stavební jámy v místě budoucí stanice B01. Tato stavební jáma slouží v současnosti pro obsluhu obou strojů EPBS, ale zároveň se v její severní části již začalo s výstavbou vlastní stanice B01. Veškeré zázemí pro stroje EPBS je tedy soustředěno v její jižní části a taktéž v bezprostředním okolí této stavební jámy. Projekt předpokládá, že v době, kdy stroje EPBS dojedou ke stanici B02,

At the moment we are already working on the design for the first, absolutely new, Violet Line, the total length of which reaches approximately 20 km. It will have 12 stations. Three of these stations are designed as interchanges to the existing Green Line and Red Line, whilst four stations will allow transfer to the Blue and Yellow lines, which are only under planning. The completion of the first section of the Violet Line comprising three stations is planned for 2015 and the entire Violet Line should be brought into service step-by-step till 2020. The entire metro network, as it is currently planned according to the conceptual design, should be complete in 2035.

GEOLGY AND GEOLOGICAL PARAMETERS

The geological environment of the area of operations is very variable. It is however possible to say with certainty that the prevailing geological stratum is formed by clays, first of all found in older Neogene formations, some of which are over 100 m thick. Apart from these clay strata, sand layers with various thickness are found very frequently, first of all closer to the Caspian Sea. At last but not least, variable-thickness limestone and sandstone strata are also found in this area. The great variability of the strata was also confirmed by the supplementary engineering geological survey (EGS) showing the frequent alternation of strata and their dip direction mostly toward the Caspian Sea.

Geotechnical parameters were determined on the basis of a relatively extensive EGS. In addition to standard cored boring, a great number of field tests (penetration and pressuremeter tests) and laboratory tests (oedometer tests and box shear tests, triaxial tests etc.) were conducted. The individual strata encountered by the survey were divided in a more detailed way into classes according to the categorisation and results of individual tests. For example, clays were divided into six sub-types (Clay1 through Clay6) and ranges (maximums and minimums) of individual geotechnical parameters were defined for each of them. They were subsequently used in parametric studies for calculations.

TECHNICAL SOLUTION

At the beginning of the Violet Line design, neither any programme for construction work nor a comprehensive time schedule for the preparation of the design was known. When the metro development conceptual design had been completed, the government of the Republic of Azerbaijan decided that the first section of the Violet Line had to be brought into service as soon as 2013. This political decision was not at all surprising. The city is extremely overloaded by car traffic, whilst buss traffic is only simulated by private mini-buses (the so-called „marsutkas“), which have neither fixed stops nor time schedules. In addition, this form of mass transport is highly overloaded and using it for travelling is very slow and uncomfortable. Neither trolleybus nor tramway transport has been established in Baku. In the location of the first future station on the Violet Line (B01) there is currently the largest coach station for intercity coaches there, which serve several thousands of passengers commuting every day to Baku. In the location of the second station (B02), there is the „Memar Ajami“ station existing on the Green Line there, from which it is possible to travel substantially more comfortably up to the city centre, which is located on the coast and the distance of which from Baku outskirts often exceeds twenty kilometres. For that reason the above-mentioned decision to bring at least the first two stations (B01 and B02) on the Violet Line into service as soon as possible is more than understandable. It was necessary to implement some very radical measures to make the expeditious inauguration of this section possible. The Baku Transport Administration purchased tunnelling machines and wished to start the construction immediately, without even guessing how such the „accelerated“ construction and design planning proceeds. It was only later, during the course of the work on the design, after never ending modifications

budou v rámci této stanice připraveny pouze podzemní stěny kolmé na směr ražby. Stroje EPBS projedou skrze tyto podzemní stěny a budou pokračovat dále ve směru k třetí stanici (B03). Stanice B02 se začne postupně hloubit metodou „Top & Down“, dokončí se obvodové podzemní stěny a následně se bude demontovat segmentové ostění v délce stanice, které do té doby bude sloužit pro dopravu materiálu mezi čelbou v úseku B02–B03 a staveništními dvory pro EPBS, které jsou situovány v stavební jámě B01. Tento technologický postup byl zvolen proto, že výstavba stanice B02 je na kritické cestě v harmonogramu stavebních prací a není tak možné vyhloubit celou stanici B02 do doby, než k ní dorazí stroje EPBS. Stanice B02 je hluboká přibližně 45 m. Zároveň začaly přípravné práce na stanici B03, která musí být vyhloubena až na základovou spáru do doby, než k ní dorazí stroje EPBS. Stanice B03 je hluboká přibližně 30 m. Jakmile stroje dorazí do stanice B03 a ražba bude dočasně pozastavena, bude se teprve moci začít s demontáží segmentového ostění ve stanici B02 a veškeré zázemí strojů EPBS bude přemístěno ze stanice B01 do bezprostřední blízkosti stanice B03, odkud se začnou razit další úseky fialové linky. Následně se dokončí rozestavěný úsek B01–B02 a vlaky tak budou moci, v tomto politicky preferovaném úseku, začít obsluhovat první pasažéry.

Tratové tunely

Tratové tunely jsou navrženy s kruhovým profilem o vnějším polooměru 3 m. Ostění je z železobetonových segmentů tloušťky 300 mm. Pro každou tunelovou troubu jsou použity odlišné segmenty, neboť každý tratový tunel je ražen štítem od jiného výrobce. Toto řešení je velice nezvyklé a přináší s sebou řadu komplikací (např. nutnost vyrábět tvarově odlišné segmenty, problematickou logistiku na stavbě, odlišné způsoby dopravy materiálu na čelbu, atd.), nicméně vzešlo z požadavků investora na základě politického rozhodnutí, které již bylo zmíněno v předchozí kapitole.

Východní tunelová trouba se razí strojem od výrobce „Robbins“ a západní trouba se razí strojem od výrobce „Herrenknecht“. V obou případech se jedná o zeminové štíty (EPBS), které se dobře chovají ve zde zastížených tuhých jílech, ale hůře již zvládají často přítomné vápencové lavičky a zvodnělé pískovcové vrstvy lokalizované pod hladinou podzemní vody. Segmentové ostění pro východní tunelovou troubu je navrženo na systém skladby segmentů 5+1 a všechny prstence jsou stejné, tedy symetricky zkosené. Naproti tomu ostění západní tunelové trouby je navrženo na systém skladby 6+1 a existují zde dva druhy prstenců (pravé a levé), které mají vždy jednu hranu svislou a druhou zkosenou. Dále se segmenty liší v umístění a počtu nik pro spojování segmentů. Délka prstence pro východní tunelovou troubu je 1,5 m, pro západní tunelovou troubu 1,2 m. Šrouby, které spojují jednotlivé segmenty v prstenci a jednotlivé prstence mezi sebou jsou uvažovány jako dočasné po dobu výstavby do doby, než dojde k nárůstu pevnosti injektáže mezi segmentovým ostěním a zeminovým/horninovým prostředím. Následně jsou demontovány a opět použity na nově sestavované prstence. Vzdálenost pro demontáž dočasných šroubů se liší podle použité injektáže a v případě štítu Herrenknecht se šrouby demontují ve vzdálenosti cca 70 m za čelbou. Nutno dodat, že tyto dočasné spojovací prvky jsou ponechány v místech zavěšení pásového dopravníku odnášejícího rubaninu, v místech propojek až do doby odstranění ocelového ztužujícího rámu a +/- 10 m také za/před stanicemi, kde jsou před finalizací tratových tunelů vyměněny za trvalé, galvanizované.

Oba tunelovací stroje umožňují přítlak na čelbu, u štítu Herrenknecht je možno dosáhnout až 4,5 baru, u štítu Robbins je možno dosáhnout 5 barů. I přes tyto tlaky není ražba, mnohdy ve značných hloubkách pod hladinou podzemní vody, úplně jednoduchá. Průměrné denní výkony ražby se pohybují kolem 10–12 m, v případě složitých geologických podmínek je to jen kolem 4 m, a to zejména ve vápencových vrstvách s vyšším sloupcem vody nad úrovní ražby. Dalším podstatným rozdílem obou strojů je, že stroj Robbins je obsluhován pouze kolejovou dopravou, a to jak pro odvoz vytěženého materiálu, tak i pro dopravu segmentů na čelbu. Stroj Herrenknecht používá pro dopravu segmentů na čelbu staveništní vlak a transport vytěženého materiálu zajišťují kontinuální dopravníkové pásy. Start obou štítů probíhal skrze pilotovou stěnu opřením o ocelovou



Obr. 2 Pohled na montáž štítů Robbins a Herrenknecht ve stavební jámě B01
Fig. 2 A view of the Robbins and Herrenknecht shields assembly in the B01 construction pit

and alternative working programmes, that the client accepted that the preferred section could not be brought into service as soon as 2013, and that it was possible only later, in 2015. The final approved variant of the technological procedure was prepared in a way making the inauguration of the section possible at the soonest possible time, with the excavation continuing without interruption toward other stations on the Violet Line, concurrently with the services running on the first section.

The driving of the running tunnels started in August 2011 using two full-profile EPBS proceeding from the construction pit excavated in the location of the future station B01. This construction pit is currently serving to the operation of both EPBS, but at the same time the construction of the B01 station started in its northern part. All background for the EPBS will therefore be concentrated in the southern part of the pit and in the immediate vicinity of this pit. The design assumes that only the diaphragm walls perpendicular to the direction of the drives will be prepared within the framework of this station at the moment when the EPBS arrive at the B02 station. The EPBS will pass through these diaphragm walls and will continue further toward the third station (B03). The B02 station excavation will start step-by-step using the top-down process. The circumferential diaphragm walls will be completed and, subsequently, the segmental lining, serving till that time to the transport of materials between the heading in the B02–B03 section and construction sites for the EPBS which are located at the construction pit B01, will be dismantled throughout the station length. This technological procedure was chosen because of the fact that the construction of the station B02 is on the critical path in the construction works schedule, therefore it is not possible to excavate the station B02 as a whole until the EPBS arrive at it. The B02 station is approximately 45 m deep. At the same time, preliminary work started on the B03 station, where the excavation must be completed down to the foundation base level before the EPBS arrive at it. The B03 station is approximately 30 m deep. As soon as the machines arrive in the B03 station and the driving is temporarily suspended, it will be possible to start to dismantle the segmental lining in the B02 station and all background for the EPBS will be transferred from the B01 station to the immediate vicinity of the B03 station, from which the driving for the next sections of the Violet Line will continue. Subsequently the B01–B02 section, which will till then be under construction, will be completed and trains will be able to start to serve first passengers on this politically preferred section.



Obr. 3 Pohled do západní tunelové trouby
Fig. 3 A view down the western tunnel tube

konstrukci situovanou do stavební jámy. V prvních několika metrech bylo potřeba provést výplňové injektáže v písčitých a jílovitých vrstvách před pilotovou stěnou, jednak z důvodu zajištění stability čelby po proražení pilotových stěn a jednak kvůli snížení případných přítoků do stavební jámy.

Propojky a ventilační šachty

V roce 1995 došlo v Baku k vůbec největšímu požáru v historii podzemních drah na světě, při kterém zahynulo téměř 300 lidí. Vzhledem k této obrovské tragédii je zde kladen mimořádný důraz na požární bezpečnost při návrhu všech nově projektovaných linek metra. Znamená to návrh sofistikovaného systému opatření pro případ požáru a nelze tak pouze spoléhat na variantu, kdy se strojvedoucí se soupravou snaží dojet do nejbližší stanice. Veškeré technologické vybavení nového metra je tedy navrženo z materiálů, které výrazně omezují šíření ohně. S tímto návrhovým principem se pojí fakt, že v případě požáru je potřeba do systému přivést obrovské množství čerstvého vzduchu a škodlivé zplodiny odvést ze systému metra co nejrychleji ven.

Zásadou návrhu je, že v každém větraném úseku by měla být přítomna maximálně jedna souprava metra. Z této podmínky vychází délka větraného úseku, která při intervalu 90 s mezi soupravami činí 1 km. Jelikož jsou stanice v Baku od sebe navrženy přibližně po 1,5–2,5 km, je třeba navrhovat buď jednu (úsek B02–B03), nebo i dvě mezilehlé ventilační šachty (B01–B02). Umístění mezilehlých ventilačních šachet je provedeno především s ohledem na povrchovou zástavbu, protože ke každé ventilační šachtě je přidružen poměrně prostorný technologický objekt, který je situován buď těsně pod zem, anebo je navržen jako povrchový. Jelikož se v Baku nachází velice hustá zástavba, je poměrně obtížné nalézt vhodné místo pro tyto objekty. I z tohoto důvodu jsou ventilační šachty mnohdy poměrně hluboké. Na vlastní šachtu navazují hlavní větrací a spojovací štoly, přidružená tunelová propojka a boční ventilační štoly ústící do tratových tunelů (obr. 4). Většina šachet je navržena pro ražbu prostřednictvím NRTM v kombinaci s doplňujícími opatřeními, která jsou nezbytná zejména při průchodu vrstev s horšími geotechnickými parametry (např. pilotové stěny u povrchu, trysková injektáž ve zvodnělých písčích, atp.). Hluboké ventilační šachty, např. šachta VS02 v úseku B01–B02, jsou navrženy z podzemních stěn. V případě dvouplášťového ostění je primární ostění šachty provedeno stříkaným betonem třídy SB 30, sekundární ostění potom betonem třídy C 30/37–XC 2–XA 2. Všechny podzemní části ventilačních šachet a přidružených stol jsou izolovány stříkanou hydroizolací.

Vlastní ventilační šachta a štoly jsou koncepčně rozděleny na části určené pro vzduchotechniku a části určené pro pohyb obsluhy. Pasažérům je dovolen pohyb pouze skrze propojku, kterou mohou v případě nepředvídatelných událostí využít pro přechod do druhé tunelové trouby. Do jednoho oddělení ventilační šachty je situováno

Running tunnels

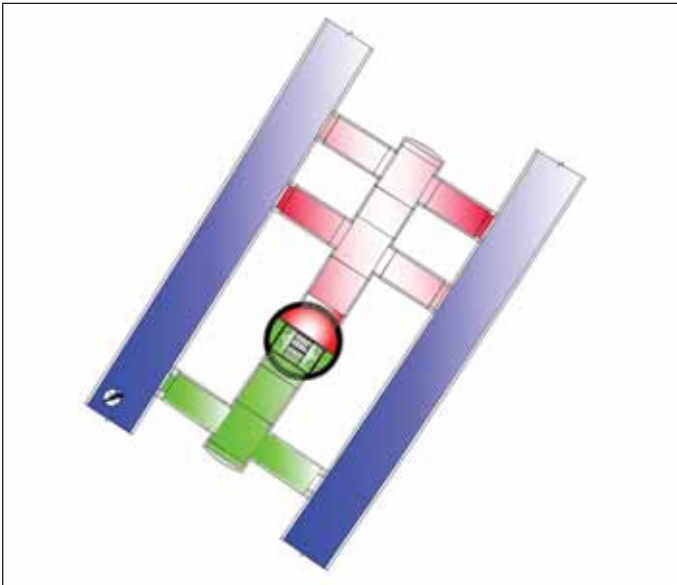
A circular cross-section with the outer diameter of 3 m is designed for running tunnels. They will be lined with 300 mm thick reinforced concrete segments. Different segments will be used for each tunnel tube because each running tunnel will be driven by a shield supplied by another manufacturer. This solution is very unusual. It carries a range of complications with it (e.g. the necessity of producing segments differing in the shape, logistical problems on site, different ways of transporting materials to the excavation face etc.). Anyhow, it originated from client's requirements based on the political decision which has been mentioned in the previous chapter.

The eastern tunnel tube will be driven by a machine manufactured by Robbins, while a Herrenknecht machine will drive the western tube. In both cases the machines are of the EPB type, behaving well in the stiff clays encountered along the route, but are more difficult to control when driving through the frequently present limestone banks and water-bearing sandstone layers which were located under the water table level. The segmental lining design for the eastern tunnel tube consists of 5+1 segments and all rings are identical, which means that they are symmetrically tapered. By contrast, the lining for the western tunnel tube is designed in the 6+1 system. It is comprised of two types of rings (right-hand and left-hand ones), which always have one edge perpendicular to the tunnel centre line and the other edge skewed. In addition, the segments differ in the positions and number of pockets designed for connections between segments. The length of the rings for the eastern and western tunnel tubes is 1.5 m and 1.2 m, respectively. The bolts connecting individual segments in a ring and individual rings with each other are considered to be installed temporarily, to remain in place during the construction until the strength of the grout between the segmental lining and the soil/rock environment assumes the required strength. They are subsequently removed and used repeatedly on newly erected rings. The distance at which it is possible to remove the temporary bolts is different, depending on the grout used; in the case of the Herrenknecht shield, the bolts are removed at the distance of 70 m behind the excavation face. It is necessary to add that the temporary fixtures are left unremoved in the places where the muck carrying belt conveyor is suspended and in the locations of cross passages until a steel bracing frame is removed. In locations at the distances of 10 m before and after the stations, they are removed before the running tunnels are completed, to be replaced with permanent galvanised bolts.

Both tunnelling machines allow thrust to be applied to the excavation face; up to 4.5 bar and 5.0 bar can be achieved at the Herrenknecht shield and Robbins shield, respectively. Despite these pressures, the excavation is not so simple because of the great depths of driving under the water table levels. Average advance rates fluctuate about 10–20 m per day; rates of only about 4 m per day are achieved in the cases of complicated geological conditions, first of all when driving through limestone layers where the water column above the excavation level is higher. Another substantial difference between the two machines is the fact that the Robbins machine is served only by rail, which is used both for mucking out and for transport of segments to the heading. The Herrenknecht machine uses a train for the transport of segments and the muck is transported by continuous belt conveyors. Both shields were launched through a pile wall, leaning against a steel structure installed in the construction pit. It was necessary when passing initial several metres to carry out backgrouting in the sandy and clayey layers ahead of the pile wall to ensure the stability of the face after the pile walls were broken through and to reduce contingent inflows into the construction pit.

Cross passages and ventilation shafts

In 1995, the largest fire in the history of underground railways in the world broke out in Baku, during which nearly 300 people perished. With respect to this immense tragedy, extraordinary



Obr. 4 Schéma spodní části ventilační šachty VS01
Fig. 4 A chart of the bottom part of the VS01 ventilation shaft

schodiště, které slouží pouze pro případný vstup zásahových jednotek z povrchu do podzemí.

Dalším návrhovým opatřením pro případ požáru jsou tunelové propojky, na které jsou cestující navedeni únikovým osvětlením. Tunelové propojky pro únik osob jsou navrženy po maximální vzdálenosti 250 m, z nichž některé jsou přidruženy k ventilačním šachtám, jak již bylo zmíněno výše. Propojky kruhového profilu o průměru výrubu 4,01 m budou realizovány pomocí NRTM s maximální délkou záběru 1 m a s pobíráním na celý profil. V místech přítomnosti vrstev zvodnělých písků jsou navrženy předstihové práce z tryskové injektáže. Pro rozražení z tratového tunelu je použito rozeprání pomocí dočasného ocelového rámu, který je umístěn na vnitřní stranu segmentového ostění kolem budoucí propojky. Po rozeprání dojde k odebrání části segmentového ostění a následně ražbě NRTM. Po výstavbě sekundárního ostění propojky, jejíž částí je také vyztužený železobetonový přechodový úsek mezi propojkou a TBM ostěním, je dočasný ocelový rám demontován a je ho možno opětovně použít při výstavbě dalších propojek. Železobetonový výztužený přechodový úsek tak přebírá statickou funkci dočasného ocelového rámu.

Technologické objekty

Každá ventilační šachta je před vyústěním na povrch zakončena technologickým objektem. Do tohoto objektu je soustředěna veškerá technologie související s větráním pomocí mezilehlých ventilačních šacht. Dále jsou zde soustředěna další technologická zařízení zajišťující bezpečný provoz metra. Samotné objekty jsou navrženy jako železobetonové podzemní konstrukce s jedním nebo několika podlažními. Na povrch vystupují výdechové objekty a vstupy pro údržbu a požární zásah. Vzhledem k husté zástavbě jsou tyto podzemní objekty budovány pod ochranou pažicích konstrukcí, jejichž variace od převrtávané pilotové stěny až po podzemní stěny, povětšinou rozpírané, jakožto běžný západní standard, jsou téměř námětem pro samostatný článek.

STATICKÉ VÝPOČTY

V rámci projektu jsme zpracovali několik desítek statických výpočtů. Výpočty byly provedeny pro všechny realizované konstrukce, jmenovitě tratové tunely ražené pomocí EPBS, propojky a štoly, větrací šachty a všechny dočasné konstrukce včetně pažicích. Všechny výpočty byly zpracovány s využitím norem EN a dalších dostupných norem a předpisů, které byly navrženy námi a odsouhlaseny klientem (např. CIRIA, ACI, apod.)

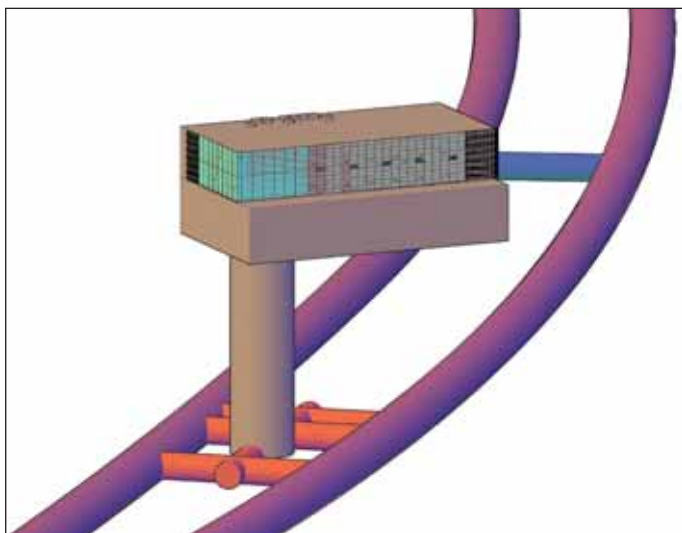
Pro stanovení dimenzí segmentového ostění tak bylo využito množství standardů, předpisů a výzkumných úkolů poslední doby. Všechny posuzované prvky a stavy byly však nakonec převedeny tak, aby bylo

stress is placed on fire safety when all newly designed metro lines are being designed. It means that a sophisticated system of measures to be applied in the case of a fire is to be designed, without relying only on the variant in which the train driver tries to reach the closest station. Materials significantly restricting the spreading of fire are therefore designed for all technological equipment of the new metro. This design principle is associated with the fact that it is necessary during a fire to supply a huge amount of fresh air to the system and evacuate harmful combustion products from the metro system as fast as possible.

The design principle is that not more than one metro train should be present in each ventilation compartment. The length of a ventilation compartment following from this condition amounts to 1 km at the train headway of 90 s. Because of the fact that stations in Baku are designed to be built at intervals of approximately 1.5–2.5 km, it is necessary to design either one (the B02–B03 section) or even two intermediate ventilation shafts (B01–B02). The location of intermediate ventilation shafts is designed first of all with respect to existing surface buildings because a relatively large service facilities located either shallow under the ground surface or on the surface is connected to each ventilation shaft. Because of the fact that Baku is very densely developed, it is relatively very difficult to find spaces for these structures. This is one of the reasons why ventilation shafts are often very deep. The main ventilation and connection galleries, a cross passage attached to them and side ventilation galleries having their mouths in running tunnels are linked to the shaft itself (see Fig. 3). The majority of shafts are designed to be driven by the NATM in combination with additional measures which are necessary first of all during the passage through strata exhibiting worse geotechnical parameters (e.g. pile walls near the surface, jet grouting in water-bearing sands etc.). Diaphragm wall boxes are designed for deep ventilation shafts, for example the VS02 shaft in the B01–B02 section. In the case of a double-shell lining, the primary lining of the shaft is in SC 30 shotcrete, whilst the secondary lining is in C 30/37–XC 2–XA2 concrete. All underground parts of ventilation shafts and attached galleries are provided with a spray-on waterproofing membrane.

The ventilation shaft itself and the galleries are conceptually divided into parts dedicated to ventilation equipment and parts dedicated to the movement of operators. The movement of passengers is permitted only through cross passages, which can be used for the passage to the other tunnel tube in the cases of emergencies. One compartment of a ventilation shaft contains a staircase serving only to the access of intervention forces from the surface to the underground.

Another proposed measure in case of a fire are cross passages to which passengers are guided by escape lighting. Cross passages for the escape of persons are designed at the maximum spacing of 250 m. As mentioned above, some of them are connected to ventilation shafts. The circular cross passages with the excavated diameter of 4.01 m will be driven full-face, using the NATM with the maximum round length of 1 m. Advance jet grouting is proposed for the locations where water-bearing sand will be encountered. A temporary steel frame is designed for the bracing of cross passages from the running tunnel. It will be installed on the inner side of the segmental lining around the future cross passage. When the bracing is completed, part of the segmental lining will be dismantled and the subsequent NATM excavation will start. After the completion of the secondary lining of the cross passage, part of which is also a reinforced concrete braced transition section between the cross passage and the lining installed by the EPBS, the temporary frame will be dismantled and will be available for repeated installation at the construction of other cross passages. The reinforced concrete braced transition section will therefore take over the structural function of the temporary steel frame.



Obr. 5 3D model ventilační šachty VS01 včetně technologického objektu
Fig. 5 3D model of the VS01 ventilation shaft including the service structure

možno návrh považovat za kompatibilní s EN. Vnitřní síly pro tato posouzení byly stanoveny jak analytickými metodami, tak numerickými simulacemi metodou konečných prvků MKP. Podobně tomu bylo i v případě posouzení segmentového ostění na účinky zemětřesení, seismický návrh má totiž na dimenzi a využití jednotlivých segmentů podstatný vliv.

V případě konvenčně ražených částí se jednalo především o tunelové propojky a ventilační stoly. U všech propojek, se standardním vnitřním průměrem 3,2 m, a ventilačních štol, s vnitřním průměrem 4,5 m, se předpokládá výrub na plný profil a tomuto technologickému postupu byly přizpůsobeny veškeré statické výpočty. Primární ostění je standardně tvořeno příhradovými rámy, sítěmi a stříkaným betonem. Ani v sekundárním ostění nejsou tentokrát implementovány žádné novátorské myšlenky a jedná se o monolitický železobeton s doinjektováním vrcholu klenby.

Výpočet výrubu a primárního ostění byl zpracován programem Plaxis 2D 2010 za podmínek rovinného přetvoření. V rámci výpočtu byl respektován 3D efekt deformace okolního prostředí vlivem ražby a také postupný nárůst tuhosti stříkaného betonu. Pro jemnozrné zeminy (jíly) byl použit materiálový modifikovaný Cam Clay model, který velmi dobře vystihuje chování těchto zemin a je odzkoušený na nepřeborném množství vzorků. Pro hrubozrné zeminy byl uvažován, zejména vzhledem k omezeným vstupním datům, jednoduchý lineárně elastický – ideálně plastický model Mohr-Coulombův a s přihlédnutím k jeho nedostatkům byly tuhosti manuálně iterovány pro přijatelné výsledky. Horniny, tedy vápence a pískovce, byly simulovány rovněž pomocí Mohr-Coulombova modelu, ač byla odzkoušena i varianta s modelem Hoek-Brown. Pro tu však nebyl dostatek objektivních vstupních podmínek a korelace s výsledky zkoušek SPT (standard penetration test) nebyly zdaleka neoptimálnější. V případě jemnozrných zemin pak bylo během výpočtu uvažováno s neodvodněnými podmínkami bez možnosti proudění vody, pro hrubozrné zeminy pak byly podmínky stanoveny jako odvodněné. Zde je potřeba doplnit ještě třetí variantu výpočtů, a to výpočty seismické, kdy jsou ve všech vrstvách uvažovány neodvodněné podmínky, při nichž dochází k výraznému nárůstu dodatečných pórových tlaků. Výstupy z těchto numerických i empirických výpočtů jsou několikrát vyšší, než při klasických výpočtech (vnitřní síly zhruba 1,25–2,2x větší podle typu a tvaru konstrukce, hloubky, apod.). Sekundární ostění bylo simulováno v programu SCIA Engineer 2009, a to 3D modelem, který byl podle tuhostí okolního prostředí podepřen pouze tlačnými plošnými podporami.

Šachty s vnitřním průměrem 7,2 m se v návrhu vyskytují v několika konstrukčních variantách a těm také byly variantně uzpůsobeny veškeré numerické výpočty. V případě šachet s primárním a sekundárním ostěním byly výpočty vedeny obdobně jako ve výše

Service facilities

Each ventilation shaft is terminated before ending at the surface by a service facility structure. All equipment associated with the ventilation through the intermediate ventilation shafts is concentrated in this structure. Other equipment ensuring the safe metro operation is also concentrated in it. The structures themselves are designed as reinforced concrete underground structures with one or more levels. Exhaust structures and entrances for maintenance and fire intervention purposes protrude over the ground surface. With respect to the dense surface development, these underground structures are constructed under the protection of bracing structures. Variations of these structures, from secant bored pile walls up to diaphragm walls, mostly braced, as a common western standard, are nearly a topic for a separate paper.

STRUCTURAL ANALYSES

We carried out several tens of structural analyses within the framework of the design. The analyses were conducted for all structures to be constructed, namely running tunnels driven by EPBS, cross passages and galleries, ventilation shafts and all temporary structures, including bracing structures. All analyses were carried out using EN standards and other standards and regulations available which were proposed by ourselves and approved by the client (e.g. CIRIA, ACI etc.).

The dimensions of the segmental lining were determined using a range of standards, regulations and recent research projects. All of the elements being assessed and all states were eventually converted so that it was possible to consider them compatible with EN standards. Internal forces for these assessments were determined both by analytical methods and by numerical simulations using the Finite Element Method (the FEM). It was similar even in the case of the design for the segmental lining for earthquake effects. The reason is that the seismic design substantially influences the dimensions and reinforcement of individual segments.

As far as conventionally driven parts are concerned, it was first of all the case of cross passages and ventilation galleries. Full-face excavation was planned for all cross passages with the standard inner diameter of 3.2 m and ventilation galleries with the inner diameter of 4.5 m. All structural analyses were therefore conformed to this technological procedure. The primary lining consists as a standard of lattice girders, mesh and shotcrete. In this case it also applies to the secondary lining that no innovative ideas are implemented into the secondary lining design, and cast-in-situ concrete with grout injected additionally over the crown of the arch is used.

The structural analysis of the excavation and primary lining was processed using the Plaxis 2D 2010 program, under the plain strain conditions. The 3D effect of the deformation of the surrounding environment induced by the excavation and the gradual increase in the rigidity of shotcrete were allowed for within the framework of the calculations. A modified Cam-Clay model, which well captures the behaviour of these soils and has been tested on an inexhaustible numbers of samples, was used for the fine-grained soils (clays). A simple linearly plastic Mohr-Coulomb model was assumed for coarse-grained soils, first of all with respect to limited input data and, taking into consideration deficiencies, the stiffness values were iterated manually for acceptable results. Rocks, meaning limestone and sandstone, were even simulated by means of the Mohr-Coulomb model, even though a variant of Hoek-Brown model was also tested. However, there was a lack of objective input conditions for it and the correlation with results of Standard Penetration Tests (SPT) were far from the most optimal. In the case of fine-grained soils, undrained conditions without a possibility for water to flow, were assumed during the calculation; drained conditions were determined for coarse-grained soils. In this place it is necessary to add a third variant of calculations: seismic calculations, where undrained conditions are assumed for

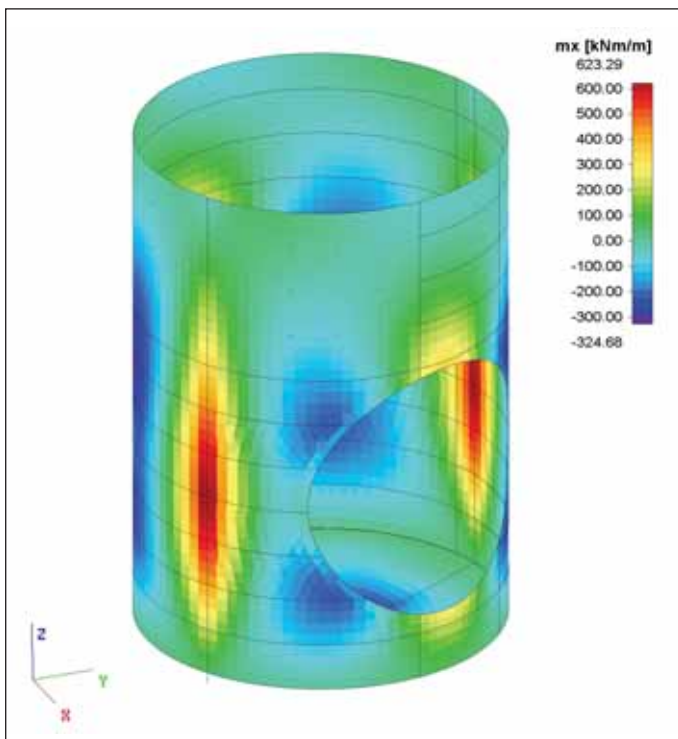
zmíněných konvenčně ražených částech. Podotkneme ovšem, že simulace v programu Plaxis byla v těchto případech provedena v osové symetrii. Ta má pro takto koncipovanou kruhovou šachtu několik zřetelných nevýhod a neposkytuje žádné světoborné výstupy, proto jsou tyto výpočty vždy doprovázeny výpočty řezů v několika výškových úrovních prostým 1D prvkem včetně započítání stavebních tolerancí. Sekundární ostění bylo také simulováno v programu SCIA Engineer 2009, a to 3D modelem, který byl podepřen pouze tlačnými podporami. Nelineární kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů tak poskytla definitivní dimenzační vnitřní síly, které v sobě zahrnují mimo jiné smrštění, dotvarování, teplotní zatížení od odváděných zplodin, přetlak vzduchu/spalin a například také zatížení od dlouhodobého zvedání dna. Byly takto posouzeny veškeré mezní stavy, včetně vzniku trhlin od termálního zatížení raného železobetonu, neboť většina konstrukcí, zejména dna šachet, je masivních tloušťek a vývin tepla rozhodně není zanedbatelný. Samozřejmostí bylo posouzení na vztlak.

Na tomto místě nám dovoďte zmínit jeden palčivý problém vstupních dat získaných laboratorním měřením třetích stran (společnosti najímané investorem, dodavatelem, apod.). Ne vždy jsou totiž tyto parametry věrohodné, ač hrají jednu z nejdůležitějších rolí pro numerickou analýzu. Často je také zvykem, že IGP je buď zmenšen na nepřijatelnou úroveň a nemá tedy žádnou vypovídající schopnost, nebo jsou požadavky naprosto odtrženy od reality a na jeden triaxiál či jednu krabicovou smykovou zkoušku připadá 50 měření objemové hmotnosti a 50 měření vlhkostních limit z různých hloubek (od 6 m do 70 m pod terémem), aby se následně mohly zprůměrovat a jemnozrné zeminy se daly prohlásit za jediný kvazihomogenní celek. Tyto úvahy, včetně nepřesně či nesprávně provedených laboratorních zkoušek, pak mají nulovou hodnotu, jsou nepoužitelné pro jakoukoli numerickou simulaci a geotechnik je odkázán na své zkušenosti a parametrické studie. Jelikož se kontrolou takovýchto dat a jejich interpretací vždy detailně zabýváme, museli jsme přistoupit v prvním úseku k obdobnému řešení a pro další vypracovat metodologii IGP s přesnými požadavky na laboratorní zkoušky. Za zmínku stojí např. SPT každé 2 m hloubky se stanovením indexu plasticity, konzistence a vlhkosti – což jsou dobře korelovatelné parametry, triaxiály CIUP pro stanovení neodvodněné pevnosti a kritického úhlu, triaxiály UU pro rychlé zjištění neodvodněné smykové pevnosti,

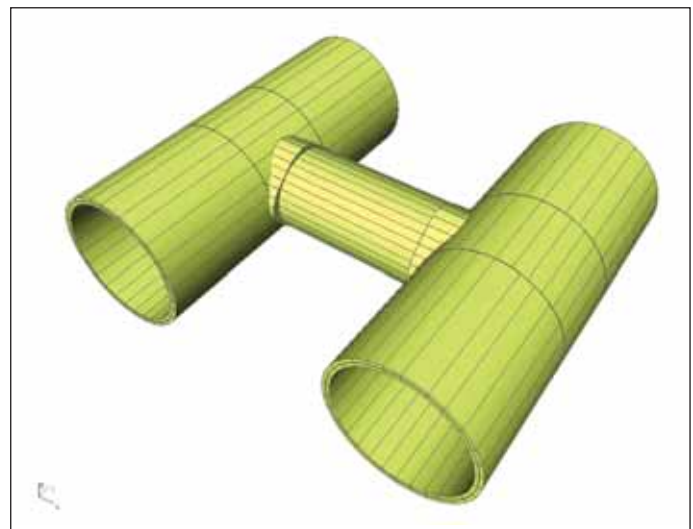
all layers, at which the additional pore pressures significantly grow. The values of the outputs of these numerical and empirical calculations are several times higher than results of classical calculations (inner forces are roughly 1.25–2.2 times bigger, depending on the type and shape of the structure, the depth etc.). The secondary lining was simulated in the SCIA Engineer 2009 program, using a 3D model, which was supported only by compressed surface bearings depending on the stiffness of the surrounding environment.

Shafts with the inner diameter of 7.2 m are contained in the design in several structural variants. Variants of numerical calculations were developed and accommodated to the structural variants. In the case of shafts with primary and secondary linings, the calculations were carried out similarly to calculations for the above-mentioned conventionally driven parts. Let us note that the simulation in the Plaxis program was in these cases carried out in an axial-symmetric configuration. Axial symmetry has several significant disadvantages for a circular shaft conceived in this way and yields no world-shaking outputs. For that reason these calculations are always attended by calculations of cross sections carried out at several levels using a simple 1D element, even allowing for construction tolerances. The secondary lining was also simulated in the SCIA Engineer 2009 program, using a 3D model, which was supported only by compressed bearings. Thus a non-linear combination of individual loading cases provided the definite inner forces for the dimensioning, which cover, apart from other effects, shrinkage, creep, thermal loads induced by exhaust gasses being evacuated, air/combustion gases over-pressure and, for example, even the loads induced by long-term heaving of the bottom. This process was applied to the assessment of all limit states, including the origination of cracks due to thermal loads acting on green reinforced concrete because the thickness of the majority of structures, first of all the bottom of shafts, is massive and the development of heat is certainly not negligible. The assessment for buoyancy was a commonplace.

In this place let us mention one acute problem of input data obtained by laboratory measurements by third parties (companies hired by the client, the contractor etc.). The reason is that these parameters are not always credible, despite the fact that they play one of the most important roles for numerical analyses. In addition, it is often a custom that the scope of the engineering geological investigation is either reduced to an acceptable level and, as a result, it has no informative capability, or the requirements are completely detached from reality, where 50 measurements of volume weight and 50 measurements of moisture content limits at various depths (from 6 m to 70 m under the ground surface) are



Obr. 6 Ohybové momenty m_x (ventilační šachta – spodní část)
Fig. 6 Bending moments m_x (ventilation shaft – bottom part)



Obr. 7 3D model propojky (sekundární ostění)
Fig. 7 3D model of a cross passage (secondary lining)



Obr. 8 Provádění podzemních stěn pomocí hydrofrézy
Fig. 8 Installation of diaphragm walls by means of a hydro-cutter

edometry pro získání parametrů přitížení a odtížení C_c a C_s , apod. Správně navržené a provedené IGP nejenže usnadní práci geotechnikům, ale ušetří investorovi a dodavateli nemalá překvapení v podobě špatně zvolené technologie, předimenzovaných konstrukcí, nejistot harmonogramu, předání stavebního díla, apod. V případě projektu Baku si obdobný stav vyžádal prozatím pouze několikrát zvýšený tep a krevní tlak zúčastněných stran.

ZÁVĚR

Projekt metra v Baku je v současnosti jedním z největších projektů, na kterém se kolektiv českých stavebních inženýrů podílí. Naše projekční kancelář do projektu zapojila i další organizace v ČR, které pro nás v rámci tohoto projektu zpracovávají určité části projektové dokumentace. Na základě dnes nastavených programů výstavby metra až do roku 2035 se dá předpokládat, že v Baku bude dostatek práce v podzemním stavitelství i na období, ve kterém se v Evropě obecně předpokládá spíše útlum. Společnost Mott MacDonald CZ má v tomto regionu v souvislosti s výstavbou metra již smluvně zajištěnu další práci na několik let dopředu. Baku je dnes totiž jedno z největších stavenišť na světě, ve kterém v současné době panuje obrovský stavební boom a rozšíření těchto stavebních aktivit se předpokládá i mimo samotné hlavní město. Již od přelomu tisíciletí zde probíhá souvislá výstavba moderních dálnic, připravuje se rekonstrukce železniční sítě, je zde kupříkladu postavena jedna z nejmodernějších lyžařských oblastí na světě a Baku se chystá vystavět také nejvyšší mrakodrap světa. Není se čemu divit, Ázerbájdžán má jedny z největších zásob ropy a zemního plynu na světě a po vymanění se ze sovětské nadvlády má tato země jednu z nejrychleji rostoucích ekonomik, a to vše při srovnatelném počtu obyvatel jako Česká republika. Nejen toto nerostné bohatství a z něj pramenící strmý ekonomický růst této muslimské země, která byla více než 70 let pod nadvládou Sovětského svazu, přináší řadu komunikačních, kulturních a sociálních problémů, se kterými se utkáme vpravdě každodenně. Ač je tento projekt pro naši kancelář velkou prověrkou našich komunikačních, politických a jazykových schopností, technicky nám přináší zadostiučinění v podobě komplexního návrhu moderní sítě metra za použití nejmodernějších poznatků a nejsložitější technologie.

ING. PAVEL RŮŽIČKA, Ph.D., pavel.ruzicka@mottmac.com,
ING. PETR MAKÁSEK, petr.makasek@mottmac.com,
ING. BARNABÁS POLÁK, barnabas.polak@mottmac.com,
ING. MARTIN TYRLIK, martin.tyrlik@mottmac.com,
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o

Recenzoval: Ing. Jan Korejščík

allotted to one triaxial test or one box shear test so that they can be subsequently averaged and fine-grained soils can be declared to be a single quasi-homogeneous unit. The value of these considerations, including inaccurately or incorrectly conducted laboratory tests, is therefore zero. They are useless for any numerical simulation and a geotechnician depends on their own experience and parametric studies. Because we are always engaged in checking on such data and its interpretation in detail, we had to adopt a similar solution for the initial section and develop an EGI methodology with exact requirements for laboratory tests to be applied to the other sections. Worth mentioning are, for example, the SPT conducted every 2 m of the depth with the determination of the index of plasticity, consistency and moisture content (parameters which are easy to correlate), results of the CIUP triaxial tests for the determination of undrained strength and critical angle, results of the UU triaxial tests for the quick determination of the undrained shear strength, results of oedometers for obtaining C_c and C_s parameters of surcharge loading and unloading, etc. A correctly designed and conducted EGI not only facilitates the work of geotechnicians, but also spares the client and contractor no small surprises in the form of an erroneously chosen technology, over-designed structures, uncertainties regarding works schedules, handing the works over etc. In the case of the Baku metro project, till now a similar condition has only several times claimed increased heartbeat and blood pressure of the parties to the project.

CONCLUSION

The Baku metro project is currently one of the largest projects in which a team of Czech civil engineers is participating. Our designing office has engaged even other organisations in the CR in the designing work. They carry out certain parts of the design documents for us within the framework of this design. It is possible to expect on the basis of the today set out programmes of the metro construction lasting till 2035 that there will be enough work in the field of the underground construction industry even in the period for which rather a reduction in the industry is anticipated in Europe. Mott MacDonald CZ spol. s r.o. has already concluded contracts for working in this region relating to the metro construction for several years ahead. The reason is that Baku is today one of the largest construction sites in the world, where a great construction boom is currently dominating. Expansion of the construction activities even outside the capital is also expected. The uninterrupted development of modern motorways has been in progress since the end of the millennium, the reconstruction of railway network is under preparation, one of the latest state-of-the-art skiing areas in the world is, for example, developed in this region and Baku is preparing to build the world's highest skyscraper. No wonder that Azerbaijan owns one of the largest stocks of crude oil and natural gas in the world and, after freeing itself from the Soviet domination, this country has one of the fastest growing economies, all of that at the population comparable with the Czech Republic. It is not only the mineral wealth and the steep economic growth of this Muslim country, which was over 70 years under the dominance of the Soviet Union, that brings about numerous communication, cultural and social problems, which we encounter virtually every day. Despite the fact that this design means a great test of our communication, political and language skills, it gives technical satisfaction in the form of the comprehensive design for a modern metro network using state-of-the-art knowledge and most sophisticated technology.

ING. PAVEL RŮŽIČKA, Ph.D., pavel.ruzicka@mottmac.com,
ING. PETR MAKÁSEK, petr.makasek@mottmac.com,
ING. BARNABÁS POLÁK, barnabas.polak@mottmac.com,
ING. MARTIN TYRLIK, martin.tyrlik@mottmac.com,
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o

METRO CHENNAI, INDIE

CHENNAI METRO, INDIA

HELENA BROOKSOVÁ TOUŠOVÁ, JAN ČENĚK, MARTIN TYRLIK

ÚVOD

Demografická exploze dvacátého století učinila z Indie jednu z nejlidnatějších zemí světa. Nejpálčivěji se s rychlým nárůstem počtu obyvatelstva potýkají především indická velkoměsta, kde neutěšený stav hromadné dopravy donutil vlády jednotlivých svazových států k urychlenému řešení: výstavbě městských drah. V době indického ekonomického boomu mají již města jako Dillí či Kalkata část sítě metra vybudovanou a dále ji rozšiřují, následovány Chennai a Bangalore. Chennai, dříve známa jako Madrás, je hlavním městem indického svazového státu Tamilnádu, který se rozprostírá na jihovýchodě indického subkontinentu při pobřeží Bengálského zálivu. Chennai je čtvrtou největší indickou aglomerací a pátým nejlidnatějším městem v Indii. K roku 2011 měla přes 8,9 milionu obyvatel.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

První fáze projektu počítá s vybudováním 45,1 km trasy, přičemž 24 km bude vedeno v podzemí. Tato fáze byla dále rozdělena na několik dílčích částí, které byly zadány různým zhotovitelům systémem „Design & Build“ (navrhni & postav). Tento článek popisuje sekci pracovně označovanou jako UAA-04. Jedná se o 3,7 km dlouhý podzemní úsek trasy zahrnující dvojici tratových tunelů ražených plnoprofilovými zeminovými štíty (dále jen EPBS), včetně 12 tunelových propojek ražených konvenčně a dále tří hloubených stanic: Nehru Park, Kilpauk Medical College a Pachaiappa College (obr. 1).

Hlavními účastníky projektu jsou:

Klient: Chennai Metro Rail Limited (CMRL), Indie

Generální konzultant: EGIS Rail-Maunsell/AECOM-BARSYL-EGIS (EMBYE), Indie

Zhotovitel stanic a propojek: Larsen&Turbo (L&T), Indie

Zhotovitel tunelů: Shanghai Urban Construction Group (SUCG), Čína

Generální projektant: Mott MacDonald (MMD), Indie, ČR, Maďarsko, SAE

Mott MacDonald má v roli generálního projektanta kromě architektonického a konstrukčního řešení všech stavebních částí mimo jiné na starosti i doplňující geologický průzkum, monitoring (viz samostatný článek) a zlepšování vlastností zeminového prostředí.

GEOTECHNICKÉ POMĚRY

Většinu podloží svazového státu Tamilnádu tvoří poloostrovní štít krystalinika archaického a prekambriického stáří. Skalní podloží je zde tvořeno granulity (charnockit, leptinit) a rulami různých typů. V okolí tektonických zón se také vyskytují mladší diabasy. Geologické podloží samotné Chennai je pak tvořeno zejména jíly, břidlicemi a pískovci. Podloží města lze tedy rozdělit do tří oblastí – oblast s písčitym podložím (řeky a pobřežní oblasti), oblast s jílovitým podložím (nejrozšířenější) a oblast s podložím ze skalních hornin.

Předkvartérní podloží je ve východní polovině trasy zastoupeno především metamorfity – charnockity (bělavá až nazelenalá hrubozrná hornina složená hlavně z křemene, živce a hyperstenu). Západní polovina je pak tvořena porušenými sedimentárními horninami (pískovce, břidlice). Kontakt mezi oběma horninovými typy je pravděpodobně tektonický, průzkumem však zastižen nebyl. Kvartérní sedimenty (říční a mořské) jsou v trase metra zastoupeny hlinitopísčitymi zeminami s jílovitou příměsí a polohami a čočkami písčitych jílu.

INTRODUCTION

The demographic explosion of the twentieth century made India one of the most populous countries in the world. The rapid increase in the number of the population poses arduous problems to be coped with, first of all by Indian big cities, where the dreary situation in mass transport has compelled governments, from individual states, to start solving it rapidly by developing urban railways. Cities such as Delhi and Calcutta have already developed parts of their metro networks during the Indian economic boom and have continued developing them, with the cities of Chennai and Bangalore following them. The city of Chennai, formerly known as Madras, is the capital of Tamilnadu, the Indian union state spreading out from the south-east of the Indian subcontinent, at the Bay of Bengal coast. Chennai is the fourth largest Indian agglomeration and the fifth most populous city in India. As of 2011, it had the population of 8.9 million.

BASIC INFORMATION ON THE PROJECT

The first phase of the project expects that 45.1 km of the route will be constructed, with 24 km running underground. This phase was sub-divided into several parts, the contracts for which were



Obr. 1 Rozsah úseku UAA-04 v rámci celého projektu (Chennai Metro Rail Limited)

Fig. 1 The extent of the UAA-04 section within the whole project (Chennai Metro Rail Limited)

Úroveň hladiny podzemní vody je značně proměnlivá a variuje zejména v závislosti na ročním období. Svého maxima dosahuje během období monzunových dešťů (říjen až prosinec), kdy ji lze zastihnout již jeden metr pod úrovní terénu. Minimální hodnoty lze zase očekávat v horkém a suchém období (březen–srpen), kdy byla hladina zastižena až v hloubce přes 9 metrů. Pro statické výpočty však byla hladina podzemní vody uvažována až v úrovni terénu. Agresivita prostředí je pro území Chennai hodnocena jako extrémně „náročná“ (mořská voda) [1].

Ze seismického hlediska se Chennai řadí k nejstabilnějším regionům Indické litosférické desky, i když jsou zde historicky zaznamenána zemětřesení přesahující 5 stupňů Richterovy stupnice. V roce 2002 v rámci nové indické klasifikace [2] byl celý region přeřazen ze zóny II (nízké seismické riziko) do zóny III (střední riziko). Návrh konstrukcí s ohledem na seismické účinky je podrobněji zmíněn dále (obr. 2).

INTERPRETACE GEOTECHNICKÝCH POMĚRŮ

Prvním úkolem projektanta bylo interpretovat geotechnické poměry ze stávajících podkladů a z již zhotovené zadávací dokumentace a na jejich základě doporučil provést doplňkový geotechnický průzkum. Po jeho zpracování byla provedena podrobná geotechnická interpretace pro návrh trvalých i dočasných konstrukcí. Průzkumné vrtání v Indii má však svá specifika (podrobněji v následujícím článku autorů Zemánek a Zahradník).

Klíčovým problémem se ukázalo určení hranice mezi pískem (usazeným) a zcela zvětralým pískovcem v podloží. Ačkoli bylo tuto hranici možné zcela bezpečně identifikovat z průběhu penetračních křivek, byla bohužel tato hranice stanovena pouze podle dokumentace porušených vzorků z vrtání, která ukazovala polohu písků ještě o několik metrů hlouběji. Tato interpretace zvětralé horniny se setkala ze strany klienta s velmi odlišným názorem a ten tak akceptoval celý profil jako nesoudržnou zeminu. V důsledku rozdílného názoru na geotechnické poměry stavby byly podzemní stěny stanic předimenzovány a následné diskuse zpozdily výstavbu podzemních stěn hloubených stanic a startovacích šachet o dva měsíce.



Obr. 2 Seismická mapa Indie (Wikipedia)
Fig. 2 Seismic map of India (Wikipedia)

awarded to different contractors using the Design & Build procurement system. This paper describes the section with the working designation UAA-04. It is a 3.7 km long underground section of the route comprising a pair of running tunnels driven by full-face earth pressure balance (EPB) shields, including 12 conventionally driven cross passages and three cut-and-cover build stations: Nehru Park, Kilpauk Medical College and Pachaiappa College (see Fig. 1).

Main parties to the project:

Client: Chennai Metro Rail Limited (CMRL), India

General consultant: EGIS Rail-Maunsell/AECOM-BARSYL-EGIS (EMBYE), India

Contractor for stations and cross passages: Larsen&Turbo (L&T), India

Contractor for tunnels: Shanghai Urban Construction Group (SUCG), China

General designer: Mott MacDonald (MMD), India, the Czech Republic, Hungary, the SAE

Mott MacDonald, in their role as the general designer responsible not only for the architectural and structural design for all construction parts, but also for the supplementary geological survey, monitoring (see a separate paper), and improving of soil environment properties.

GEOTECHNICAL CONDITIONS

The majority of the geological bedrock of the state of Tamilnadu are formed by the peninsula crystalline thrust sheet of the archaic and pre-Cambrian age. The bedrock is formed by granulites (charnockite, leptinite) and gneiss of various types. Younger diabases are also found in the vicinity of tectonic zones. The geological bedrock of the city of Chennai consists of clays, shales and, sandstone. It is therefore possible to divide the bedrock of the city into three areas: the area with sandy basement (rivers and coastal areas), the area with clay subsoil (the most widely spread) and the area with hard rock layer.

The pre-quaternary layer in the eastern half of the route is represented by metamorphites – charnockites (whitish to greenish rock consisting mainly of quartz, feldspar and hyperstene). The western half is formed by fractured sedimentary rocks (sandstone, shales). The interface between the two rock types is probably tectonic; however, it was not encountered by the investigation. The Quaternary sediments (of the river and marine origins) found along the metro alignment are represented by loamy soils with a clay addition and layers/lenses of sandy clays.

The water table level is highly variable depending on the season of the year. It reaches its maximum during monsoon rains (October through December), when it is possible to be even one metre under the ground surface. Minimum values can be anticipated in the hot and dry season (March through August), during which the water table was encountered as deep as over 9 m under the surface. For the needs of the structural analyses, the water table was assumed to be at the terrain level. The corrosivity of the environment is assessed to be extremely high (sea water) for the Chennai area [1].

From the seismic point of view, Chennai is ranked among the most stable regions of the Indian lithospheric plate, despite the fact that earthquakes exceeding 5 on the Richter Scale have been recorded in the history. In 2002, the entire region was reclassified within the framework of the new Indian classification system [2] from zone II (low seismic risk) to zone III (medium risk). The structural design, as far as seismic effects are concerned, is mentioned in more detail below (see Fig. 2).

INTERPRETATION OF GEOTECHNICAL CONDITIONS

The first task for the designer was to interpret the geotechnical conditions on the basis of existing source documents and the already completed tender documents. They recommended on the



Obr. 3 Rozpíraná stavební jáma montážní šachty Nehru Park
Fig. 3 Braced construction pit for the Nehru Park assembly shaft

HLOUBENÉ STANICE

Součástí kontraktu UAA-04 jsou celkem tři hloubené stanice: Nehru Park (NP), Kilpauk Medical College (KMC) a Pachaiappa College (PC). Rozměry všech tří stanic jsou obdobné (délka 230 m, šířka 22 m, hloubka 19–20 m). Všechny stanice jsou konstruovány pod ochranou rozepřených podzemních stěn tl. 1000 mm metodou „Top & Down“. Na koncích stanic jsou v předstihu konstruovány montážní šachty pro manipulaci s EPBS (obr. 3).

Právě hloubené stanice se v první fázi projektu ukázaly jako nejproblémovější a značně zpozdily celý harmonogram výstavby. Exemplárním příkladem může být samotné umístění stanice Pachaiappa Collage. Tato stanice měla být umístěna pod pozemkem Univerzity Pachaiappa tak, jak bylo stanoveno v zadávací dokumentaci. Během přípravy realizační dokumentace se však změnil názor na výstavbu stanice na univerzitě a ta svůj souhlas s výstavbou na svém pozemku odvolala. Hledalo se tedy náhradní řešení, které zvažovalo i variantu stanici úplně vynechat a postavit pouze větrací šachtu. Jako druhá a nakonec i výsledná varianta bylo zvoleno přeložení stanice pod přilehlou silnicí s nutností ji částečně uzavřít a přeložit. Celou situaci ještě komplikovala přítomnost podzemních zásobníků benzínu z nedaleké čerpací stanice. Tato změna zásadně zasáhla do koncepce celého projektu, bylo potřeba dodatečně zajistit všechna povolení, vstupy na pozemky, povolení památkářů atd., což vedlo ke zpoždění výstavby o téměř tři měsíce. V dnešních dnech už byly i zde zahájeny stavební práce.

Další komplikace se vyskytly v počátcích výstavby první montážní šachty pro spuštění EPBS (ve stanici NP). Při zajištění vyhloubených lamel podzemní stěny pažicí suspenzí (polymer) došlo v období monzunových dešťů k nežádoucímu naředění této suspenze, kolapsu stěn několika lamel a následnému vyvalení zeminu do jejich prostoru.

basis of the above-mentioned documents that a supplementary geotechnical investigation was to be carried out. When the processing of results of the survey had been completed, a detailed geotechnical interpretation for the design for permanent and temporary structures was carried out. Survey drilling in India has its specific rules (for more details see the next paper by authors Zemánek and Zahradník). The determination of the border between sand (deposited) and the completely weathered sandstone in the sub-base turned out to be the key problem. Even though it was possible to identify the interface absolutely safely from the penetration curves, it was, unfortunately, determined only according to the logs based on disturbed drill samples, which showed the sand layer to be several metres deeper than it was in reality. This interpretation of weathered rock met an absolutely different opinion of the client, who for that reason accepted the idea that the entire profile consisted of incohesive soil. Due to the different opinion on geotechnical conditions of the construction, diaphragm walls along the stations were oversized and subsequent discussions delayed the construction of diaphragm walls for cover-and-cut stations and launching shafts for two months.

COVER-AND-CUT STATIONS

The UAA-04 contract comprises three cover-and-cut stations: Nehru Park (NP), Kilpauk Medical College (KMC) and Pachaiappa College (PC). Dimensions of all three stations are similar (230 m deep, 22 m wide, 19–20 m deep). All stations are designed to be built by the top-down method, under the protection of 1000 mm thick braced diaphragm walls. Assembly shafts for handling the EPBs are being constructed in advance at the ends of the stations (see Fig. 3).

The cover-and-cut stations turned out, in the first phase of the project, to be the most troublesome. They significantly delayed the entire construction programme. The location of the Pachaiappa College itself can be used as an exemplary example. This station was to be located under a plot belonging to the Pachaiappa's College, as it was specified in tender documents; unfortunately, the College changed their opinion during the preparation of the detailed design and withdrew their approval of the construction on their land. For that reason a substitute solution was sought, which even contained a variant where the station was completely left out and only a ventilation shaft was to be constructed. The second variant, eventually the final one, comprised the relocation of the station under an adjacent road; it required a partial closure of traffic and the road relocation. The whole situation was further complicated by the presence of underground petrol reservoirs of a nearby filling station. This change fundamentally weighed in the concept of the whole design. It was necessary to additionally provide all permits, rights-of-way, approvals of conservationists etc. This process led to a delay of the construction for nearly 3 months. Construction work in this location has only started recently.

Other complications were encountered at the beginning of the construction of the first assembly shaft for the EPBS to be lowered in it (at the NP station). When the lamellae for a diaphragm wall was being stabilised by the bracing slurry (polymeric) during monsoon rains, undesirable thinning of the slurry caused a collapse of several lamellae and subsequent filling of the space with soil.

TUNNELS

Two full-face EPB TBMs 6.68 m in diameter, with the thrust of 35,000 kN, manufactured by Chinese company SMEC (Shanghai Tunnel Engineering Company) were chosen for the driving of tunnels at the total length of 2x3.4 km (see Fig. 4). Both tunnel tubes will be driven starting from the above-mentioned launching shafts located in the cover-and-cut stations and ending in dismantling shafts, which will also be located in the spaces of the



Obr. 4 EPBS č. 1 ve výrobním závodě v Číně
Fig. 4 EPBS No. 1 in the manufacturing plant in China

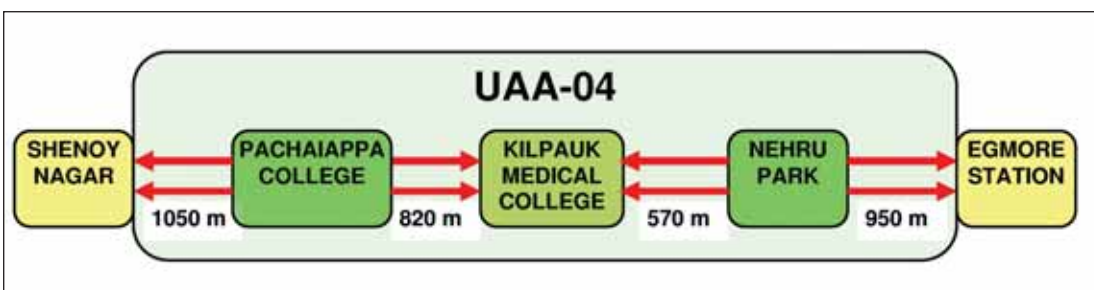
TUNELY

Pro ražbu tunelů o celkové délce 2x3,4 km, byly zvoleny dva plnoprofilové zeminové štíty EPBS o průměru 6,68 m a přítlakem 35 000 kN vyrobené čínskou společností SMEC (Shanghai Tunnel Engineering Company) (obr. 4). Ražba obou tubusů bude prováděna z již zmíněných startovacích šachet umístěných v hloubených stanicích a ukončena bude v demontážních šachtách rovněž situovaných v prostorách hloubených stanic tak, jak je znázorněno na schématu (obr. 5). Z něj je patrné, že ve stanicích NP & PC jsou z obou stran umístěny startovací šachty, ve stanici KMC jsou umístěny dvě demontážní šachty a ve stanicích Egmore a Shenoy Nagar (nejsou součástí kontraktu UAA-04) jsou po jedné situovány demontážní šachty. I když jsou tyto šachty umístěny už ve stanicích sousedních zhotovitelů, musí zde být umožněno přijmout a vyzvednout EPBS. Požadavkem zhotovitele bylo, že každé EPBS bude v realizovaném úseku celkem 4x rozebráno a 4x smontováno na úseku 3,7 km. K tomuto poněkud komplikovanému postupu bylo nutno přistoupit vzhledem ke koordinaci dvou různých zhotovitelů (tunely x stanice) s předpokladem, že stanice nebudou včas vyhloubeny.

Tři hloubené stanice tedy rozdělily ražby traťových tunelů do následujících 4 sekcí:

- Sekce 1: Stanice Egmore (EG) – Nehru Park (NP): 2x950 m, 3 propojky
- Sekce 2: Nehru Park (NP) – KMC: 2x570 m, 2 propojky
- Sekce 3: KMC – Pachaiappa College (PC): 2x820 m, 3 propojky
- Sekce 4: Pachaiappa College (PC) – Shenoy Nagar (SN): 2x1050 m, 4 propojky

V současné době se již připravuje spuštění prvního EPBS pro ražbu prvního úseku ze startovací šachty situované v budoucí stanici



Obr. 5 Schéma postupu EPBS v úseku UAA-04
Fig. 5 A chart of the EPB TBM advancing along UAA-04 section

cover-and-cut stations, as shown in the chart (see Fig 5). It is obvious from the chart that launching shafts are located on both sides of the NP & PC stations, whilst two dismantling shafts are in the footprint of the KMC station. The Egmore station and the Shenoy Nagar station (these stations are not parts of the UAA-04 contract) contain one dismantling shaft each. Despite the fact that these shafts are located in stations which are parts of neighbouring contracts, they have to be able to receive the EPBS and allow lifting them out. The contractor required that each EPBS was dismantled 4 times and assembled 4 times within the 3.7 km long section. This complicated the procedure some and had to be adopted with respect to the coordination of two different contractors (tunnels vs. stations), assuming that the excavation for stations would not be completed on time.

The three cover-and-cut stations therefore divided the driving of running tunnels into the four following sections:

- Section 1: Egmore station (EG) – Nehru Park station (NP): 2x950 m, 3 cross passages
- Section 2: Nehru Park (NP) – KMC: 2x570 m, 2 cross passages
- Section 3: KMC - Pachaiappa College (PC): 2x820 m, 3 cross passages
- Section 4: Pachaiappa College (PC) – Shenoy Nagar (SN): 2x1050 m, 4 cross passages

At the moment, the first EPBS is being prepared to be launched to drive the initial section from the launching shaft located in the future Nehru Park station, proceeding toward the Egmore station (which is not part of the UAA-04 contract). It is unfortunately not certain whether the contractor for the neighbouring section will manage to prepare the Egmore station in due time so that the EPBS can be dismantled and moved to the next section without waiting in front of the uncompleted station. The EPBS will pass through the diaphragm walls of the shafts (stations) after a steel ring is installed (see Fig. 6). After removing concrete and dismantling the concrete reinforcement cages, the stability of the excavation face within the openings for the passage of the shields will be secured only by means of jet grouting (see the improvement of soil environment properties).

The lining of running tunnels itself consists of 5+1 reinforced concrete segments with the inner diameter of 5.8 m. The segments are 275 mm thick and 1.2 m long. Two types of segments are used (right-hand and left-hand ones) with the keystone always installed in the upper part of the vault. Joints between segments are sealed with expanding EPDM gaskets. Segment moulds were supplied by Herrenknecht. The depth of the tunnels under the ground surface ranges from 18 to 21 m (12 – 14 m high cover). The majority of the route runs under the busy NH4 road in the downtown, having mostly only concentrated single-storey buildings, but exceptionally also high-rises (e.g. a 16-storey hospital) in its vicinity.

Neglecting seismic loads when the lining is being designed, no matter whether it is in the medium seismic risky area, would be an unpleasant designing faux pas because the influence of seismism on the design for underground structures is pronounced even despite

the fact that the entire structure is in contact with the sub-grade, as opposed to surface structures. The value of the horizontal acceleration was determined on the basis of the Probabilistic Seismic Hazard Assessment (PSHA) [3,4], measurement records and the recommended peak ground acceleration (PGA) value of

Nehru Park směrem k stanici Egmore (není součástí kontraktu UAA-04). Bohužel není jisté, zda zhotovitel sousedního úseku stihne připravit stanici Egmore včas, tak aby mohl být EPBS demontován a přemístěn na další úsek a nemuselo vyčkávat před nedokončenou stanicí. Samotný průchod EPBS skrz podzemní stěny šachet (stanic) bude prováděn po instalaci ocelového prstence (obr. 6). Po ručním odstranění betonu a rozpojení výztuže tak bude stabilita čelby v místě prostupu štítu zajištěna pouze pomocí tryskové injektáže (viz zlepšování vlastností zeminového prostředí).

Vlastní ostění traťových tunelů tvoří železobetonové segmenty v systému 5+1 o vnitřním průměru 5,8 m, tloušťce ostění 275 mm a délce 1,2 m. Jsou použity dva typy prstenců (pravý a levý) tak, aby byl klenák umístěn vždy v horní části klenby. Těsnění mezi segmenty je použito pryžové (EPDM) s expandující páskou. Formy na segmenty dodala firma Herrenknecht. Hloubka tunelů se pohybuje v rozmezí 18–21 m pod úrovní terénu (tj. s nadložím 12–14 m). Většina trasy je vedena pod frekventovanou silnicí NH4 v centru města, v jejíž blízkosti se většinou nachází pouze soustředěná přízemní zástavba, výjimečně však i výšková zástavba (např. šestnáctipodlažní nemocnice).

Opomenout seizmické zatížení při návrhu ostění, byť i v seismicky středně rizikové oblasti, by bylo nepříjemné projekční faux pas, neboť vliv seismicity na návrh podzemních konstrukcí je markantní i přes ten fakt, že celá konstrukce je ve styku s podložím, na rozdíl od povrchových staveb. Na základě PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment) [3, 4], záznamů měření a doporučené PGA (peak ground acceleration) byla stanovena hodnota horizontálního zrychlení na 0,135–0,152 g podle specifické hloubky traťových tunelů pod terénem. Tyto hodnoty byly dále použity při vyčíslení vnitřních sil segmentového ostění, které se od klasického výpočtu, byť výpočtu s nelineárními fyzikálními modely zemin, liší v rozsahu 135–280 % (čtenář má možnost srovnání s podobným výpočtem propojek níže, které mají menší velikost), tedy naprosto nezanedbatelnou hodnotou. Vliv seizmického zatížení na železobetonové segmenty byl posuzován analyticky podle běžně dostupných vztahů a algoritmů a také numericky metodou konečných prvků s uvažováním nelineárních fyzikálních modelů zemin. Pro numerickou simulaci MKP se osvědčily zejména pokročilé konstitutivní modely, které vykazují poměrně vysokou shodu s realitou, zatímco lineární elastické – dokonale plastické modely bez manuální iterace byly využity pouze pro orientační predikce. Je samozřejmé, že vstupní parametry maximálně ovlivňují výběr daného modelu, proto byla snaha nevycházet pouze z doporučené geologické interpretace, ale ponořit se do sad laboratorních zkoušek a vytvořit přehledný balík vstupních dat do parametrických studií.

Závěrem této kapitoly nám dovolte ještě zmínit jednu „indickou“ zajímavost. V Indii má mnoho domácností soukromé studny na pitnou vodu. Jak již bylo zmiňováno, bude pro ražbu tunelů použit plnoprofilový zeminový štít, který projde v blízkosti hustě obývané zástavby. Z tohoto důvodu bylo nutno stanovit zónu ovlivnění ražby vůči těmto studnám. Tato zóna byla stanovena na základě obdobných projektů v Indii v pásmu 6 m od os tunelů a všechny studny (i nepoužívané) spadající do této zóny musí být vyhledány a zainjektovány. Zhotoviteli tak přibude úkol zajistit dodávky pitné vody pro všechny zasažené domácnosti, což se v indických poměrech může jevit značně nereálně.

TUNELOVÉ PROPOJKY

Celkem je navrženo 12 tunelových propojek. Ty jsou kruhového průřezu s vnějším průměrem 4 m, budou raženy konvenčně s primárním ostěním ze stříkaného betonu tl. 250 mm a sekundárním železobetonovým monolitickým ostěním tl. 250 mm. Ražba bude probíhat na plnou čelbu, povětšinou pod ochranou tryskové injektáže v celé ploše propojky, sekundární ostění bude zmonolitněno za pomoci rozkládacího bednicího vozu s dodělávanými čelami a doinjektovávaným vrcholem klenby. Hydroizolace je vzhledem ke komplikovaným tvarům a křížení navržena jako stříkaná. Ve



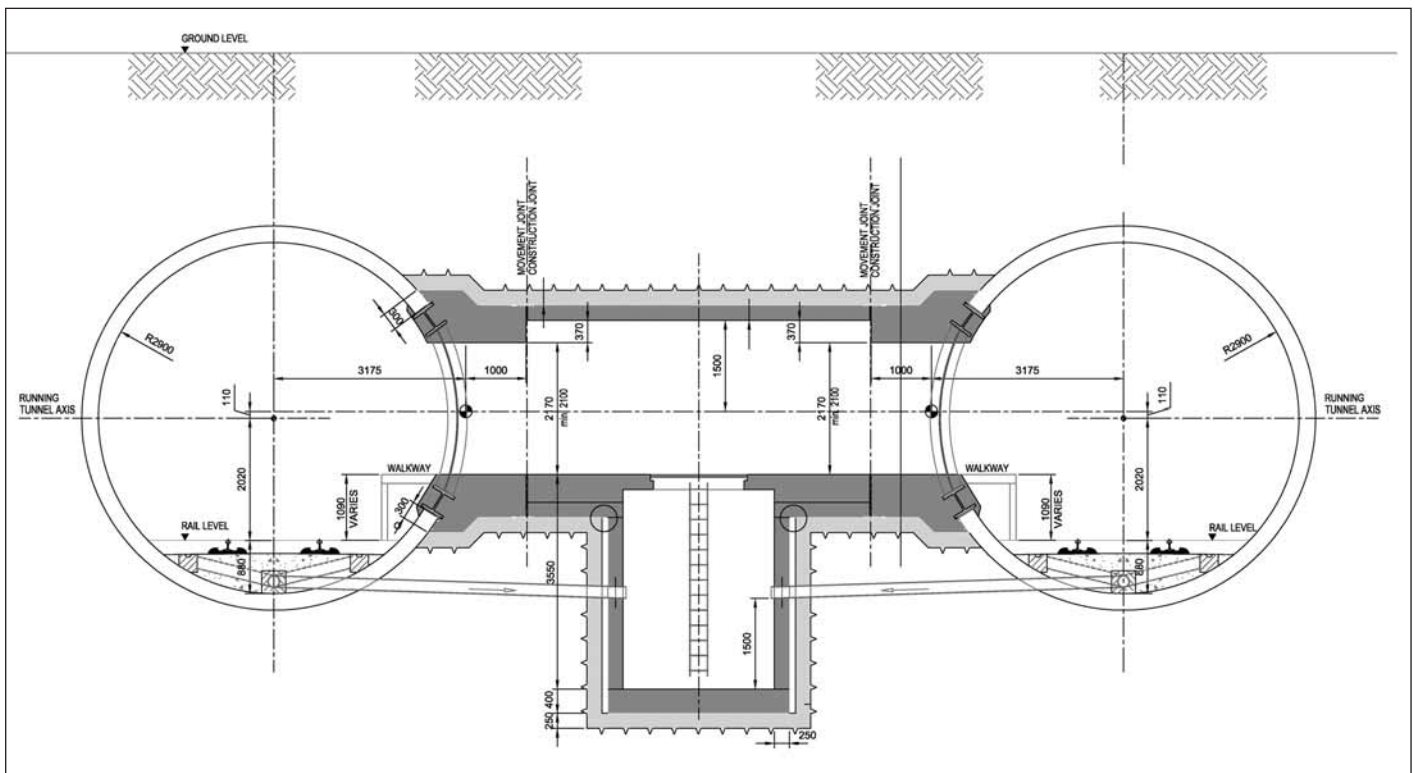
Obr. 6 Ocelový prstenc pro průchod EPBS z projektu metra v Dillí
Fig. 6 Steel ring for the passage of the EPBS used on the Delhi Metro project

0.135–0.152 g, depending on the specific depth of the running tunnels under the ground surface. These values were further used when inner forces in the segmental lining were being calculated. They differ from the classical calculation, even though non-linear physical models of soil are used, in the range of 135 – 280 % (the reader can compare them with a similar calculation for cross passages referred to below, the magnitude of which is smaller). Obviously this value is absolutely non-negligible. The influence of seismic loading on reinforced concrete segments was assessed analytically, according to relationships and algorithms commonly available, and also numerically, using the Finite Element Method taking non-linear physical models of soils into consideration. Advanced constitutive models acquitted themselves best for the FEM numerical simulation. They exhibit relatively high degree of agreement with reality, whilst linearly elastic-perfectly plastic models without manual interaction were used only for preliminary predictions. Of course, the input parameters affect the selection of the particular model to the maximum. For that reason efforts were made to use not only the recommended geological interpretation, but also to delve into sets of laboratory tests and develop a well-arranged package of input data for parametric studies.

At the conclusion of this chapter let us mention another “Indian” curiosity. Many Indian households have private drinking water wells. As mentioned above, a full-face EPBS will be used for the tunnelling. It will run in the vicinity of a high-density residential development. For that reason it was necessary to define the zone within which the tunnelling is affected by the wells. This zone was determined on the basis of similar projects in India to extend 6 m on either side of the centre lines of the tunnels. All wells found in this zone, even the unused ones, must be found and filled with grout. This means that a new task for the contractor will be added: to ensure supplies of drinking water for all affected households. This task may appear to be highly unrealistic in the Indian conditions.

TUNNEL CROSS PASSAGES

There are a total of 12 cross passages designed for the project. They are circular in cross-section with the outer diameter of 4 m. They will be driven conventionally, with a 250mm thick shotcrete primary lining and with a 250 mm thick cast-in-situ reinforced concrete secondary lining. A full-face excavation process will be applied, mostly under the protection of jet grouting covering the whole area of the cross passage cross-section. The secondary lining will be made monolithic using collapsible travelling formwork with stop ends added on site. Grout will be injected over the top of the arch. Spray-applied waterproofing is designed with



Obr. 7 Podélný řez tunelovou propojkou s odvodňovací jímkou
Fig. 7 Longitudinal section through a cross passage with a drain pit

čtyřech propojkách s nejnižším bodem mezi stanicemi jsou rovněž navrženy odvodňovací jímky (obr. 7).

Podle dokumentu NFPA130 [5], mají být traťové tunely, jakožto samostatné požární úseky, vzájemně propojeny tunelovými propojkami po vzdálenostech nepřesahujících 244 m. Tato vzdálenost však byla v několika místech překročena již v zadávací dokumentaci, a proto by tak měl klient převzít plnou zodpovědnost za požární riziko plynoucí z tohoto faktu.

Jak už bylo zmíněno u traťových tunelů, mají účinky seismicity negativní vliv také na návrh samotných propojek a zejména jejich působení v systému traťový tunel – propojka – traťový tunel. Nejen proto (samotné železobetonové límce jsou vždy atypické podle natočení propojky vzhledem k traťovým tunelům a uspořádání segmentových dílců a samotná betonáž do rozkládacích bednicích bloků je prováděna samostatně – smrštění takovéto monolitické železobetonové konstrukce vyvoluje nezanedbatelná napětí, atd.) je konstrukčně zamezeno přenášení příčných deformací traťových tunelů do propojky a v propojkách, které slouží také jako odvodňovací, jsou jímky dostatečně odizolovány v celém svém objemu pružným materiálem tak, aby těmto příčným pohybům nebránily. Samotné posouzení propojek, resp. sekundárního ostění na účinky seismicity sehrálo nemalou roli v jejich dimenzování. Podle geologických profilů a podle pozice skalního podloží se vnitřní síly v sekundárním ostění pohybují od 115–245 % původních sil bez uvažovaného seismického zatížení a je jisté, že již jen zvýšené pórové tlaky při krátkodobém – tedy neodvodněném – seismickém zatížení, hrají nezanedbatelnou roli při statickém návrhu.

ZLEPŠOVÁNÍ VLASTNOSTÍ ZEMINOVÉHO PROSTŘEDÍ

Podle výsledné geologické interpretace, v níž měl konečné hlavní slovo klient, bylo zřejmé, že většina propojek bude ražena v prostředí písků a bude tedy nutné zamezit masivním přítokům nejen k čelbě, ale obecně vhodnou metodou zajistit stabilitu výrubu. Z mnoha nabízejících se variant (např. chemická injektáž, zmrazování, apod.) byla zejména vzhledem ke komplikovanému tvaru křížení propojka – traťový tunel a relativní jednoduchosti technologie zvolena trysková injektáž aplikovaná z povrchu, a to dvoufázová s patřičným rozsahem doporučených hodnot (složení směsi,

respect to the complicated shapes and intersections. Drain pits are proposed for four cross passages found at the lowest points between the stations (see Fig. 7).

According to the NFPA130 document [5], running tunnels as well as independent fire compartments are to be interconnected by cross passages at intervals not exceeding 244m. Since this spacing was exceeded in several locations already in tender documents, the client should assume full responsibility for the fire risk following from this fact.

As mentioned above in the case of the running tunnels, the effects of seismicity have a negative influence even on the design for the cross-passages themselves and, first of all, on their role within the running tunnel – cross passage – running tunnel system. This is not the only reason (the reinforced concrete collars are always atypical depending on the skew angle of the cross passage with respect to the running tunnels and the configuration of the segments, and the casting of concrete behind the collapsible formwork blocks is carried out separately – the shrinking of such a mass reinforced concrete structure induces non-negligible stresses, etc.) why the transfer of transverse deformation of running tunnels to a cross passage is structurally prevented and the whole volume of sumps in the cross passages serving also to drainage purposes is additionally isolated by an elastic material so that the sumps do not prevent the transverse movement. The assessment of the cross passages, or more precisely of the secondary lining, for seismicity effects played no small role in their dimensioning. Inner forces in the secondary lining range from 115–245 % of the original forces without the seismic load taken into consideration, depending on the geological profiles and the position of the bedrock. It is certain that even the increased pore pressures at short-term (undrained) seismic loading play a non-negligible role in the structural analysis.

IMPROVING SOIL ENVIRONMENT PROPERTIES

According to the resultant geological interpretation, in which the client had the main say, it was obvious that the majority of cross passages would be driven through an environment consisting of sands, therefore it would be necessary not only to prevent massive

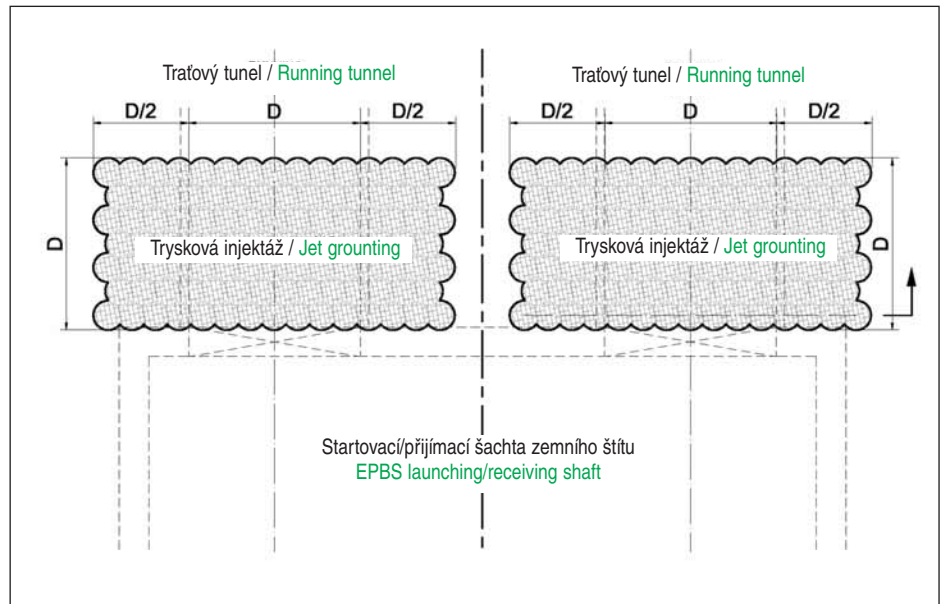
pracovní tlak, rychlost otáček, rychlost zdvihu, atd.). Je zde potřeba zdůraznit, že trysková injektáž bude prováděna pod hladinou podzemní vody při zanedbatelném proudění, v opačném případě by výraznější gradient vodních tlaků zejména v prostředí dobře zrněných písků mohl znamenat odlavování injektážní směsi, a tedy velké ztráty již tak finančně náročné technologie. Při návrhu se předpokládalo, že ochranný blok tryskové injektáže (TI) bude zrealizován před průjezdem samotných EPBS tak, aby sloupce TI obklopile budoucí otvor do propojky v maximální možné míře (řezná hlava štítu s přesazenými řeznými nástroji je téměř vždy větší než samotný štít, avšak následná injektáž prováděna za strojem zabezpečuje dodatečnou funkci utěsnění, která musí být v oblastech propojek bedlivě monitorována snímáním tlaků na injektážím zařízení EPBS). Zároveň však, zejména po rozporu s geologickou interpretací, bylo důrazně doporučeno provést zkoušky tryskové injektáže s obnažením sloupu TI a odzkoušením

jádra jak na výslednou pevnost, tak také na propustnost v předpokládaných zeminách pro následnou optimalizaci návrhu. Oba technické aspekty hrají totiž velkou roli při samotné ražbě, kdy je důležité stabilizovat výrub, zamezit přítokům, ale zároveň nezneškodňovat samotnou ražbu běžně dostupnou technologií. Výsledný kompromis TI tedy zněl – pracovní tlak 40 MPa; w/c 1–1,3; průměr trysky min. 2,6 mm (optim. 1x5 mm); zdvih 0,2–0,25 m/min; rychlost otáček 18–20/min.; energie tryskání min. 20 MJ/m pro dosažení 95 % statistického vzorku o pevnosti 2–4 MPa, průměru sloupů min. 1 m a max. propustností $1E^{-05}$ cm/s. Hned první ražená propojka potvrdí, zdali výsledek technické diskuse byl správný a oprávněný.

Jedním z důvodů, proč byla také zvolena trysková injektáž, byl striktní předpis klienta, že hladina podzemní vody nesmí klesnout víc než 2 m pod stávající průměrnou úroveň HPV. Jak je již zmíněno v předchozím odstavci, navržená trysková injektáž má zaručit stabilitu výrubu a nepropustnost v době prorážky propojky v segmentech a výrubu propojky samotné. Stejně vlastnosti má mít totiž i trysková injektáž navržená pro startovací a demontážní šachty EPBS, které budou pod ochranou zlepšeného zeminového bloku (délka min. 1x průměr tunelu, šířka 2 průměry) právě z tryskové injektáže (obr. 8). Rozjezd EPBS ze/do stavební jámy, pokles povrchu, nepropustnost a stabilita otevřeného bloku jsou totiž v minulosti diskutovaná témata, která mají hlavní vliv na schopnost EPBS udržet požadovaný směr zejména při startu. Zde jsou nepropustnost vody a specifická pevnost sloupů TI stěžejní pro správný technický návrh a řádné započítání ražby.

Za zmínku na tomto místě jistě stojí komplikovaná koordinace se zhotovitelem sousedního úseku ohledně tryskové injektáže za jeho podzemní stěnou. V případě, že by došlo k poškození podzemní stěny jiného zhotovitele, nebylo jisté, kdo nakonec ponese rizika spojená s výstavbou ochranného bloku, případných nákladů na opravu, atd. Jisté však je, že požadavek zhotovitele na numerickou analýzu takovéto události je přinejmenším úsměvný a při krytí výztuže podzemních stěn min. 100 mm a pracovních tlacích do 40 MPa je možné uvažovat pouze s lokálním porušením krycí vrstvy do hloubky maximálně několika cm, na což byl zhotovitel upozorněn a bylo mu doporučeno provést zkušební tryskání na obdobný fragment železobetonové podzemní stěny pro zjištění míry poškození krycí vrstvy výztuže.

Navrhovaná trysková injektáž byla předmětem oponentských posudků nezávislých expertů klienta a generálního konzultanta a byla jimi v plné míře odsouhlasena a doporučena jako nejefektivnější metoda.



Obr. 8 Situace použití tryskové injektáže u startovací šachty

Fig. 8 Situation of the application of jet grouting at a launching shaft

inflows to the heading but also to secure stability of the excavation using a generally suitable method. Jet grouting applied from the surface (two-phase grouting with adequate scope of the recommended values, such as the mixture composition, working pressure, rotation speed, lifting rate etc.), was selected among many variants on offer (e.g. chemical grouting, freezing etc.) taking into consideration the complicated shape of intersections of cross passages with running tunnels and the relative simplicity of the technology. It is necessary in this case to put stress on the fact that the jet grouting will be carried out under the water table at negligible flow rate. If this is not the case, a more profound gradient of water pressures, especially in the environment formed by well graded sands, could mean washing of grouting mixture away, causing significant losses in the otherwise financially demanding technology. It was assumed during the work on the design that a protective jet grouted block would be developed before the passage of the EPBS, so that the jet grouting columns surrounded the future opening to the cross passage to the maximum possible extent (the cutterhead with offset cutting tools is nearly always larger than the shield itself, but the subsequent grouting which is carried out behind the machine provides sufficient sealing function, which must be carefully monitored in the areas of cross passages by means of pressure sensors installed on the EPBS grouting equipment). At the same time, it was strongly recommended, after the disagreement with the geological interpretation was revealed, to conduct tests of the jet grouting where a jet grout column would be exposed and the resultant strength and the permeability in the anticipated soils would be tested on the core to make subsequent optimisation of the design possible. The reason was that two technical aspects play an important role during the tunnelling process, where it is important to stabilise the excavated opening and prevent inflows, while not making the driving difficult for the commonly available technology. The resulting compromise for the jet grouting process was: working pressure of 40 MPa, w/c 1–1.3; minimum nozzle diameter of 2.4 mm (1x5 mm optimal); lifting rate of 0.2–0.25 m/min; rotation speed of 18–20 revolutions per minute; minimum jetting energy of 20 MJ/m required to achieve 95 % of statistic sample with the strength of 2–4 MPa, with the minimum diameter of columns of 1 m and the maximum permeability of $1E^{-05}$ cm/s. Only the first bored cross passage would confirm whether the result of the technical discussion had been correct and justified.

One of the reasons why the jet grouting method was chosen was a strict directive of the client that the water table was not allowed to drop by more than 2 m under the existing mean WTL.



Obr. 9 Obřad Puja před zahájením stavby
Fig. 9 Puja ceremony prior to the construction work commencement

ZÁVĚR

Závěrem nám dovoluje zmínit jednu netechnickou zajímavost doprovázející zahájení každé indické stavby: obřad zvaný „Puja“, při němž se žehná hinduistickým božstvům, posvěcují se všechny stroje, umísťuje oltář na staveništi, obřadně rozbíjí kokosový ořech, atd. (obr. 9). Věříme tedy, že nejen s touto „přízní božstev“ se i přes všechny možné komplikace, které už nastaly a jistě ještě nastanou, podaří projekt úspěšně dokončit tak, aby metro v Chennai pomohlo odlehčit současnou neúnosnou situaci a přineslo rychlý, pohodlný, ekonomický a moderní způsob přepravy. Celý projekt chennaišského metra, jehož odhadované náklady činí 2,2 mld. USD, bude dokončen v roce 2015.

ING. HELENA BROOKSOVÁ TOUŠOVÁ,
helena.tousova@mottmac.com,
MOTT MACDONALD PVT LTD.,
ING. JAN ČENĚK, *jan.cenek@mottmac.com,*
ING. MARTIN TYRLIK, *martin.tyrlík@mottmac.com,*
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o.

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

As mentioned in the previous paragraph, the proposed jet grouting technology is required to ensure the excavation stability and impermeableness at the moment of breaking of the cross passage through the segments and the excavation of the cross passage itself. The reason is that the jet grouting proposed for the EPBS launching shafts and dismantling shafts, which will be under the protection of the improved soil block (the length and width of 1 x tunnel diameter and 2 tunnel diameters as the minimum, respectively) consisting of jet grouting is to have identical properties (see Fig. 8). The EPBS starting from the construction pit and arriving in the pit, the settlement of the ground surface, impermeableness and stability of the opened block are topics which had been discussed in the past, having the main influence on the EPBS to maintain the required direction, first of all during the start. In this case the water impermeableness and specific strength of jet grout columns are crucial for correct designing and good commencement of excavation.

The complicated coordination with the contractor for the neighbouring section, regarding the jet grouting behind his diaphragm wall is certainly worth mentioning in this place. It was not certain who would take the risks associated with the construction of the protective block and contingent cost of repairs etc. should a diaphragm wall of another contractor be damaged. In any case, it is certain that the contractor's requirement for a numerical analysis of such an event is unusual and unrealistic. At the minimum cover of the diaphragm wall reinforcement of 100mm and working pressures of up to 40 MPa, it is possible to assume only local damage of the cover layer to the maximum depth of several centimetres. The contractor was given a notice of it and was recommended to carry out trial jetting on a similar fragment of a reinforced concrete diaphragm wall with the aim of determining the degree of damage to the reinforcement cover.

The proposed jet grouting process was the subject of opponent assessments by independent experts hired by the client and the general consultant. They fully approved it and recommended it as the most effective method.

CONCLUSION

Allow us at the conclusion to mention one non-technical curiosity accompanying the commencement of each Indian construction. It is a ceremony called "Puja", during which Hindu gods are blessed. They consecrate all machines, an altar is installed on the site, a coconut is ceremonially broken etc. (see Fig. 9). We therefore believe that it will be not only owing to this "favour of divine beings" that, despite all possible complications which have already been and certainly will be encountered, the project will be successfully completed, so that the metro in Chennai can help to unburden the current intolerable situation and the quick, comfortable, economic and modern transport system is brought to the city. The entire Chennai metro project, the estimated cost of which amounts to USD 2.2 billion, will be completed in 2015.

ING. HELENA BROOKSOVÁ TOUŠOVÁ,
helena.tousova@mottmac.com,
MOTT MACDONALD PVT LTD.,
ING. JAN ČENĚK, *jan.cenek@mottmac.com,*
ING. MARTIN TYRLIK, *martin.tyrlík@mottmac.com,*
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] IS 456:2000 Plain and Reinforced Concrete – Code of Practice. Bureau of Indian Standards, New Delhi, 2000.
- [2] IS 1893:2002 Criteria for earthquake resistant design of structures. Bureau of Indian Standards, New Delhi, 2002.
- [3] Kramer, S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New York: Prentice Hall, 1995.
- [4] Reiter, L. *Earthquake Hazard Analysis – Issue and Insights*. New York: Columbia University Press, 1990.
- [5] NFPA 130 Standard for Fixed Guideway Transit and Passenger Rail Systems – 2010 Edition. National Fire Protection Association, 2010.

CHENNAI METRO – PROJEKT GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

CHENNAI METRO – GEOTECHNICAL MONITORING DESIGN

IGOR ZEMÁNEK, ONDŘEJ ZAHRADNÍK

ÚVOD

Chennai je hlavním městem oblasti Tamil Nadu známé pro své kulturní dědictví a četné památky. Chennai je největší obchodní a průmyslové centrum v jižní Indii, což klade nároky na rozšíření kompletní infrastruktury včetně podzemní dráhy pro denní přepravu obyvatel. Metro v Chennai je skutečně nejdůležitějším dopravním prostředkem, obsluhujícím asi 5 mil. obyvatel. Jeho rozšíření a prodloužení je nevyhnutelné pro další rozvoj města a celého přilehlého regionu.

Projekt monitoringu, se kterým vás chceme seznámit, pokrývá výstavbu přibližně 3,7 kilometru traťových tunelů podzemní dráhy včetně tří stanic – Nehru Park, Kilpauk Medical College a Pachaiappa's College.

Traťové tunely budou jednokolejné a budou ražené strojně metodou EPBS. Stanice se budou realizovat jako hloubené (Cut & Cover) metodami speciálního zakládání hloubením po etapách. Jámy hloubených stanic budou pažené podzemními stěnami, které budou ve třech úrovních rozpírány ocelovými rozpěrami.

Tunelové propojky a středové krátké technologické tunely budou prováděné konvenční metodou NRTM.

ZADÁNÍ A STRATEGIE MONITORINGU

Primárním úkolem monitoringu je sledování deformací celého ražbou dotčeného systému: ostění – masiv – povrch terénu – objekty nadzemní zástavby s cílem zajistit vysokou bezpečnost a efektivitu provedení stavebních prací. Sekundárním úkolem monitoringu jsou důležitá kontrolní měření např. vibrací v objektech nadzemní zástavby, měření pórových tlaků a měření tlaků působících na rozpěry stavebních jam.

Podkladem pro zhotovení projektu monitoringu nám byla klientem dodaná předpokládaná poklesová kotlina a podrobná dokumentace povrchové zástavby a jejího stavebně-technického stavu v okolí ražeb. Charakter poklesové kotliny je závislý hlavně na geologickém prostředí, výšce nadloží, průměru tunelu a na způsobu provádění tunelu. Zde bychom rádi upozornili na obtíže, které provázely geologický průzkum. Průzkumné vrtání v Indii má svá specifika a ve srovnání s našimi poměry znatelně horší kvalitu. Vrtá se bezjádřově a v pravidelných intervalech (obvykle 1,5 m) se provádí standardní penetrační zkouška, kdy se do dna vrtu úderu beranu zaráží kovový odběrný válec. Geologický popis se dělá na základě tohoto zcela porušeného vzorku a mechanické vlastnosti se odvozují z počtu úderů potřebných k zaražení soutyčí o 30 cm. Na základě takto provedeného průzkumu byla hranice skalního podkladu stanovena podle našeho názoru v nereálných hloubkách. K serióznímu posouzení a stanovení vlastností zvětralých hornin by bylo třeba jádrového vrtání s dvojitou jádrovnicí. V prostředí místních dodavatelů však toto není možné. Z toho důvodu a také proto, že technologie EPBS patří mezi metody, které minimalizují deformace na povrchu terénu, lze očekávat, že poklesová kotlina byla stanovena velmi konzervativně a rozsah monitoringu podle požadavků klienta je vzhledem k použité technologii ražby dosti masivní.

INTRODUCTION

Chennai is the capital of Tamil Nadu, a region renowned for its cultural heritage and numerous historic monuments. Chennai is the largest commercial and industrial centre in southern India. This fact places demands on the expansion of the comprehensive infrastructure including the underground railway for daily transport of people. The metro in Chennai is really the most important means of transport, serving the population of about 5 million. Its expansion and extension is indispensable for the continuing development of the city and the entire surrounding region.

The monitoring design which we wish to acquaint you with covers the construction of about 3.7 km of running tunnels of the underground railway, including three stations: Nehru Park, Kilpauk Medical College and Pachaiappa's College.

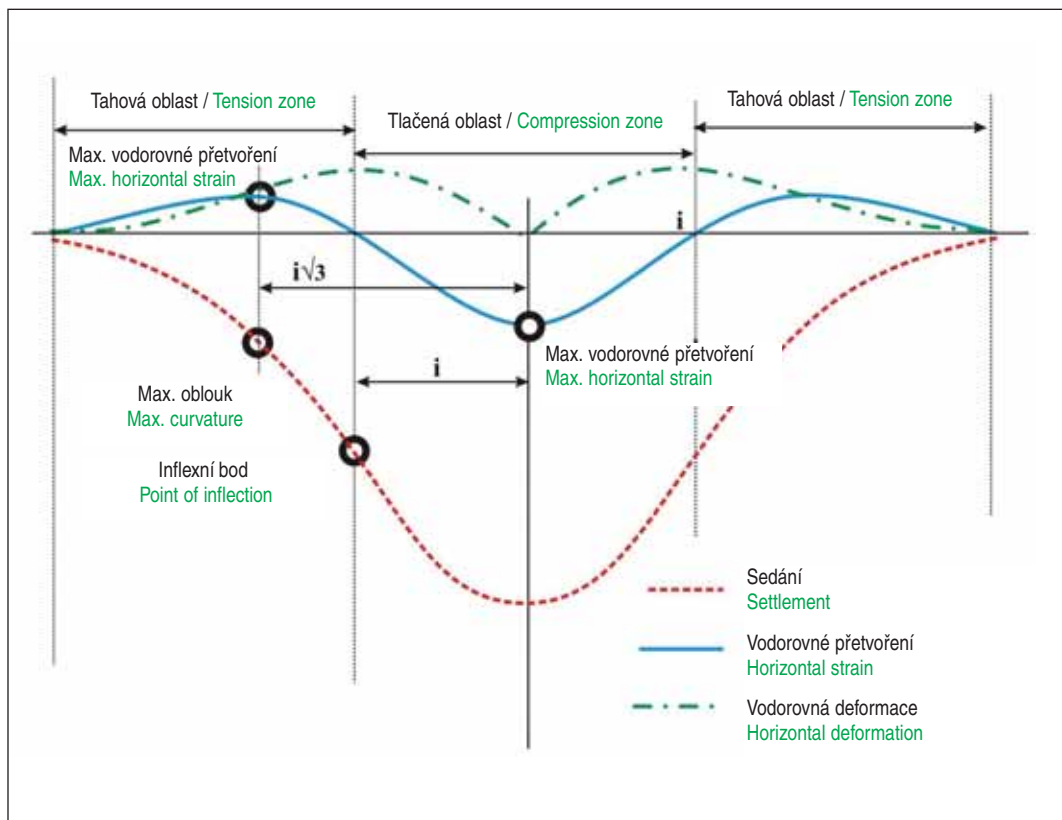
The running tunnels will be of the single-track design and will be driven mechanically using EPBS. The stations will be constructed using specialist foundation cover-and-cut methods, with the excavation divided into stages. The pits for the cover-and-cut stations will be braced by diaphragm walls, with steel braces installed at three levels.

Cross passages between running tunnels and short tunnels at the centre will be driven using the conventional NATM.

MONITORING TASK AND STRATEGY

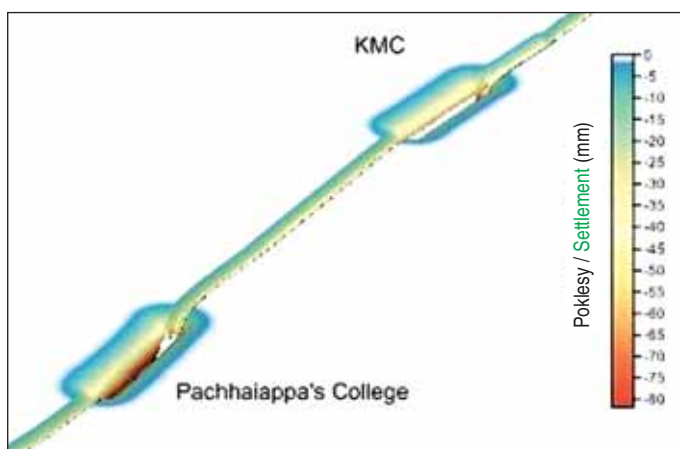
The primary task for the monitoring is to observe deformations of the entire lining-ground mass-ground surface-existing surface buildings system affected by the underground excavation with the objective to ensure a high level of safety and effectiveness of the construction operations. A secondary task for the monitoring comprises important check measurements, e.g. vibrations in surface buildings, measurements of pore pressures and measurements of pressures acting on structures bracing the walls of construction pits.

The source documents for the preparation of the monitoring design which were handed over to us by the client comprised data on the anticipated settlement trough and detailed documents on surface buildings in the vicinity of the underground excavation and their structural-technical conditions. The character of the settlement trough depends first of all on the geological environment, the overburden height, the tunnel diameter and the tunnelling method. In this place we would like to bring forward the difficulties which attended the geological survey. Survey drilling in India has its specifics and, compared with our conditions, its quality is substantially worse. A full-hole drilling system is used, with Standard Penetration Tests conducted at regular intervals of depth (usually of 1.5 m), driving a metal sampling tube into the drillhole bottom by means of a drop hammer. Geological logging is carried out on the basis of these completely disturbed samples, and mechanical properties of ground are derived from the number of hits required for the driving of the string of rods 30 cm deeper. In our opinion, the bedrock border, which was determined on the basis of the survey conducted in this way, was determined to be located at unrealistic



Obr. 1 Teoretický průběh poklesové kotliny
Fig. 1 Theoretical shape of the settlement trough

Předpokládaná poklesová kotlina má podél trasy tunelů průměrnou šířku cca 60 m, v okolí stanic cca 140 m a je ohraničená izolinií na hodnotě sedání 1 mm. Poklesovou kotlinu jsme proložili Gaussovou distribuční křivkou, ze které jsme stanovili důležité hraniční hodnoty (max. sedání, max. vodorovná deformace, tahová oblast, tlaková oblast – obr. 1), na jejichž základě jsou stanoveny varovné stavy. V průběhu stavebních prací budou operativně indikovány odchylky od očekávaných deformací a budou přijímána příslušná opatření. K minimalizaci škod na povrchu vlivem sedání bude během výstavby odčerpávaná voda zpětně přečerpávána do zasakovacích vrtů a odváděna tak zpět do horninového prostředí. Hladina podzemní vody bude trvale sledována a její hladina by neměla klesnout více než o dva metry. Bude tak zabráněno přitížení od poklesu podzemní vody a dalšímu sedání. Průběh předpokládané poklesové kotliny ukazuje obr. 2.



Obr. 2 3D model průběhu poklesové kotliny v trase metra
Fig. 2 3D model of the settlement trough shape along the metro route

depths. Serious assessing and determining of properties of weathered rock would have required core drilling using a double-core barrel. Unfortunately, this is not possible in the environment provided by local contractors. For this reason and also because of the fact that full-face tunnelling by EPBS belongs among methods minimising deformations at the ground surface, it is possible to expect that the settlement trough was determined in a very conservative way and the monitoring extent required by the client is quite massive taking into consideration the excavation technology used.

The anticipated settlement trough along the tunnel alignment is about 60 m wide on average, about 140 m in the surroundings of stations. It is bordered by an isoline for settlement value of 1 mm. We interlaid

the settlement trough with a Gaussian distribution curve and determined important border values from it (maximum settlement, maximum horizontal deformation, the tension area, the compression area – see Fig. 1), on the basis of which the warning states are determined. Deviations from the anticipated values will be operatively indicated during the course of the construction work and relevant measures will be adopted. To minimise damages on the ground surface, ground water pumped during the course of the construction will be pumped over to infiltration wells and returned back to the ground environment. Water table will be continually monitored. Its level should not drop more than by two metres. In this way the surcharge loading due to the decline of water table and subsequent settlement will be prevented. The shape of the anticipated settlement trough is shown in Fig. 2.

MONITORING INSTRUMENTATION

The monitoring design can be divided into two partial units:

- Monitoring over tunnels and metro stations*
- Monitoring over existing surface buildings*

The main tool of the monitoring over the metro route is formed by the total of 104 profiles in which individual measurement systems are combined. The profiles are distinguished with respect to the method and numbers of measurement systems; they are denoted as A, A1, B, C, D, E and F. Profiles denoted A-C are instrumented specially for the purpose of monitoring of cover-and-cut metro stations. Profiles D-F are designed for the monitoring of running tunnels.

The profiles are situated approximately every 35 m in planes perpendicular to the route centre line. They are designed taking into consideration the existing buildings so that they extend to the closest adjacent streets, thus allowing the measurement throughout the predicted settlement trough width.

INSTRUMENTACE MONITORINGU

Návrh monitoringu lze rozdělit do dvou dílčích celků:

Monitoring tunelů a stanice metra

Monitoring objektů povrchové zástavby

Hlavním nástrojem monitoringu trasy metra je celkem 104 profilů, ve kterých jsou sdruženy jednotlivé měřicí systémy. Profily se rozlišují podle způsobu a množství měřicích systémů a jsou označeny A, A1, B, C, D, E a F. Profily s označením A–C jsou speciálně vystrojené pro monitoring hloubených stanic metra. Profily D–F jsou navrženy pro sledování traťových tunelů.

Profily jsou situovány po cca 35 m v rovině kolmé k ose trasy a jsou navrženy s ohledem na stávající zástavbu do nejbližších přílehlých ulic tak, aby bylo možné proměřovat poklesovou kotlinu v celé její prognózované šířce.

Instrumentace v jednotlivých profilech hloubených stanic sestává z následujících měřicích systémů:

A – 2bodový nivelační profil + dynamometry ve třech úrovních rozpěr

A1 – 2bodový nivelační profil + inklinometr v pažící konstrukci + dynamometry ve třech úrovních rozpěr

B – 16bodový nivelační profil + inklinometr v pažící konstrukci + jednostupňový piezometr + dynamometry ve třech úrovních rozpěr

C – 20bodový nivelační profil + inklinometr v pažící konstrukci + 2x inkliho/extenzometrické vrty + 2x třístupňové piezometrické vrty + dynamometry ve třech úrovních rozpěr

Měřicí prvky jsou osazeny symetricky po obou stranách stavební jámy.

Nad traťovými tunely a propojkami budou zhotoveny měřicí profily:

D – 5bodový nivelační profil

E – 13bodový nivelační profil + jednostupňový extenzometr v ose tunelových tubusů

F – 15bodový nivelační profil + 3x inkliho/extenzovrt + 2x třístupňový extenzometr v ose tunelových tubusů + 2 jednostupňové piezometrické vrty

Mimo měřické profily bude navíc měřena konvergence v tunelových propojkách a v traťových tunelech v místě křížení tunelu s propojkami. Propojky budou raženy NRTM, a proto bude měření konvergence prováděno ve 4 profilech jako součást technologie NRTM. Jako kontrolní měření stability traťových tunelů bude sloužit konvergenční měření ve dvou profilech před a za propojkou v obou tunelových tubusech. Na obrázku 3 a 4 je osazení inklinometrického vrtu a následné odečítání naměřených hodnot.

Celkový objem projektované instrumentace je následující:

Nivelační body na terénu	745 bodů
Měření pórových tlaků	40 piezometrů (měření v 1–3 úrovních)
Tyčový extenzometr	50 extenzometrických vrtů (3stupňové)
Kombinovaná inkliho/extenzometrie	55 vrtů (2stupňová extenzometrie)
Inklinometrie	30 inklinometrů v podzemních stěnách

Objekty povrchové zástavby

Do monitorovacího systému byly primárně zařazeny budovy situované uvnitř poklesové kotliny a ty, které protíná izolinní sedání na hodnotě 1 mm. Zástavba v dotčené oblasti je značně rozmanitá. Nachází se zde na jedné straně moderní budovy



Obr. 3 Montáž inklinometrické pažnice ve vrtu

Fig. 3 Installation of the inclinometer casing in a borehole

The instrumentation sets for individual profiles of cover-and-cut stations consist of the following measurement systems:

A – 2-point levelling survey profile + tension dynamometers at three bracing levels

A1 – 2-point levelling survey profile + inclinometer in the bracing structure + tension dynamometers at three bracing levels

B – 16-point levelling survey profile + inclinometer in the bracing structure + single-stage piezometer + tension dynamometers at three bracing levels

C – 20-point levelling survey profile + inclinometer in the bracing structure + 2x inclinometer / extensometer borehole + 2x three-stage piezometer boreholes + tension dynamometers at three bracing levels

The measurement elements are installed symmetrically on both sides of the construction pit.

The following measurement profiles will be installed above running tunnels and cross passages:

D – 5-point levelling survey profile

E – 13-point levelling survey profile + single-stage extensometer on the centre line of tunnel tubes

F – 15-point levelling survey profile + 3x inclinometer / extensometer borehole + 2x three-stage extensometer on the centre line of tunnel tubes + 2x single-stage piezometer boreholes

In addition to the measurement profiles, convergences will be measured in cross passages and in running tunnels at the intersections between running tunnels and cross passages. Cross passages will be driven using the NATM. The convergence measurements will therefore be conducted at 4 profiles as parts of the NATM technique. Convergence measurements at two profiles,



Obr. 4 Inklinometrické měření v konstrukci podzemní železobetonové stěny
Fig. 4 Inclinometer measurement in a reinforced concrete diaphragm wall structure

hotelů a bytových domů a rozsáhlé univerzitní kampusy, na druhé straně primitivní a v nejrůznějším stavu se nacházející obydlí zdejší chudiny (obr. 5). Po provedení pasportizací místním dodavatelem byl konečný rozsah monitoringu stanoven na jednání s klientem. Celkový počet sledovaných objektů bude v průběhu ražeb 149. U těchto staveb bude prováděno:

- nivelační měření
- měření náklonů výškových budov (tiltmetr a trigonometrie)
- měření dilatace trhlin (dilatometrie)
- vodorovná deformace nosných obvodových konstrukcí (pásmová extenzometre)
- měření vibrací v budovách

Každá budova je instrumentována individuálně podle počtu podlaží, konstrukčního řešení a polohy objektu na poklesové kotlině. U všech budov bude periodicky proměřované sedání po obvodu budovy metodou přesné nivelace se zřetelem na nerovnoměrné sedání, které způsobuje vývoj smykových trhlin v konstrukci. U všech budov bude měřen bodový náklon příložnými tiltmetry. U výškových budov bude toto měření rozšířeno na měření náklonů přesnou trigonometrií. Jeden bod bude umístěn na budově 1 m nad terénem a druhý ve 2/3 výšky budovy, nebo na horním okraji fasády. U rozsáhlých a nepříznivě umístěných budov bude prováděno měření vodorovné deformace obvodových nosných konstrukcí pásmovým extenzometrem. Stávající trhliny na nosných konstrukcích starších budov budou osazeny dilatometry (crack meters) a bude sledován případný vývoj dilatace na těchto trhlínách. Příklad instrumentace ukazuje obr. 6.

in front and behind the cross passage in both tunnel tubes, will serve as check measurements of the stability of running tunnels. The installation of an inclinometer borehole and the subsequent reading of measured values are presented in Figures 3 and 4.

The overall amount of the designed instrumentation is as follows:

Levelling points on the surface	745 points
Pore pressure measurements	40 piezometers (measuring at 1-3 levels)
Rod-type extensometer	50 extensometer boreholes (3-stage)
Combined inclino/extensometry	55 boreholes (2-stage extensometry)
Inclinometry	30 inclinometers in diaphragm walls

Existing surface buildings

Buildings located inside the settlement trough and buildings intersected by the isoline for settlement value of 1 mm were primarily incorporated into the monitoring system. The development in the area of operations is very chequered. On the one hand, there are modern buildings of hotels and blocks of flats and large university campuses there; on the other hand, there are primitive dwellings of local poor people in various states there (see Fig. 5). After the condition survey had been completed by a local contractor, the final extent of the monitoring was determined in discussions with the client. The total number of buildings will amount to 149 during the course of the underground excavations. The monitoring of these buildings will consist of:

- levelling survey
- measurement of inclination of high-rise buildings (tiltmeters and trigonometric survey)
- measurement of expansion of cracks (dilatometers)
- measurement of horizontal deformation of structural enclosing walls (tape extensometers)
- measurement of vibrations inside buildings

Each building is instrumented individually, depending on the number of floors, the structural design and position of the building within the settlement trough. The settlement of each building will be periodically measured around the building circumference using the precise levelling technique, taking



Obr. 5 Různorodost objektů povrchové zástavby
Fig. 5 Variability of existing surface buildings



Obr. 6 Příklad instrumentace objektů povrchové zástavby
Fig. 6 An example of the instrumentation of existing surface buildings

Celkový objem instrumentace objektů povrchové zástavby je následující:

Nivelační body na budovách	1 788 měřických bodů
Měření dilatace trhlin	3 570 deformetrů
Náklonoměry	331 kusů
Pásmová extenzometrie	101 profilů
3D trigonometrie	394 měřických bodů

ZÁVĚR

Už ze zadání, které jsme obdrželi pro vypracování realizačního projektu geotechnického monitoringu, bylo zřejmé, že geotechnický monitoring, bezpečnost, efektivita výstavby a řízení rizik patří mezi priority klienta. Monitoring v zadávací dokumentaci byl doslova „předimenzovaný“, to se týká např. množství nivelačních bodů na objektech. Bylo požadováno osazení těchto bodů po 5 m po obvodu budovy, neúměrné množství náklonoměrných stanovišť nebo konvergenční měření túbinků v tunelových tubusech ražených EPBS. Jako i v jiných oborech lidské činnosti i u geotechnického monitoringu platí, že někdy méně znamená více. Sledování objektů zástavby jsme redukovali na základě průběhu analyzované poklesové kotliny a konvergenční profily v tubusech omezili pouze na profily v blízkosti tunelových propojek. Realizační projekt, který jsme vydali a na který jsme podle britských standardů dostali certifikát, považujeme za optimální. V současné době probíhají práce na stanici Nehru Park. Železobetonové podzemní stěny jsou dokončené a nyní se jáma odtěžuje a instalují se ocelové vzpěry v první etáži. V souvislosti s těmito pracemi byl zahájen geotechnický monitoring podle prováděcího projektu. Po nultém měření pracovníci monitoringu provádějí etapová měření na jednotlivých měřicích systémech. Na žádném systému měření nebyla prozatím naměřena změna, a proto jsme do článku žádné výsledky měření neuváděli. Doufáme, že budeme mít možnost výsledky měření prezentovat v nějakém z dalších čísel časopisu Tunel po dokončení stavebních prací metra v Chennai.

ING. IGOR ZEMANEK, igor.zemanek@mottmac.com,
MGR. ONDŘEJ ZAHRADNÍK,
ondrej.zahradnik@mottmac.com,
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o.

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

into consideration differential settlement which causes the development of cracks in the structure. The inclination was measured on all buildings with external tiltmeters. This measurement will be expanded in the case of high-rise buildings, adding the measurement of tilting by precise levelling. One point will be installed on the building at the height of 1 m above the ground surface and the other at 2/3 of the building height or at the top of the façade. Tape extensometers will be used in the cases of large and unfavourably positioned buildings for measurements of horizontal deformations of enclosing walls. Crack meters will be installed on existing cracks in structural walls of older buildings and the contingent development of expansion of cracks will be followed. An example of the instrumentation is presented in Fig. 6.

The overall amount of instrumentation of existing surface buildings is as follows:

levelling survey points on buildings	1788 measurement points
measurement of expansion of cracks	3570 deformeters
tiltmeters	331 pieces
tape extensometer measurements	101 profiles
3D trigonometry	394 measurement points

CONCLUSION

It was obvious already from the task we received for the development of the detailed design of geotechnical monitoring that the geotechnical monitoring, safety and efficiency of the construction as well as the risk management belonged among client's priorities. The monitoring specified in the tender documents was "literally" oversized as far as, for example, the number of levelling survey points on buildings is concerned. The design required these points to be installed every 5 m around the building circumference, an inadequate number of inclinometer stations or convergence measurements of segmental lining rings in the EPBS-driven tunnel tubes. It applies to geotechnical monitoring in the same way as to other fields of human activities that sometimes less means more. We reduced the extent of monitoring over existing buildings on the basis of the shape of the settlement trough being analysed, and restricted the convergence measurement profiles only to the profiles located in the vicinity of cross passages. We consider the detailed design issued by us, for which we received a certificate to British standards, to be optimal. Currently the work on the Nehru Park station is underway. Reinforced concrete diaphragm walls have been completed and now the pit is being excavated and steel braces are being installed at the first stage. The geotechnical monitoring commenced in the context of these activities, following the detailed design. After zero measurements, the monitoring personnel are conducting staged measurements on individual measurement systems. No change has been found by the measurements on any of the measurement systems. This is why we mentioned no measurement results in this paper. We hope that we will be allowed to present measurement results in one of the future issues of TUNEL journal after the construction work on the Chennai metro is finished.

ING. IGOR ZEMANEK, igor.zemanek@mottmac.com,
MGR. ONDŘEJ ZAHRADNÍK,
ondrej.zahradnik@mottmac.com,
MOTT MACDONALD CZ, spol. s r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Archiv firmy Mott MacDonald

VPLYV KLIMATICKÝCH CHARAKTERISTÍK SLOVENSKA NA DIMENZOVANIE VOZOVIEK V TUNELOCH

IMPACT OF CLIMATE CHARACTERISTICS OF SLOVAKIA ON DIMENSIONING OF ROADS IN TUNNELS

MARTIN DECKÝ, LUCIA HRONCOVÁ, JOZEF VANGEL

1 ÚVOD

Klimatické podmienky sú popri dopravnom zatažení jedným zo stálych vonkajších faktorov, ktoré nepriaznivo ovplyvňujú fyzikálno-mechanické vlastnosti jednotlivých konštrukčných vrstiev vozoviek. V konečnom dôsledku tieto účinky a im zodpovedajúce zmeny významnou mierou ovplyvňujú povrchové vlastnosti vozoviek, ktoré sú z aspektu ich užívateľov rozhodujúcim faktorom bezpečnosti cestnej dopravy. Podľa významného slovenského klimatológa prof. Lapina sa dopravné staviteľstvo musí adaptovať na zmenené klimatické podmienky zlepšeným technickým riešením dopravných stavieb. Z dôvodu predmetnej adaptácie je tiež potrebné objektivizovať relevantné klimatické charakteristiky ovplyvňujúce zmenu premenných parametrov vozoviek pozemných komunikácií.

V príspevku je hlavná pozornosť venovaná klimatickým charakteristikám vstupujúcim do návrhu cementobetónových vozoviek.

2 VOZOVKY V TUNELOCH

Technické podmienky TP 11/2011 *Protipožiarna bezpečnosť cestných tunelov*, MDVa RR z roku 2011 vo vzťahu k vozovkám v tuneloch uvádzajú:

- na konštrukcie vozovky, nosné konštrukcie, požiarne deliace konštrukcie, steny a stropy v tuneli a priečne prepojenia

Tab. 1 Porovnanie pôvodného systému klasifikácie horľavosti stavebných materiálov a európskeho systému klasifikácie stavebných výrobkov reakcie na oheň

Table 1 Comparison of the original system of classification of flammability of building materials and the European system of classification of construction products reaction to the fire

Stupeň horľavosti podľa STN 73 0861, STN 73 0862 Degree of flammability according to STN 73 0861, STN 73 0862	Klasifikácia podľa STN EN 13501-1:2010 Classification according to STN EN 13501-1:2010	Rozdelenie výrobkov podľa vyhlášky 94/2004 Z. z. Distribution of products according to decree 94/2004 Z. z.
A nehorľavé non-flammable	A1 A2 s1,d0	nehorľavé non-flammable
B neľahko horľavé not easily flammable	ostatné A2, B other A2, B	horľavé flammable
C1 ťažko horľavé hardly flammable	C	
C2 stredne horľavé moderately flammable	D, E	
C3 ľahko horľavé easily flammable	F	

1 INTRODUCTION

Apart from traffic load, climatic conditions are one of the constant external factors with adverse effects on physical and mechanical properties of different structural layers in roadway. Ultimately, these effects and corresponding changes significantly affect surface characteristics of roadways, which is the critical factor of road safety as regards road users. According to the significant Slovak climatologist Professor Lapin, road engineering should get adapted to modified climatic conditions by improved technical design of transport constructions. In the light of this adaptation, it is also necessary to objectify relevant climatic characteristics that affect the change in variable parameters of road pavements.

The main attention in this paper is paid to the climatic characteristics that affect design of cement-concrete pavements.

2 PAVEMENTS WITHIN THE TUNNEL

Technical specifications TP 11/2011 *Fire safety in road tunnels* in relation to the state of pavements in tunnels:

- construction of the road, supporting constructions, fire separating constrictions, walls and ceilings in the tunnel and cross-links can be used only for construction products and elements of fire reaction class A1,
- the construction of the walk way in the tunnel layers, man-hole shafts on construction of sidewalks and the construction of roads and trails in the cross links forming separate zones can be used only for construction products and elements of fire reaction class A1_{fl}, A2_{fl-s1} or B_{fl-s1}.

The standard STN EN 13501-1 [1] introduced instead of the flammability the reaction to fire. Reaction to the fire does not apply to construction materials, but to construction products. Comparison of the original National Fire classification of products and the European reaction to the fire classification is according to National Annex NA – STN EN 13501-1: 2010 listed in Table 1 [2].

Standard STN EN 13501-1:2010 specifies the concerted action to classification of construction products reaction to the fire. Based on the above, the client in Slovakia currently requires that the road toll tunnels were made solely as concrete pavements (CP) – Fig. 1 and 2.

Abroad, situation is not that evident as in SR, in tunnels are building not only concrete (Fig. 3 and 4), but also asphalt pavement (Table 2).

In [3] it is indicated that Austrian rule since 2001 requires for new tunnels longer than 1 km establishment of C roads. Recently was recorded a significant expansion of concrete pavements in ČR. In general, the most important advantages of concrete roads are: long lifetime, resistance to pavement deformation, long maintenance cost, while driving in rain and at night is glazing and allows better orientation, the surface brightness, flame resistance. The material EAPA (European Asphalt Pavement Association) shows the application of asphalt pavements in tunnels according the Table 2 [4].



Obr. 1 Pohľady na CB vozovky – vľavo tunel Sitina na D2 (Ing. Dušan Todák), vpravo výjazd z tunela Horelica na trase D3 (<http://dialnice.szm.com/tunnels/Horelica.htm>, 22. 3. 2012)

Fig. 1 Views of CP: left – the tunnel Sitina D2 (Ing. Dušan Todák), right – the exit from Horelica tunnel on highway D3 (<http://dialnice.szm.com/tunnels/Horelica.htm>, 22. 3. 2012)

sa môžu použiť iba stavebné výrobky a prvky s triedou reakcie na oheň A1,

- na konštrukcie pochôdznej vrstvy chodníkov v tuneli, na konštrukcie poklopov šachiet v chodníkoch a na konštrukcie vozovky a chodníkov v priečných prepojeniach tvoriacich samostatné požiarne úseky sa môžu použiť iba stavebné výrobky a prvky s triedou reakcie na oheň A1_{fl}, A2_{fl}-s1 alebo B_{fl}-s1.

Norma STN EN 13501-1 [1], zaviedla namiesto horľavosti triedu reakcie na oheň. Reakcia na oheň sa nevzťahuje na stavebné materiály, ale na stavebné výrobky.

The requirements for road tunnels can be reflected in the following functional requirements for the road:

- slip resistance (safety),
- safe use in emergencies (security),
- visibility / color / glare (security / energy),
- longitudinal and transverse roughness (ride comfort),
- reduction of noise emissions (ride comfort),
- road construction – maintenance (economic efficiency),
- resistance (sustainability).



Obr. 2 Pohľady na CB vozovky na diaľnici D1 v tuneloch Bôrik (Ing. Ján Filipovský) a Branisko (http://www.railweb.sk/Foto/Foto_bran.html, 20. 3. 2012)

Fig. 2 Views on CP in tunnels Bôrik (Ing. Ján Filipovský) and Branisko (http://www.railweb.sk/Foto/Foto_bran.html, 20. 3. 2012) on highway D1



Obr. 3 Tunely Cointe (<http://minel-schreder.rs/en/applications/grouppreferences.html>, 20. 3. 2012) a Kinkempois (<http://www.ori.be/fr/projets/tunnel-de-kinkempois>, 20. 3. 2012) v Belgicku na E25-E40 v Liege s použitím CB vozovky

Fig. 3 Tunnels in Belgium with CP pavements: left – tunnel Cointe (<http://minel-schreder.rs/en/applications/grouppreferences.html>, 20. 3. 2012), right – tunnel Kinkempois (<http://www.ori.be/fr/projets/tunnelde-kinkempois>, 20. 3. 2012) on E25-E40 in Liege





Obr. 4 Klimkovice (<http://www.dopravniinfo.cz/ridici-centrum-tunelu-klimkovice>, 23. 3. 2012) na D1, Panenská (<http://www.valbek.cz/cs/reference/tunely>, 20. 3. 2012) na D8

Fig. 4 Tunnels in ČR with CP: left – Klimkovice (<http://www.dopravniinfo.cz/ridici-centrum-tunelu-klimkovice>, 23.3.2012), right – tunnel Panenská on D8

Tab. 2 Příklady európskych cestných tunelov s asfaltovými vozovkami
Table 2 Examples of the tunnels constructed with asphalt pavements

Krajina – tunel Country – tunnel	Základné informácie Basic information	Pohľady na vozovky v tuneloch Photo of tunnel pavement
Nórsko Norway Lærdalstunnellen	Najdlhší cestný tunel na svete, cesta Rv 50, dĺžka 24510 m, obrusná vrstva asfaltový betón AC. World's longest Road Tunnel, road Rv 50, length 24510 m, the surface layer AC. (http://www.skurkeklubbenmc.com/Images/Aidensfield-04.html , 22. 3. 2012)	
Švajčiarsko Switzerland Gotthard-Strassentunnel	S dĺžkou 16 918 m v poradí 3. najdlhší cestný tunel sveta nachádzajúci sa na A2 spája mestá Lucern a Lugano. The St. Gotthard Tunnel on A2 highway connecting the city Luzern and Lugano, length of 16 918m, the third longest road tunnel in the world. (http://de.wikipedia.org/wiki/Gotthard-Strassentunnel , 5. 4. 2012)	
Francúzsko /Taliansko France/Italy The Mont Blanc Tunnel	11 161 m dlhý Tunel Mont Blanc spájajúci francúzske mesto Chamonix s talianskym údolím d'Aosta. The Mont Blanc Tunnel long 11 611 m is a road tunnel in the Alps under the Mont Blanc mountain, linking Chamonix, Haute-Savoie, France and Courmayeur, Aosta Valley, Italy. (http://www.cerezforum.com/dunya-tarihi/64722-mont-blanc-tuneli.html , 5. 4. 2012)	
Nizozemsko Netherlands Westerschelde tunnel	Cesta N62, najdlhší tunel v Holandsku, dĺ. 6 600 m. Road N62, the longest tunnel for highway traffic in The Netherlands, length 6 600 m. (http://vervoersplanoloog.blogspot.com/2011/11/de-westerschelde-tunnel-een-succesvol.html , 23. 3. 2012)	
Španielsko Spain The Viella tunnel	Cestný Tunel de Viella v severozápadnom Katalánsku, cesta N-230, dĺžka 5 240 m. Túnel de Viella, road tunnel in north-west Catalonia, road N-230 2 parallel tunnels, length of 5 240 m. (http://www.panoramio.com/photo/9737046 , 23. 3. 2012)	

<p>Dánsko/ Švédsko Denmark/Sweden</p> <p>Öresund tunnel</p>	<p>Obrusná vrstva – asfaltový koberec mastixový, SMA O 16, hr. 30–35 mm, dĺžka 3 150 m. Wearing course – SMA 16, thickness 30–35 mm, length 3 510 m [4] (Ing. Ján Filipovský)</p>	
<p>Francúzsko France</p> <p>Toulon tunnel</p>	<p>Spája diaľnice A 57 a A50, dĺžka 3,2 km, šírka 7 m. Obrusná vrstva z „bieleho“ asfaltového betónu hr. 30 mm, obrázok prevzatý z [4]. The Toulon Tunnel between motorway A 57 and A 50). The length is 3.2 km, 7 m wide. The wearing course is a 30 mm thick white thin asphalt concrete.</p>	
<p>Veľká Británia United Kingdom</p> <p>Dartford tunel</p>	<p>Dartford tunel, východný Londýn pod Temžou, spája Kent a Essex, cesty M25 a A282, SMA O 14, PMB, dĺžka 1 600 m [4]. Dartford tunnel, east of London under Thames, between Kent and Essex, roads M25 and A282, SMA O 14, PMB, length approximately 1 mile [4].</p>	
<p>Poľsko Poland</p> <p>Tunnel Wisłostrady</p>	<p>Tunel Wisłostrady, length 700 m, obrusná vrstva AC O 16, PMB 25/55–63, 50 mm [4]. / Wisłostrada tunnel, length 700 m, wearing course: 5cm asphalt concrete AC 16, PMB 25/55-63 [4]</p>	

Porovnanie pôvodného národného systému klasifikácie požiarnej charakteristik výrobkov a európskeho systému klasifikácie reakcie na oheň je podľa národnej prílohy NA – STN EN 13501-1: 2010 uvedené v tab. 1 [2].

Norma STN EN 13501-1:2010 určuje zosúladený postup klasifikácie reakcie stavebných výrobkov na oheň. Na základe vyššie uvedených skutočností v súčasnosti objednávateľ na Slovensku požaduje, aby vozovky diaľničných tunelov boli výhradne realizované ako cementobetónové (CB) vozovky – obr. 1 a 2.

V zahraničí nie je situácia taká jednoznačná ako v SR, v tuneloch sa budujú cementobetónové (obr. 3 a 4) vozovky, ako aj asfaltové vozovky (tab. 2).

V [3] je uvedené, že rakúsky predpis z roku 2001 požaduje pre nové tunely dlhšie ako 1 km zriadenie CB vozovky. V poslednom období významný rozmach zaznamenávajú cementobetónové vozovky aj v ČR, na obr. 4 sú prezentované pohľady na tunely s CB vozovkou.

Vo všeobecnosti najvýznamnejšími výhodami CB vozoviek sú: dlhá životnosť, odolnosť proti trvalým deformáciám, nízke náklady na údržbu, pri jazde za dažďa a v noci sa nelesknú, lepšia orientácia, svetlosť povrchu, nehorľavosť. V materiáli EAPA (European Asphalt Pavement Association) sa uvádzajú aplikácie asfaltových vozoviek v tuneloch podľa tab. 2 [4].

Požiadavky na vozovky v tuneloch môžu byť premietnuté do nasledujúcich funkčných vlastností:

- odolnosť proti šmyku (bezpečnosť),
- použiteľnosť pri haváriách (bezpečnosť),
- viditeľnosť / farba / odraz svetla (bezpečnosť / energie),
- pozdĺžne a priečne nerovnosti (pohodlie jazdy),
- redukcia hlukových emisií (pohodlie jazdy),
- cestné práce – údržba (ekonomická efektívnosť),
- odolnosť (trvalá udržateľnosť).

3 CLIMATE CHARACTERISTICS USED IN DESIGN OF ROAD CONSTRUCTIONS

For the purpose of road engineering, thermal characteristics of Slovakia are usually defined by the following variables:

- Average daily air temperature;
- Average annual temperature.

The characteristics below are obtained from evaluation of air temperature measurements. According to international conventions, this temperature is measured at 2.0 m above the ground and daily at 7 AM, 2 PM and 9 PM. In Slovakia, these measurements are carried out by the Slovak Hydrometeorological Institute on a regular basis. For practical reasons, changes in daily temperatures are expressed as *average daily temperature* calculated from the following relationship:

$$T_s = (T_7 + T_{14} + 2 \cdot T_{21})/4 \quad (1)$$

where index 7, 14 and 21 is the time when the air temperature T was measured. *Average annual air temperature* T_m is expressed by the following relationship:

$$T_m = \sum_{i=1}^{365} T_{s,i} / 365 \quad (2)$$

The T_m design value is determined from long-term measurements of air temperatures and the map of average annual temperature according to STN 73 6114 [5].

Frost index I_m [°C] is determined as the sum of absolute values of consecutive negative average daily temperatures in winter. Frost index for Slovakia in the design of roads frequently used by climate characteristic. In experimental measurements of air temperature freezing index is set by adding the negative of the average daily air temperatures T_s in winter by the following relationship

$$I_m = \left| \sum_{T_s} T_s \right| \quad (3)$$

3 KLIMATICKÉ CHARAKTERISTIKY POUŽÍVANÉ PRI NAVRHOVANÍ VOZOVIEK

Pri navrhovaní vozoviek sa v podmienkach SR používajú tieto klimatické charakteristiky:

- priemerná ročná teplota – návrh CB vozoviek,
- index mrazu – návrh asfaltových aj CB vozoviek.

Uvedené charakteristiky sa získavajú vyhodnotením meraní teplôt vzduchu. Podľa medzinárodných konvencií sa táto teplota meria vo výške 2 m nad terénom a to o 7:00, 14:00 a 21:00 h. počas dňa. Pre potreby Slovenska tieto merania pravidelne vykonáva Slovenský hydrometeorologický ústav. Pre praktické účely sa zmeny denných teplôt vyjadrujú **priemernou dennou teplotou** T_s [°C], ktorá sa vypočíta zo vzťahu

$$T_s = (T_7 + T_{14} + 2 \cdot T_{21})/4 \quad (1)$$

kde index 7, 14 a 21 je čas, v ktorom sa meria teplota vzduchu T . **Priemerná ročná teplota vzduchu** T_m [°C] sa vyjadruje vzťahom:

$$T_m = \sum_{i=1}^{365} T_{s,i} / 365 \quad (2)$$

Návrhová hodnota T_m sa stanovuje z dlhodobých meraní teplôt vzduchu a pre potreby cestného staviteľstva sa používa mapa priemerných ročných teplôt podľa STN 73 6114 [5].

Index mrazu I_m [°C] sa stanovuje ako súčet absolútnych hodnôt po sebe nasledujúcich záporných priemerných denných teplôt v zimnom období. Index mrazu je na Slovensku v oblasti navrhovania vozoviek najčastejšie používaná klimatická charakteristika. Pri experimentálnom meraní teplôt vzduchu sa index mrazu stanovuje sčítaním záporných priemerných denných teplôt vzduchu T_s v zimnom období podľa nasledujúceho vzťahu.

$$I_m = \left| \sum_{t_z} T_s \right| \quad (3)$$

4 NAVRHOVANIE VOZOVIEK POZEMNÝCH KOMUNIKÁCIÍ

Pri navrhovaní vozoviek pozemných komunikácií v SR sú rozhodujúce kodifikované ustanovenia uvedené v **cestnom zákone** č. 135/1961 Zb., kde sa uvádza, že **navrhovanie pozemných komunikácií sa vykonáva podľa platných slovenských technických noriem, technických predpisov a objektívne zistených výsledkov výskumu a vývoja pre cestnú infraštruktúru**. V súčasnosti pre oblasť navrhovania a posudzovania vozoviek platia nasledujúce základné normy a predpisy:

- STN 73 6114 Vozovky pozemných komunikácií. Základné ustanovenia pre navrhovanie, 1997 [5],
- STN 73 6133 Stavba ciest. Teleso pozemných komunikácií. Bratislava: SÚTN 2010,
- TP 3/2009 Navrhovanie netuhých a polotuhých vozoviek, Ministerstvo dopravy pôšt a telekomunikácií (MDPaT) SR, 2009,
- TS 0803 Navrhovanie cementobetónových vozoviek na pozemných komunikáciách. Technická smernica, MDPaT SR, 2003 [6],
- STN 73 6123 Stavba vozoviek. Cementobetónové kryty. Bratislava: SÚTN 2010,
- KLAZ 01/2010 Katalógové listy asfaltových zmesí. MDPaT SR.

Ako už bolo uvedené, v súčasnosti sa v slovenských cestných tuneloch navrhujú výhradne CB vozovky. V relevantnom predpise

4 ROAD PAVEMENT STRUCTURE DESIGN

Towards the design of road pavements are critical provisions codified in the law No 135/1961 Zb., which states that **the design of roads is subject to valid Slovak technical standards, technical regulations and objectively determined results of research and development for road infrastructure**. Currently, for the area of pavement design and evaluation the following basic standards and regulations are used:

- STN 73 6114 Pavement of roads. General provisions for design, 1997 [5],
- STN 73 6133 Construction of roads. Parts of road, April 2010,
- TP 3/2009 The design of flexible and semi-rigid pavements, The Ministry of Transport, Posts and Telecommunication SR, 2009,
- TS 0803 Design of concrete pavements on the roads. Technical Directive, MDPaT SR, Bratislava, 2003 [6],
- STN 73 6123 Construction of roads. Concrete pavements, 2010,
- KLAZ 01/2010 Catalogue of asphalt mixtures. MDPaT SR, 2. 11. 2010.

As mentioned above, currently the Slovak road tunnels are mainly designed concrete pavement roads. In dimensioning the relevant regulation should include the following assessment criteria of concrete road design [6]:

- C1 Assessment of pavement protection against frost heave effect,
- C2 Assessment of tensile stress in bending of concrete slab from a single stress $2P=115\text{kN}$ and from a thermal stress,
- C3 Assessment of tensile stress in bending of concrete slab by repeated load $2P=100\text{kN}$ and from a thermal stress.

Due to the scope of described problems in the present article attention is paid only to criteria **C1 Assessment of pavement protection against frost heave effect** (Fig. 6). Road design according to [6] conforms when the heat resistance of structure R_V [$\text{m}^2 \cdot \text{K} \cdot \text{W}^{-1}$] is equal to or greater than the required thermal resistance of $R_{V,p}$ [$\text{m}^2 \cdot \text{K} \cdot \text{W}^{-1}$] determined by the requirement not to allow more freezing earth in the subsoil as permitted. The condition is expressed by the formula

$$R_V \geq R_{V,p} \quad (4)$$

Thermal resistance of the pavement R_V is calculated from the equation

$$R_V = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\lambda_i} \quad (5)$$

where: h_i thickness of layer and road structure [m]
 λ_i calculated value of the coefficient of thermal conductivity of material layers [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$]

The required thermal resistance of the road structure in cases with mild frost heave, normal frost heave and dangerous frost heave of the subsoil is given by the equation

$$R_{V,p} = 0,102 \cdot I_{m,n}^{0,3} - \frac{h_{z,dov}}{\lambda_z} \quad (6)$$

where: $I_{m,n}$ design value of the index at zero frequency for construction n [°C]

$h_{z,dov}$ allowed freezing soil thickness in the subsoil [m]

λ_z thermal soil coefficient (TS 0803 is estimated: sandy soil $\lambda_z=2,18\text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, loam soil; $\lambda_z = 1,93\text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$; clay soil $\lambda_z = 1,68\text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)

Relation (6) is in TP 3/2009 presented in the form of the equation (7), which is considered the coefficient of thermal conductivity material, the index $\lambda_o=2,18\text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$.

$$R_{V,p} = \frac{0,178 \cdot I_{m,n}^{0,3}}{\lambda_o} - \frac{h_{z,dov}}{\lambda_z} \quad (7)$$

sa uvádzajú nasledujúce kritéria posúdenia navrhovanej CB vozovky [6]:

- C1 Posúdenie ochrany vozovky proti účinkom premrzania,
- C2 Posúdenie napätí v ťahu pri ohybe CB dosky od jednorozového zaťaženia $2P=115$ kN a od teplotného namáhania,
- C3 Posúdenie napätí v ťahu pri ohybe CB dosky opakovaným zaťažením $2P=100$ kN a od teplotného namáhania.

Vzhľadom na rozsah opisovanej problematiky je v predkladanom príspevku venovaná pozornosť len kritériu C1 Posúdenie ochrany vozovky proti účinkom premrzania. Návrh vozovky podľa [6] vyhovuje, keď tepelný odpor konštrukcie R_V [$\text{m}^2 \cdot \text{K} \cdot \text{W}^{-1}$] je rovný, alebo väčší ako potrebný tepelný odpor $R_{V,p}$ [$\text{m}^2 \cdot \text{K} \cdot \text{W}^{-1}$] stanovený na základe požiadavky nepripustiť väčšie premrznutie zemín v podloží, ako je dovolené (tab. 3). Podmienka je vyjadrená vzorcom

$$R_V \geq R_{V,p} \quad (4)$$

Tepelný odpor vozovky R_V sa vypočíta z rovnice

$$R_V = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\lambda_i} \quad (5)$$

kde: h_i je hrúbka vrstvy i vozovky [m]
 λ_i výpočtová hodnota súčiniteľa tepelnej vodivosti materiálu vrstvy [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$]

Potrebný tepelný odpor vozovky v prípadoch s mierne namrzavou, namrzavou a nebezpečne namrzavou zeminou v podloží je daný rovnicou

$$R_{V,p} = 0,102 \cdot I_{m,n}^{0,3} - \frac{h_{z,dov}}{\lambda_z} \quad (6)$$

kde: $I_{m,n}$ návrhová hodnota indexu mrazu v mieste stavby pre periodicitu n [$^{\circ}\text{C}$]
 $h_{z,dov}$ dovolená hrúbka zamrznutej zeminy v podloží [m]
 λ_z súčiniteľ tepelnej vodivosti zeminy (TS 0803 uvažuje: piesčitá zemina $\lambda_z=2,18$ $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$,

Tab. 3 Dovoľená hrúbka vrstvy premrznutej zeminy v podloží $h_{z,dov}$ podľa ON 73 6196

Table 3 Allowed freezing soil thickness in the subsoil $h_{z,dov}$ according to ON 73 6196

Vodný režim podložia Ground water regime	Hodnotenie namrzavosti zeminy v podloží Evaluation of freezing soil in the subsoil					
	zemina mierne namrzavá a namrzavá mild freezing soil and freezing soil			zemina nebezpečne namrzavá Dangerously freezing soil		
Skupina dopravného zaťaženia vozovky Level of road load						
	A,B	C,D	E,F	A,B	C,D	E,F
Difúzny / Diffuse	0,75	0,80	0,90	0,70	0,75	0,85
Pendulárny / Pendular	0,70	0,75	0,85	0,60	0,65	0,75
Kapilárny / Capillary	0,60	0,65	0,75	0,50	0,55	0,70

Tab. 4 Identifikačné údaje meteorologických staníc SR (<http://www.shmu.sk>)

Table 4 Identification data of meteorological stations SR SR (<http://www.shmu.sk>)

Stanica Station	NV [m n. m] Altitude [m.s.l.]	Stanica Station	NV [m n.m] Altitude [m.s.l.]
Hurbanovo	115	Košice – letisko / airport	230
Žilina	365	Bratislava – letisko / airport	131
Dolný Hričov	309	Banská Bystrica	427
Trenčín – Biskupice	205	Sliač	314
Poprad	695		

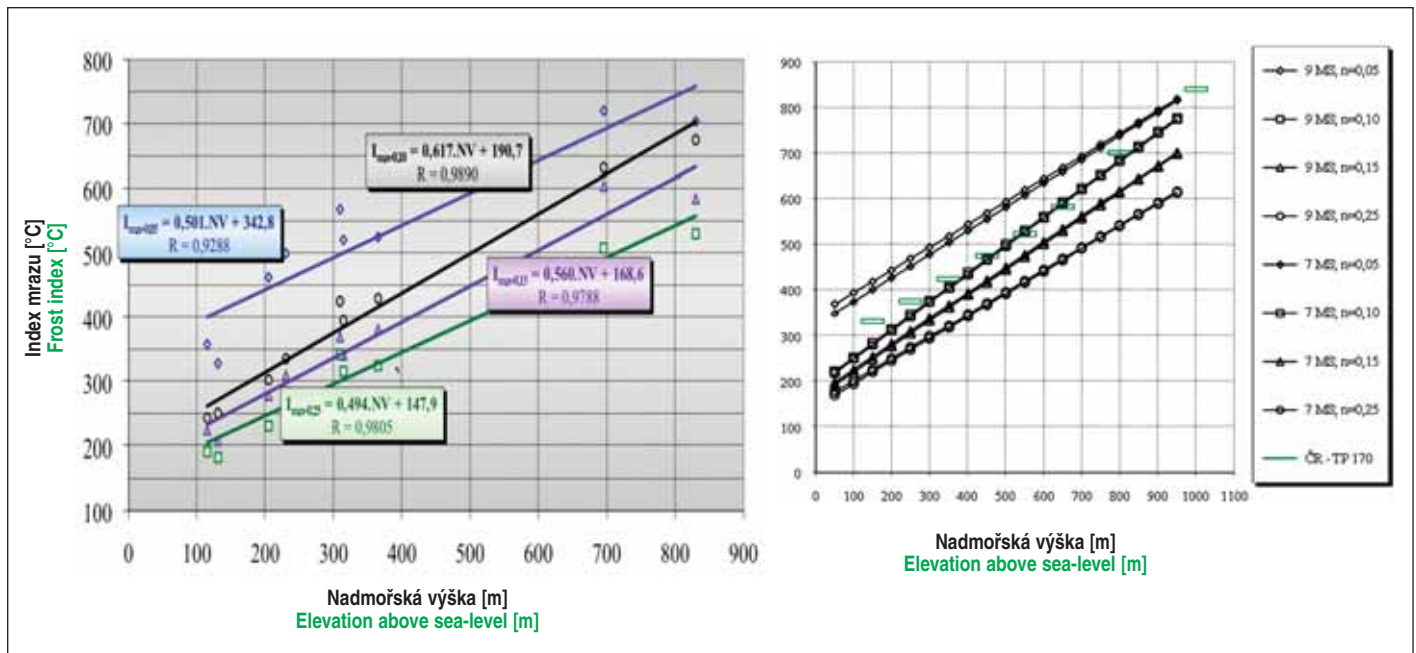
Allowed freezing thickness was originally defined in ON 73 6196, which was replaced in 1994 by ČSN 73 6114. In Slovakia ČSN 73 6114 was replaced in 1997 by STN 73 6114 [5].

5 DEPENDENCE OF FROST INDEXES FROM ABOVE SEA-LEVEL ALTITUDE

The research activities carried out by the authors were statistically evaluated by the average daily temperature of 9 Slovak



Obr. 5 Lokalizácia meteorologických staníc zvýraznená v mape návrhových hodnôt indexu mrazu pre periodicitu $n=0,10$ podľa STN 73 6114 [5]
 Fig. 5 Location of meteorological stations highlighted on the map of frost index values for the periodicity $n=0,10$ according to STN 73 6114 [5]



Obr. 6 Objektivizované korelačné závislosti indexu mrazu od nadmorskej výšky za obdobie 1971 až 2000 [7] a porovnanie korelácie pre n=0,10 s TP 170 [8]
 Fig. 6 Objectified correlation dependence of the frost index from above sea-level for the period from 1971 to 2000 [7] and comparison of correlation for n=0,10 s TP 170 [8]

hlinitá zemina; $\lambda_z = 1,93 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$; ílovitá zemina $\lambda_z = 1,68 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$

Vzťah (6) je v TP 3/2009 prezentovaný v tvare podľa rovnice (7), v ktorej je uvažované so súčiniteľom tepelnej vodivosti vzťažného materiálu $\lambda_o=2,18 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$.

$$R_{v,p} = \frac{0,178 \cdot I_{m,n}^{0,3}}{\lambda_o} - \frac{h_{z,dov}}{\lambda_z} \quad (7)$$

Dovolená hrúbka premrzania bola pôvodne definovaná v ON 73 6196 Ochrana silničných komunikácií pred účinky promrzání podloží, ktorá bola v roku 1994 nahradená ČSN 73 6114. V podmienkach SR bola ČSN 73 6114 v roku 1997 nahradená STN 73 6114 [5].

5 ZÁVISLOSŤ INDEXOV MRAZU OD NADMORSKEJ VÝŠKY

V rámci výskumných aktivít uskutočňovaných na pracovisku autorov boli štatisticky vyhodnotené priemerné denné teploty 9 meteorologických staníc SR pokrývajúcich väčšinu územia SR (obr. 5). Vo vedeckej monografii [7] boli prezentované korelačné závislosti indexov mrazu od nadmorskej výšky meteorologických staníc Slovenska (obr. 6). Identifikačné údaje o týchto stanicích sú uvedené v tab. 4 a ich lokalizácia je zobrazená na obr. 5.

Na základe logickej premisy závislosti indexu mrazu od nadmorskej výšky (NV) sú na obr. 6 uvedené objektivizované korelačné závislosti hodnôt indexov mrazu od NV pre príslušnú periodicitu n. V TS 0803 sa uvádza, že návrhová hodnota indexu mrazu sa berie podľa STN 73 6114 pre rôznu periodicitu n v závislosti od triedy dopravného zaťaženia vozovky (TDZ) pre TDZ I a II n = 0,10; pre TDZ III a IV n = 0,15 a pre TDZ V a VI n = 0,25.

Pre periodicitu n=0,10 bola zistená nasledujúca rovnica.

$$I_{m,n=0,10} = 0,617 \cdot NV + 190,7 \quad (8)$$

Na obr. 6 vpravo sú prezentované korelačné závislosti zistené pre 9 meteorologických staníc (MS) a 7 MS (boli vylúčené Trenčín – celkový počet údajov 24 a Dolný Hričov – celkový počet údajov 25). Porovnaním hodnôt indexov mrazu určených

meteorological stations covering most of SR (Fig.5). In the monograph [7] were presented correlation dependence of frost indexes from the above sea level altitude of meteorological stations in Slovakia (Fig. 6). Identification data for these stations are listed in Table 4 and their location is shown in Fig. 5.

Tab. 5 Rozdiely hodnôt indexov mrazu zistených podľa STN 73 6114 a vzťahov podľa obr. 6

Table 5 The differences observed frost index values according to STN 73 6114 and equations from picture 6

Lokalita Location	Nadmorská výška [m] Above sea-level altitude [m]	Rozdiely hodnôt indexu mrazu podľa STN 73 6114 a vyhodnotenými podľa obr. 6 Differences of frost index values according to STN 73 6114 and evaluated according to picture 6		
		n=0,10	n=0,15	n=0,25
9 posudzovaných klimatologických staníc Slovenska 9 assessed climatological stations in Slovakia				
Hurbanovo	115	57	25	8
Sliač	314	55	58	35
Bratislava	131	50	42	17
Žilina	365	70	68	25
Trenčín	205	48	20	20
Poprad	695	68	46	92
Košice	230	115	90	67
Tatranská Lomnica	830	125	115	70
Dolný Hričov	309	25	30	8
Priemer / Average		68	55	38
Vybrané lokality Slovenska / Selected localities in Slovakia				
Prešov	255	106	93	79
Rajecké Teplice	415	33	103	1
Nitra	138	32	9	-13
Spiš. N. Ves	430	243	244	243
Bardejov	277	142	130	119
Nové Zámky	118	45	20	-3
Spiš. S. Ves	505	195	202	206
Levoča	570	153	165	174
Priemer / Average		110	114	860



Obr. 7 Pohľad na dolnohričovský portál tunela Ovčiarsko na úseku D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka
Fig. 7 View of dolnohričovský portal of tunnel Ovčiarsko on D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka

Tab. 6 Optimalizovaný návrh asfaltovej vozovky úseku D1 Jánovce – Jablonov [9] z aspektu ochrany pred nepriaznivými účinkami mrazu
Table 6 Optimized design of asphalt pavement section D1 Jánovce–Jablonov [9] from the aspect of protection from the adverse effects of frost

Konštrukčná vrstva Construction layer	Označenie podľa Designation by	Vzťah (8) Relationship 8		STN 73 6114	
		KLAZ 1/2010	[cm]	λ [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	[cm]
Asfaltový koberec mastixový strednozrný Asphalt concrete-mastics	SMA 11	4	1,5	4	1,5
Asfaltový betón hrubý Asphalt concrete 16	AC 16 L; I	6	1,4	6	1,4
Asfaltový betón veľmi hrubý Asphalt concrete 22	AC 22 P; I	9	1,15	9	1,15
Stabilizácia cementom Cement stabilization	CBGM C5/6	18	1,75	18	1,75
Štrkodrvina Crushed gravel	ŠD	26	2,0	36	2,0
Celková hrúbka vozovky Total road thickness		63		73	
Tepelný odpor vozovky [m ² .K.W ⁻¹], skutočný ≥ požadovaný Thermal resistance of pavement [m ² .K.W ⁻¹], actual ≥ required		0,381 > 0,380		0,431 > 0,426	

podľa STN 73 6114 a podľa zistených objektivizovaných korelačných závislostí boli zistené rozdiely podľa tab. 5.

6 ZÁVER

Význam zistených korelačných závislostí je ilustrovaný na prípade návrhu asfaltovej vozovky pre úsek D1 Jánovce – Jablonov [9]. Maximálna výška nivelety úseku D1 Jánovce – Jablonov je 600 m n. m, čomu odpovedajú nasledujúce hodnoty indexov mrazu:

- určenie indexu mrazu podľa STN 736114 (obr. 3),

$$I_{m,n=0,10}^{STN 736114} = 700^{\circ}C$$

Tab. 7 Optimalizovaný návrh CB vozovky pre tunel Ovčiarsko [10]
Table 7 Optimized design of concrete road for the tunnel Ovčiarsko [10]

Konštrukčná vrstva Construction layer	Označenie podľa Designation by	Vzťah (8) Relationship 8		STN 73 6114	
		KLAZ 1/2010	[cm]	λ [W.m ⁻¹ .K ⁻¹]	[cm]
Cementobetónová doska Concrete slab	CB	26	2,55	26	2,55
Asfaltový betón pre podkladové vrstvy Asphalt concrete for the base layer	AC 16 P; I	4	1,15	4	1,15
Stabilizácia cementom Cement stabilization	CBGM C5/6	18	1,75	18	1,75
Štrkodrvina Crushed gravel	ŠD	19	2,0	23	2,0
Celková hrúbka vozovky Total road thickness		67		71	
Tepelný odpor vozovky [m ² .K.W ⁻¹], skutočný ≥ požadovaný Thermal resistance of pavement [m ² .K.W ⁻¹], actual ≥ required		0,340 > 0,332		0,355 > 0,354	

Based on the logical premise of the frost index depending on the above sea-level altitude (NV) are shown on Fig. 6 of the objectified correlative dependence of the frost index values NV from the periodicity n . The TS 0803 states that the design frost index value is taken according to STN 73 6114 for different periodicity n depending on the class of the road load (TDZ) for TDZ I and II $n = 0,10$; for TDZ III and IV $n = 0,15$ and for TDZ V and VI $n = 0,25$.

For periodicity $n=0,10$ was found following equation.

$$I_{m,n=0,10} = 0,617 \cdot NV + 190,7 \quad (8)$$

On the picture 6 on the right are presented correlation dependences researched for 9 meteorological stations (MS) and 7 MS (excluded Trenčín – total number of data 24 and Dolný Hričov – total number of data 25). Comparing the frost index values according to STN 73 6114 and objectified correlation dependences differences were found according to Table 5.

- určenie indexu mrazu podľa vzťahu (8).

$$I_{m,n=0,10}^{\text{rovnic}8} \doteq 560^{\circ}\text{C}$$

Pre tieto hodnoty indexov mrazu by z hľadiska ochrany pred nepriaznivými účinkami mrazu bolo potrebné navrhnuť konštrukcie asfaltových vozoviek podľa tab. 6. Optimalizovaný návrh konštrukcie asfaltovej vozovky z aspektu splnenia tohto kritéria bol uskutočnený podľa vzťahov (4) až (7) a dovolených hodnôt premrznutia podložia podľa tab. 3.

Pre prípad návrhu CB vozovky v tuneli Ovčiarsko (obr. 7) je vplyv prezentovaných korelačných závislostí ilustrovaný v tab. 7.

Ako už bolo prezentované, cestný zákon č. 135/1961 Zb. uvádza, že navrhovanie pozemných komunikácií sa uskutočňuje aj podľa objektívne zistených výsledkov výskumu. Na základe uvedených skutočností je možno v podmienkach SR konštatovať, že prezentované výsledky výskumu je možno prakticky okamžite použiť pri navrhovaní pozemných komunikácií, a to predovšetkým ich vozoviek.

Možno tiež anticipovať, že uvedené korelačné závislosti vytvárajú úspešný predpoklad pre objektivizáciu vynakladania finančných prostriedkov na výstavbu cestných komunikácií, ktoré predstavujú jedny z finančne najnáročnejších inžinierskych stavieb.

PROF. DR. ING. MARTIN DECKÝ,

martin.decky@fstav.uniza.sk,

ING. LUCIA HRONCOVÁ, Ph.D.,

lucia.hroncova@fstav.uniza.sk,

ING. JOZEF VANGEL, CSc., *jozef.vangel@fstav.uniza.sk,*

Stavebná fakulta Žilinská univerzita

Recenzoval: Ing. Miloslav Frankovský

6 CONCLUSIONS

The importance of observed correlation dependences is illustrated in the case of design of asphalt pavement section D1 Jánovce–Jablonov [9]. The maximum altitude of D1 Jánovce–Jablonov is 600 m above sea-level, making these values correspond to frost indexes:

- determine the frost index according to STN 736114 (picture 3),

$$I_{m,n=0,10}^{\text{STN736114}} = 700^{\circ}\text{C}$$

- determine the frost index according to relation (8).

$$I_{m,n=0,10}^{\text{equation8}} \doteq 560^{\circ}\text{C}$$

For such values of frost indexes in order to protect against adverse effects of frost was necessary to propose the construction of asphalt pavements according to Table 6. Optimized design of asphalt pavement constructions from aspect of meeting this criterion was carried out according to the relation (4)–(7) and allowed freezing values according to Table 3.

In the case of concrete road design in the road tunnel Ovčiarsko (Fig. 7) is influence of presented correlation dependences illustrated in Table 7.

As presented above, the roads law No. 135/1961 Zb. states that the design of roads is carried out according to objectively identified results of research. From the foregoing it can be concluded that the presented results of research are possible for the conditions of SR almost immediately used in the design of roads and particularly for road structures.

We also can anticipate that the correlation dependence is precondition for creating successful objectification of spending money to build roads, which are among the financially demanding civil engineering.

PROF. DR. ING. MARTIN DECKÝ,

martin.decky@fstav.uniza.sk,

ING. LUCIA HRONCOVÁ, Ph.D.,

lucia.hroncova@fstav.uniza.sk,

ING. JOZEF VANGEL, CSc., *jozef.vangel@fstav.uniza.sk,*

Stavebná fakulta Žilinská univerzita



Táto publikácia vznikla vďaka podpore v rámci OP Výskum a vývoj pre projekt „Centrum výskumu v doprave“ (ITMS 26220220135) spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

LITERATÚRA / REFERENCES

- [1] STN EN 13501-1+A1: 2010 850) Klasifikácia požiarnej charakteristik stavebných výrobkov a prvkov stavieb. Časť 1: Klasifikácia využívajúca údaje zo skúšok reakcie na oheň. Bratislava: Slovenský ústav technickej normalizácie (SÚTN), s. 46.
- [2] RÝBÁRIK, J., KORENKOVÁ, R. Kap. 8 Požiarne bezpečnosť drevostavieb. In LOKAJ, A., a kol. Drevostavby a drevěné konstrukce I. a II. díl. 1. vyd. Brno : Akademické nakladatelství CERM, 2010, ISBN 978-80-7204-732-1.
- [3] Improving fire safety in tunnels: The concrete pavementsolution. Concrete road pavement improves tunnel safety. Cembureau, April 2004. http://www.febelcem.be/fileadmin/user_upload/autres-publications/en/firesafety.pdf.
- [4] Asphalt pavements in tunnels. European Asphalt Pavement Association (EAPA). EAPA Position Paper. Belgium, www.eapa.org, may 2008.
- [5] STN 73 6114: 1997 Vozovky pozemných komunikácií. Základné ustanovenia pre navrhovanie. Bratislava: Úrad pre normalizáciu, metrológiu a skúšobníctvo SR, s. 24.
- [6] TS 0803 Navrhovanie cementobetónových vozoviek na pozemných komunikáciách, MDPaT SR. Bratislava, s. 48, 2003.
- [7] DECKÝ, M., DRUSA, a kol. Navrhovanie a kontrola kvality zemných konštrukcií inžinierskych stavieb. Monografia, BTO print, 2009, s. 487, ISBN 978-80-970139-1-2.
- [8] TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací. Praha: MD ČR, 2004.
- [9] DECKÝ, M. Návrh a posúdenie konštrukcie asfaltovej vozovky diaľnice D1 úsek Jánovce – Jablonov. KCS, SvF, ŽU v Žiline, 2006.
- [10] DECKÝ, M. Diaľnica D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. Návrh cementobetónovej vozovky v tuneli Ovčiarsko. KCS, SvF, ŽU v Žiline, 2008.

HISTORICKÁ POHRANIČNÍ OPEVNĚNÍ ČSR - REKONSTRUKCE VÝSTAVBY PODZEMNÍCH PROSTOR HISTORICAL BORDER FORTIFICATIONS IN CZECHOSLOVAK REPUBLIC - RECONSTRUCTION OF THE DEVELOPMENT OF UNDERGROUND SPACES

JAKUB MIKOLÁŠEK, JIŘÍ BARTÁK

(Pokračování z č. 1/2011)

3.2 Definitivní ostění

3.2.1 Materiály

Pro zajištění dostatečné odolnosti a trvanlivosti opevňovacích staveb byla vojenskou správou striktně požadována co nejvyšší možná kvalita. Pro každý stavební úsek (linie opevnění zpravidla 5–10 km dlouhá) byl ustanoven vojenský stavební dozor (VSD), složený z příslušníků armády s odpovídajícím technickým vzděláním (příslušníci ženijního a stavebního vojska). VSD předával staveniště a potřebnou dokumentaci stavební firmě, kontroloval vytyčení povrchových objektů v terénu, dbal na dodržování technologické kázně výstavby, potvrzoval splátkové listy a konečné faktury apod. Na základě objednávek stavební firmy také zajišťoval dodávky cementu, ocelových prvků a výztuže, což byly materiály, u nichž nebylo povoleno, aby si je podnikatel zajišťoval z vlastních zdrojů.

Materiály a technologie pro výstavbu opevnění byly podrobovány důkladnému zkoumání a vývoji, na němž se podepsala řada odborných kapacit jak z vojenského, tak i civilního sektoru. Předmětem zkoumání bylo především stanovení optimálního složení betonové směsi, které by umožnilo dosáhnout co nejvyšších pevností a zároveň technologicky zaručilo kvalitní uložení tak velkého množství betonu, které se u povrchových těžkých objektů pohybovalo v rozmezí 1000–5500 m³. V důsledku nutné odolnosti povrchových konstrukcí před účinky ostřelování byla věnována velká pozornost způsobu jejich vyztužení.

Na základě výzkumu, který pro vojenskou správu prováděl prof. Ing. Stanislav Bechyně, došlo k vyvinutí portlandského cementu specifické receptury, který byl následně označován jako speciální „A“ cement. Svými vlastnostmi se podobal cementu s vysokou počáteční pevností, zároveň však prodlužoval počátek doby tuhnutí betonové směsi oproti běžně používaným portlandským cementům až na 4 hodiny. To bylo potřebné pro zajištění přilnavosti jednotlivých vrstev betonové směsi povrchových objektů, kdy její rozmístění po celém půdorysu objektu, zhutnění a položení vrstvy vodorovné výztuže vyžadovalo značné množství času. (Při betonáži povrchových objektů bylo požadováno dodržení kontinuální betonáže tak, aby nedošlo ke vzniku pracovní spáry. Objekty tak byly betonovány nepřetržitě cca 5–12 dní.) Dalším kritériem, které bylo vojenskou správou požadováno, byla absolutní objemová stálost cementu. Díky složení „A“ cementu se také podařilo výrazně snížit množství hydratačního tepla, produkovaného při zrání betonu, které bylo díky kubaturám pevnostních staveb značné.

K výrobě speciálního „A“ cementu bylo oprávněno pouze několik cementáren v tehdejší Československu. Např. cement pro stavbu tvrže Dobrošov dodávala cementárna z Králova Dvora u Berouna, další byly v Brně-Maloměřicích, Štramberku na Moravě, v Ladcích a Horném Srníem na Slovensku. Tyto a některé další cementárny byly kvůli dodávkám speciálního cementu sdruženy do kartelu, v rámci kterého garantovaly pevnou cenu cementu a spolehlivé zajištění dodávek na tehdy největší zakázku svého druhu v celém Československu. Z vyroben byl pytlovaný cement do jednotlivých oblastí expedován vojenskou správou železnicí ve vagonech po 10–15 t, na samotná

(Continuation from Issue No. 1/2011)

3.2 Final lining

3.2.1 Materials

The Military Command required the highest possible quality, ensuring that sufficient resistance and durability of the fortification structures was achieved. Military site supervision teams (MSS) consisting of soldiers with corresponding technical qualification (military engineers and construction units) were established for each construction section (fortification lines usually 5-10 km long). The MSSs handed the sites and the required documents over to contractors, checked on the setting out of surface structures in the terrain, saw to the technological discipline on site to be maintained, approve applications for the payment and final invoices etc. In addition, it ensured supplies of cement, steel elements and reinforcement on the basis of orders submitted by construction contractors (contractors were not allowed to provide these materials from their own sources).

Materials and equipment for the construction of the fortification were subjected to thorough examination and development, with the participation of many expert capacities from both military and civil sectors. The object of the examination first of all consisted of the determination of optimum composition of concrete mixture, which would have made the achieving of as high as possible strengths, and, at the same time, technologically ensured quality placement of such a volume of concrete, which varied at heavy surface structures between 1,000-5,500 m³. Great attention was paid to the steel reinforcement of the structures because of the necessity of developing surface structures resistant against shelling.

Based on the research conducted for the Military Command by Prof. Ing. Stanislav Bechyně, a specific formula for Portland cement was developed, according to which special cement was produced, which was subsequently denoted as „A“ cement. Its properties were similar to the properties of high early strength cement, but the initial set of concrete mixture, in contrast to commonly used Portland cements, was postponed even to 4 hours. It was needed for ensuring the bond between individual layers of concrete mixture for surface structures, where the distribution of concrete mix within the entire ground plan of the structure, its compaction and placement of a layer of horizontal reinforcing bars required a significant amount of time. (Maintaining a continual concrete casting process was required when surface structures were being cast so that construction joints were prevented. For that reason, the concrete casting operations in the case of surface structures lasted for 5 – 12 days without interruption). Another criterion on which the Military Command insisted was the absolute stability of the volume of cement. Owing to the composition of „A“ cement they even managed to significantly reduce the amount of hydration heat generated during the course of the concrete curing period, which was significant owing to the volumes of the fortification structures.

Only several cement works in then Czechoslovakia were authorised to produce the special „A“ cement. For example, cement for the construction of the Dobrošov fortress was supplied by the cement works from Králův Dvůr near Beroun, other cement works were in

staveniště pak již dopravu zajišťoval stavitel ve své režii nákladními automobily.

Důraz byl též kladen na kamenivo používané do betonu, které si stavitel podle požadavků vojenské správy zajišťoval ve vlastní režii. Jelikož v době výstavby nebylo možné veškeré dodávky tříděného kameniva zajistit ze sítě komerčně fungujících šterkoven a lomů, byla pro výstavbu opevnění zakládána samostatná pracoviště na vhodných místech v blízkosti budovaných linií. Vhodnost kameniva bylo v takovém případě nejdříve nutno odsouhlasit Kloknerovým ústavem v Praze pomocí průkazných zkoušek. Ty ověřovaly, zda lze z předložených surovin při zamýšleném poměru mísení vyrobit beton žádané jakosti.

Co se týče vody pro betonářské práce, její vhodnost musela být také prokazována. Příkladem je nám stavba tvrze Dobrošov, kdy stavitel, firma Kapsa & Müller, v říjnu 1937 odeslal do Kloknerova zkušebního ústavu v Praze vzorky vody z vodovodu, zřízeného pro stavbu tvrze. Stejně tak učinil počátkem roku 1938 se vzorky vody jímané při ražbách v podzemí. Oba zdroje vody byly uznány jako vhodné pro stavební účely.

Složení používané betonové směsi bylo po sérii zkoušek pevně stanoveno. Během betonáže povrchových objektů byla pak odebrána zkušební tělesa (krychle o hraně 20 cm), která byla po 28 dnech podrobena zkoušce pevnosti v tlaku v pražském Kloknerově ústavu nebo Státním výzkumném ústavu silikátovém při ČVŠT v Brně. Pokud nebylo dosaženo pevnosti 45 MPa, byla stavební firmě poměrným způsobem krácena paušální cena za výrobu a uložení betonové směsi. Bylo tak v zájmu podnikatelů, aby předepsaná krychlená pevnost 45 MPa byla dodržena. Jsou známy i případy, kdy dosáhla hodnot přes 70 MPa. Složení betonové směsi pro povrchové objekty bylo následující:

- 400 kg „A“ cement
- 325 l písek (frakce 0–10 mm)
- 250 l šterk (frakce 20–40 mm)
- 500 l šterk (frakce 40–60 mm)
- 150 l záměsová voda (z toho cca 50 l obsaženo v předem kropeném kamenivu)

Zatímco na betonáž povrchových objektů se vztahovala velmi přísná výše uvedená kritéria, pro betonáže ostění podzemních prostor platila určitá zjednodušení, daná především dostatečným krytím těchto konstrukcí zemním nadložím, které se u čs. tvrzí pohybuje v rozmezí 20–60 m. Oproti pevnostním charakteristikám betonu zde proto bylo dbáno především na jeho trvanlivost a izolaci proti podzemní vodě a vlhkosti, jelikož jakékoli dodatečné úpravy ostění byly prakticky neproveditelné.

Prutová výztuž byla používána pouze v určitých částech šachet, veškeré ostění podzemních chodeb a sálů bylo z prostého betonu. Pro tyto konstrukce se požadovala výsledná krychelná pevnost betonu 30 MPa. V řadě případů bylo dovoleno jako kameniva do betonu užívat předrceného, přetříděného a ošetřeného materiálu z výrubu podzemních prostor, ovšem pouze s kladným stanoviskem zkušebního ústavu a výhradně pro betonáže v podzemí. Složení betonové směsi pro betonáž ostění bylo pravděpodobně totožné jako u směsi pro povrchové objekty; pro její ukládání do některých obtížně přístupných partií ostění, především kleneb, bylo zřejmě tolerováno větší množství záměsové vody. U vnější vrstvy ostění byla do betonové směsi používána izolační přísada.

3.2.2 Postup výstavby

Součástí tvrzí byly schodišťové a výtahové šachty, v dobových materiálech nazývané „studně“, které sloužily pro spojení podzemních prostor s povrchem. Bylo využíváno výhradně šachet svislých. Při stavbě tvrzí se šachty budoucích objektů přirozeně používaly pro dopravu materiálu z podzemí. Tato funkce byla však limitována betonáží ostění šachty a výstavbou povrchového objektu nad ní, jelikož poté ji již nebylo možné pro dopravu stavebního materiálu využít. Protože na stavbu povrchových objektů vojenská správa velmi naléhala a nebylo s ní možno čekat až na ukončení výstavby podzemních konstrukcí, bylo nutno zřízovat i šachty pracovní. Ty sloužily výhradně ke stavebním účelům a po ukončení výstavby byly pečlivě zavezeny kvalitním

Brno-Maloměřice, Štramberk in Moravia, Ladce and Horné Srnie in Slovakia. These and some other cement works were jointed in a cartel for the purpose of supplying the special cement. In the framework of the cartel the guaranteed fixed price of cement and reliable supplies for the largest order of its kind existing at that time in entire Czechoslovakia. Pre-bagged cement was dispatched from producing plants to individual regions by the Military Command by rail, on wagons carrying 10 – 15 tonnes each; the transport to respective construction sites was provided by the contractor at his own cost, using trucks.

Stress was also placed on aggregates used for the production of concrete, which was provided by the contractor at his own cost according to requirements of the Military Command. Because of the fact that it was not possible to ensure all supplies of graded aggregates from the network of commercially functioning gravel plants and quarries, independent work places were established in suitable locations in the vicinity of the fortification lines being developed. In such cases the suitability of aggregates had to be approved in advance by the Klokner Institute in Prague by means of pre-construction tests. The tests verified whether it was possible to produce concrete at the required quality level using the submitted raw materials and the planned mixing proportion.

As far as water for concrete casting operations is concerned, its suitability had also to be proved. As an example, we can mention the Dobrošov fortress, where, in October 1937, the contractor, Kapsa & Müller, sent to the Klokner Institute samples of water from a pipeline provided on the site for the purpose of the fortress construction. The contractor did the same thing at the beginning of 1938 with samples of water gathered during the excavation in the underground. Both sources were acknowledged to be suitable for construction purposes.

The composition of the concrete mix used was strictly determined after series of tests. Test specimens (cubes with 20 cm edge lengths) were taken during the course of the concreting of surface structures. After 28 days, the specimens were subjected to testing of compressive strength at the Klokner Institute in Prague or the State Silicate Research Institute of the Czech Technical University in Brno. If the strength of 45 MPa had not been achieved, the contractor's flat fee for the production and placement of concrete was adequately cut down. It was therefore in the interest of contractors to maintain the prescribed cube strength of 45 MPa; even the cases where the strength exceeded 70 MPa are known. The composition of concrete mix for surface structures was as follows:

- 400 kg of „A“ cement
- 325 l sand (grain-size fraction 0–10 mm)
- 250 l gravel (grain-size fraction 20–40 mm)
- 500 l gravel (grain-size fraction 40–60 mm)
- 150 l mixing water (50 l of that amount were contained in pre-sprayed aggregates)

Whilst the above-mentioned very strict rules applied to the concreting of surface structures, certain simplifications applied to the concreting of linings of underground spaces, which depended first of all on the sufficient covering of these structures by the ground/overburden, the thickness of which ranged from 20 – 60 m in the case of Czech fortresses. In this case, in contrast with the strength-related characteristics of concrete, the durability of concrete and its waterproofing and damp proofing capacity were put stress on because of the fact that any additional change in the lining was virtually infeasible.

Steel bar reinforcement was used only in certain parts of shafts; all linings of underground galleries and halls were in non-reinforced concrete. The resultant cube strength of concrete of 30 MPa was required for these structures. In many other cases it was permitted that crushed, graded and treated material obtained from the excavation of underground spaces be used as the aggregate, under the condition that the opinion of the testing institute was positive and the material was to be used only for concrete to be cast solely in the underground. The composition of concrete mix for the concreting of linings was probably identical with that used for surface structures. It is likely that a higher proportion of mixing water was tolerated in the cases where concrete was placed to some parts accessible with difficulties, first of all to vaults. Waterproofing admixture was added to the concrete mix to be used for outer layers of linings.

materiálem. Na rozdíl od šachet budoucích povrchových objektů se rozměr šachet pracovních odvíjel pouze od technologií a zařízení dané stavební firmy, zpravidla byl tedy volen co nejmenší.

Betonová směs se do podzemí dopravovala zmíněnými šachtami pomocí plošinových výtahů, následně byla rozvážena ručně japonkami (dvoukolový vozík s velkými koly) nebo vozíky stavební úzkorozchodné drážky.

K výstavbě ostění tvrzí v podzemí bylo přistupováno teprve po dokončení všech chodeb alespoň v částečných výlomech. Výjimku tvoří krátké úseky chodeb, přiléhající k šachtám těch povrchových objektů, jejichž výstavba byla pro vojenskou správu prioritní. Zárodek ostění chodeb v těchto místech byl tak z technologických důvodů betonován v předstihu v souvislosti s betonáží stěn šachet (obr. 1).

Plnohodnotná výstavba ostění probíhala až po vylámání určitého celku podzemních prostor v plných profilech tak, aby spolu práce související s dobíráním výlomů a betonáží navzájem nekolidovaly. Výstavba navazovala na zmíněné zárodky ostění chodeb u šachet povrchových objektů a pokračovala směrem do nitra tvrzí. Další pracoviště pak byla zakládána v místech s velkým rozsahem výlomů, jako byly sály kasáren, technologických zařízení (strojovna, filtrovna) a hlavních muničních skladů.

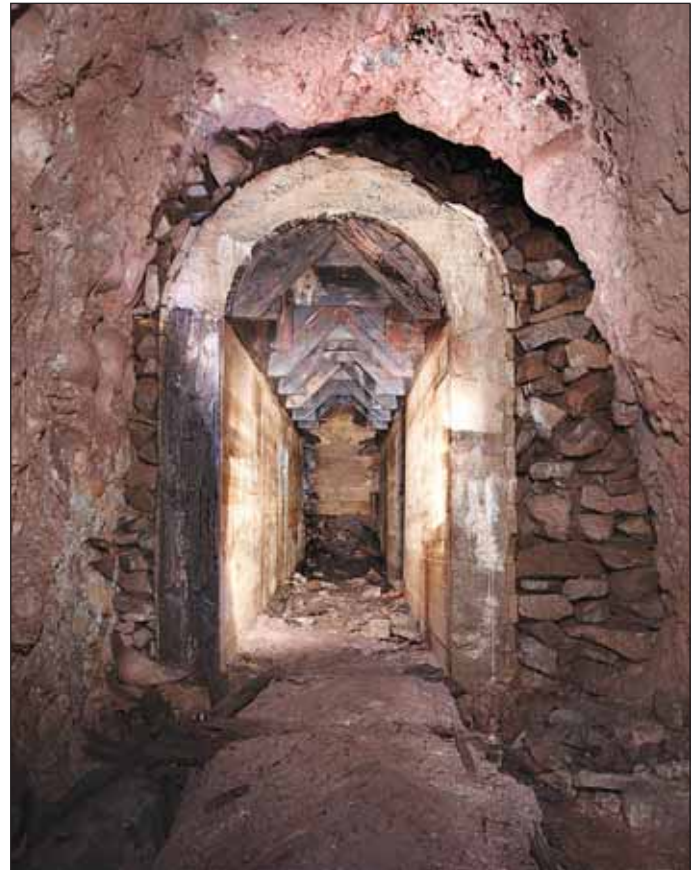
Před svolením k provádění prací na ostění podzemních prostor musel být vojenským stavebním dozorem (VSD) odsouhlasen plný výlom daného profilu. V případě chodeb ražených bez zajištění výdřevou se ověření provádělo za pomoci dřevěného rámu, který musel projít profilem dané štoly. Rozměry rámu byly dány vnější hranou ostění s přírážkou 10 cm na všechny strany. V místech, kde byl provedený výlom z pohledu VSD nedostatečný, muselo dojít k přišramování výlomu do požadovaných rozměrů. V případě chodeb a sálů o velkých průřezových rozměrech s výdřevou zřejmě docházelo k přímému měření provedeného výlomu.

Prvním krokem k výstavbě ostění bylo provedení základů. V rýze, která byla vyhloubena v patě budoucího ostění, byl vybetonován základ z prostého konstrukčního betonu v šířce odpovídající tloušťce budoucího ostění nebo s částečným přesahem (obr. 2, 3). Výška základu se odvíjela od zastížených podmínek a lze ji vysledovat v rozmezí 30–60 cm, přičemž hloubka základu oproti plánované úrovni podlahy je min. 50 cm. Prostor mezi základem a výlomem byl vyplněn štěrkem, do kterého byly uloženy drenážní trubky o průměru 6–8 cm.

Po vyhotovení základů navazovala stavba skruží samotného ostění. Při vnitřním líci budoucího ostění byly vystavěny rámy, sestávající ze svislých dřevěných hranolů a obloukových ramenátů. Stojky byly uloženy na podélných fošnách, zaručujících jejich výškovou stabilitu. V podélném směru byly stojky navzájem rozepřeny do sousedních rámu, zpravidla ve své horní části, pod uložením ramenátů. U vyšších konstrukcí bylo podélné rozepření rámu provedeno ve více úrovních podle potřeby. V příčném směru byly vkládány rozpěrky v horní části stojek, ve spodní části byly stojky fixovány oproti špalíku zatlučenému do dna výlomu. U chodeb menších šířek mohlo být využíváno i rozepření o pražce stavební drážky. Podélná vzdálenost rámu bednění se pohybovala okolo 1 m, průřezy použitého řeziva a hranolů se odvíjely od mohutnosti dané konstrukce.

Na takto připravené rámy bylo podélně přikládáno vnitřní lícové bednění v podobě hoblovaných prken tl. 33 mm. Rub ostění bylo nutno také opatřit bedněním, jelikož přímý kontakt horniny s ostěním nebyl tolerován. Nejenže by se jednalo z tehdejšího pohledu o nevhodné zacházení s drahou betonovou směsí, ale byla by tím přerušena i drenážní funkce rovnaniny v prostoru za ostěním. Navíc se předpokládalo, že přímé působení horninových tlaků na tuhé ostění podzemního díla by mohlo vést k jeho budoucímu porušení.

Pro rubové bednění bylo nejdříve používáno prken nebo plechových tabulí, které v mnoha případech, kvůli značně stísněnému prostoru mezi teoretickým rubem ostění a výlomem, tvořily bednění ztracené. V opačném případě, kdy stavební firma chtěla rubové bednění po betonáži příslušného pasu demontovat a znovu použít, docházelo ke vzniku velkých nadvýlomů, jdoucích na vrub stavitele. Teprve v druhé polovině roku 1938, po zkouškách na stavbě tvrze Stachelberg, bylo



Obr. 1 Dokončené ostění v zárodku chodby profilu 120/235 u jedné ze šachet tvrze Stachelberg; na rubové straně ostění jsou dobře znatelné prefabrikované betonové tvárnice, po obou stranách ostění jsou v úrovni základů patrná vyústění drenážních trubek

Fig. 1 Lining completed in the starting stub of a 120/235-profile gallery at one of the shafts of the Stachelberg fortress. Prefabricated concrete plates are well visible on the external side of the lining. Mouths of drains can be seen at the foundation level on either side of the lining

3.2.2 Construction process

Staircase and lift shafts, called “wells” in documents of the period, were parts of the fortresses. They made the connection of underground spaces with the surface possible. Vertical shafts were exclusively used. Naturally, the shafts of the future structures were also used for the transport of materials from the underground during the construction of fortresses. However, this function was limited by the concreting of the shaft lining and construction of the surface structure above it, because it was subsequently no more possible to use it for the transport of construction materials. Because the Military Command strongly urged on the construction of surface structures and it could not be postponed until the construction of underground structures was finished, it was even necessary to carry out working shafts. They served solely to construction purposes and were painstakingly backfilled with good quality material after the completion of the construction. As opposed to shafts for the future surface structures, dimensions of the construction-purpose shafts depended on the technologies and equipment used by the particular construction contractor, which means that they were usually designed to be as small as possible.

Concrete mix was transported to the underground via the above-mentioned shafts, by means of platform lifts. Subsequently it was distributed manually in carts (double-wheeled hand trucks with large wheels) or on trucks moving along the narrow-gauge building rail track.

The installation of linings in the underground of fortresses started only when all galleries had been completed at least to the level of partial headings. Short sections of galleries adjacent to shafts of the surface structures, the construction of which was a priority for the Military Command, were exceptions. A starting stub of the lining of galleries in these locations was, for technological reasons, concreted in an advance, in conjunction of the concreting of shaft walls (see Fig. 1).



Obr. 2 Bednění základů ostění v podzemí tvrze Stachelberg
Fig. 2 Formwork for foundations of the lining in the Stachelberg fortress underground

vojenskou správou schváleno používání ztraceného bednění z prefabrikovaných betonových desek o rozměrech 50x15x5 cm (obr. 1, 4). Ty měly posloužit k úspoře dřevěného bednění, kvalitnějšímu ztuhnutí betonové směsi, rychlejšímu pracovnímu postupu a dostatečné ochraně rubu ostění v případě použití izolačních vrstev (byly proto přednostně doporučovány do zvodnělých partií masivu). Zároveň mělo dojít ke zmenšení objemu kamenné rovnániny, vyplňující prostor mezi výlomem a ostěním, přičemž bylo požadováno zachování alespoň 5 cm mezery od výlomu k líci tvárnice. Tyto prefabrikáty z prostého betonu byly vyráběny přímo na staveništích jednotlivých tvrží.

Výše uvedené prvky rubového bednění byly stabilizovány oproti výlomu pomocnými dřevěnými prvky a především kamennou rovnáninou, za současného ukládání betonové směsi. Provizorně mohla být stabilizace provedena také oproti bednění vnitřnímu, k používání rádlování však patrně nedocházelo z důvodu zachování kompaktnosti a tím i vodotěsnosti ostění.

Betonáž svislých konstrukcí probíhala v záběrech o délce 4–5 m, přičemž teprve při ukládání směsi docházelo k samotnému kompletování bednění po výšce pasu. Předem provedené kompletní vnitřní bednění by totiž znamenalo obtížný přístup při betonáži spodních vrstev stěny, vnější bednění pak bylo nutno rozpírat vlastní betonovou směsí. Podle stavu provedených prací v podzemí tvrží Dobrošov a Stachelberg lze usuzovat, že byl kladen důraz na kontinuální betonáž svislých částí ostění, se vznikem pracovní spáry pouze v úrovni základu, při přechodu do klenby a mezi jednotlivými pasy (obr. 5).

Betonáž klenby ostění byla technicky náročnější než výstavba svislých částí. Kvůli ztíženému přístupu bylo nutno betonovou směs ukládat v záběrech cca 1 m dlouhých, v příčném řezu zpravidla ještě



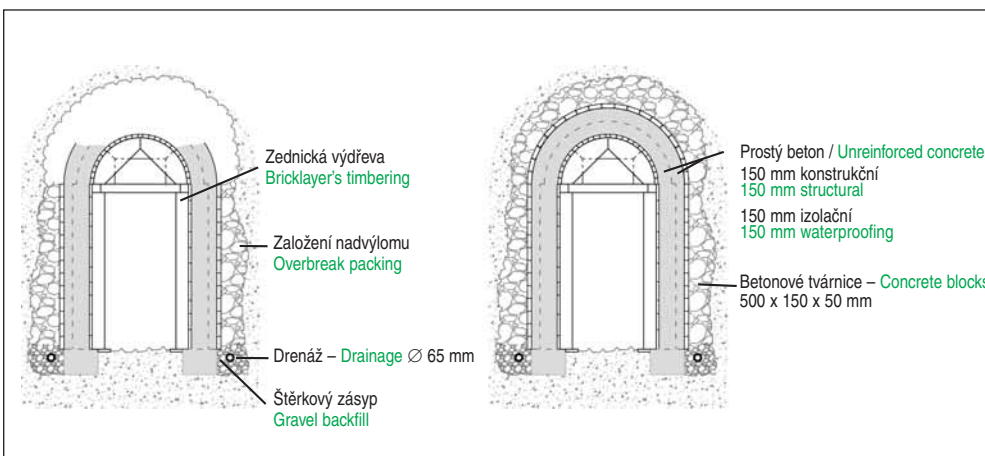
Obr. 3 Vybetonovaný základ ostění v podzemí tvrze Dobrošov
Fig. 3 Completed concrete foundation of the lining in the Dobrošov fortress underground

Full-fledged construction of linings started only when the excavation of full profiles of a certain complex of underground spaces had been finished so that the operations associated with the completion of excavation and concrete casting operations did not collide with each other. The construction continued starting from the above-mentioned stubs of the linings of galleries developed at the shafts for surface structures and proceeded in the direction of the interior of the fortresses. Other workplaces were established in locations where the volume of excavation was great, such as halls of barracks, equipment rooms (ventilation plant rooms, filtration plant rooms) and the main ammunition stores.

It was necessary before the approval to start the work on the lining of underground spaces was granted to obtain the confirmation of the military site supervision (the MSS) that the particular profile excavation was complete. In the case of galleries driven without timbering support, the checks were carried out using a wooden frame, which had to pass through the profile of the particular gallery. Dimensions of the frame were given by the external edge of the lining with a margin of 10 cm on all sides. In the locations where the completed excavation was according to the MSS insufficient, the excavated opening sides had to be ripped with hand-held picks until the required dimensions were reached. In the case of galleries and rooms with large dimensions of the profiles where timbering had been installed, it is likely that the excavation dimensions were measured directly.

The first step toward the construction of the lining was the execution of foundations. The foundation was concreted into a ditch dug at the foot of the future lining, using non-reinforced structural concrete. Its width corresponded to the thickness of the future lining or partially exceeded it (see Figures 2 and 3). The foundation height depended on the conditions encountered; it can be traced down to be within the range of 30 – 60 cm. The foundation depth in relation to the planned floor level is 50 cm. The space between the foundation and the excavation was backfilled with gravel with drainage pipes 6 – 8 cm in diameter embedded in it.

The erection of the formwork for the concreting of the lining vaults followed when the foundations had been completed. Frames consisting of vertical timber posts and arched templates were erected at the inner face of the future lining. The



Obr. 4 Rekonstrukce závěrečných fází výstavby definitivního ostění v chodbě profilu 120/235
Fig. 4 Reconstruction of final phases of the construction of the lining in a 120/235-profile gallery



Obr. 5 Ostění v různých fázích výstavby v podzemí tvrzi Stachelberg
Fig. 5 Linings in various phases of the construction in the Stachelberg fortress underground

rozdělených do 2 a více výškových úrovní. Na tuto práci nebylo u chodeb z prostorových důvodů možné nasadit více než jednoho pracovníka. Na připravené ramenáty byly podélně kladeny kónické latě malých průřezů pro vybednění profilu kleneb malých poloměrů, až po hoblovaná prkna pro profily o větších rozměrech klenby. Z rubové strany byly bedněny pouze přechodové části klenby, kde se ještě betonová směs neudržela vlastní soudržností, a to přístupem stejným jako u svislých konstrukcí. Ve vyšších částech klenby pak bylo venkovní bednění přikládáno dodatečně jako ochrana čerstvého betonu a případných izolačních úprav před zatlačováním zřizované kamenné rovnaniny (obr. 4).

Poněkud náročný postup betonáže byl dále komplikován používáním rozdílných druhů betonové směsi. Zatímco vnější část ostění byla tvořena prostým betonem s vodotěsnou přísadou (10 cm u stěn, 15 cm u kleneb), vnitřní část byla tvořena konstrukčním betonem obyčejným. Při betonáži tak bylo nutno používat posuvné plechové desky, které v bednění oddělovaly oba druhy betonové směsi. Desky byly s postupující betonáží vysouvány směrem vzhůru, aby mezi oběma vrstvami došlo při dohutnění k jejich kvalitnímu spojení (obr. 6). V horních částech klenby již nebylo plechových desek zapotřebí – betonová směs s izolační přísadou byla ukládána přímo na vrstvu konstrukčního betonu. Na tvrzi Dobrošov lze narazit na tyto desky o rozměrech 200x50 cm z plechu tl. 2 mm. Na horním okraji mají přinýtována dvě oka pro snadnou manipulaci (obr. 7).

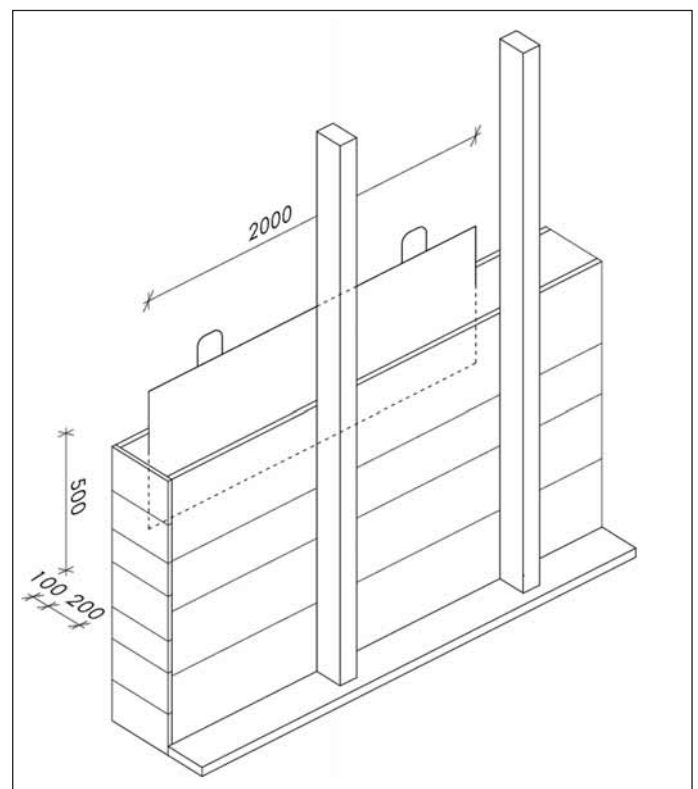
Práce na výstavbě ostění byly částečně rozvinuty v podélném směru. Zatímco betonáž základů mohla značně předcházet, po betonáži svislých stěn bylo prakticky ihned přistupováno k uzavírání klenby. Pro vzájemné provázání sousedních záběrů betonáže byl na čele budovaného pasu vybedněn ozub, do nějž se před betonáží navazujícího úseku umístil pás izolační lepenky pro utěsnění pracovní spáry. Bednění bylo po několika dnech rozebráno a připraveno k opakovanému použití. Použitelnost rámu, ramenátů a prken bednění byla několikanásobná.

Výše uvedené postupy příslušely k provádění ostění stabilních výlomů chodeb. U sálů větších profilů byl systém betonáží obdobný, pouze přizpůsobený většímu rozpětí a objemu ukládané betonové směsi (obr. 8, 9). Zatímco u chodeb, alespoň u aktuálního záběru, bylo zpravidla možné zcela odstranit zajištění výlomu výdřevou, u sálů byla výdřeva ponechávána i po dobu výstavby betonového ostění. Betonáž svislých stěn probíhala za stojkami výdřevy a jednotlivé nosné konstrukce bednění mohly být rozpírány o ponechanou výdřevu. Při betonáži klenby byly z výdřevy podle potřeby postupně odebírány vějířovité vzpěry, až při posledních záběrech ve vrchlíku klenby musela být konstrukce výdřevy odstraněna zcela. Při betonáži klenby mohlo být také plně využíváno pracovní podlahy, zřízené v úrovni hlavních prahů nebo příčných rozpěr stojek výdřevy. Vysokých stojek výdřevy bylo po úpravě pravděpodobně využíváno také pro podepření ramenátů klenby.

posts were placed on longitudinal deals ensuring the stability of their height. In the vertical direction, the posts were braced against neighbouring frames, usually in their upper parts, under the seats of the templates. In the cases of higher structures, the longitudinal bracing of the frames was carried out at more levels, as necessary. In the lateral direction, braces were inserted in the upper parts of the posts. They were fixed in the bottom part against a wood block hammered into the excavation bottom. In the cases of galleries with smaller widths it was even possible to use the bracing against sleepers of the construction railway. The longitudinal spacing of the formwork frames fluctuated about 1 m; the cross sections of the timber depended on the robustness of the particular structure.

Inner surface formwork consisting of 33 mm thick dressed planks was attached longitudinally to the frames prepared in the above-mentioned way. The external surface of the lining had also to be provided with formwork because of the fact that a direct contact between the rock and the lining was not tolerated. The reason was that it would have been uneconomic using of expensive concrete mix and, in addition, the drainage function of the packing in the space behind the lining would have been disrupted. In addition, it was assumed that direct action of rock pressures on the rigid lining of the underground working could lead to its deterioration in the future.

In the beginning, the external formwork was carried out using boards or steel sheet plates, which in many cases became sacrificial because of the significantly constrained space between the theoretical outer contour of the lining and the excavation. Otherwise, if the contractor wanted to dismantle the external formwork after the concreting of the particular block and use it repeatedly, large overbreaks developed to be dealt with at contractor's expense. It was only in the second half of 1938, after testing conducted on the Stachelberg fortress site, that the Military Command approved the use of sacrificial formwork consisting of 50 x 50 x 5 cm prefabricated concrete plates (see Figures 1 and 4). The plates were to ensure savings in timber formwork, higher quality of concrete mix compaction, faster work process and provide sufficient protection for the outer surface of the lining in the cases



Obr. 6 Systém užívání plechových tabulí v bednění pro oddělení betonové směsi izolační a konstrukční

Fig. 6 The system of using steel sheet plates in the formwork to separate the waterproofing concrete mix layer from the structural concrete mix layer



Obr. 7 Bednicí plech v podzemí tvrže Dobrošov
Fig. 7 The steel sheet used for formwork in the Dobrošov fortress underground

Ty byly v tomto případě kvůli rozpětí až 5,2 m tvořeny 3 vrstvami fošen tl. 5 cm a proti vybočení v podélném směru několikrát rozepřeny.

V určitých partiích podzemí tvrže Dobrošov byly geologické podmínky tak nepříznivé, že stavební firma odmítla provádět ostění zadaným způsobem a navrhla vlastní řešení, podložené výpočty a nákresy. V tlačivých partiích, kde do výlomu vypadávaly zvětralé vrstvy svoru a fylitu s měkkou jílovitou výplní puklin, bylo betonové ostění navrženo v kombinaci s cihelnými vyzdívkami (obr. 10, 11). Ty umožňovaly rychlejší výstavbu a prakticky ihned po uzavření klenby bylo zdivo schopno vzdorovat, na rozdíl od betonu, tlakům nadloží. Na cihelné klenbě pak byla provedena izolace z asfaltových pásů nebo plechů. Ty byly překryty betonovými prefabrikáty, používanými při výstavbě betonového ostění, zatřenými cementovou maltou. V sálech kasáren tvrže Dobrošov můžeme dodnes nalézt cihelné klenby, plnicí bez zjevných problémů účel, pro něž byly navrženy.

Tvrz Dobrošov zasáhlo zastavení prací na konci září roku 1938 v nejvyšším tempu výstavby ostění (obr. 12, 13, 14, 15). Podle vyúčtovacích protokolů bylo v podzemí tvrže připraveno 3300 m² bednění, které pak bylo nepoužité demontováno v lednu 1939. Při betonážích v podzemí bylo spotřebováno celkem 2360 t cementu, což odpovídá kubatuře ostění zhruba 6000 m³. Přesto dokončený objem betonáže v podzemí představuje necelou polovinu plánovaného rozsahu.



Obr. 8 Pozůstatky bednění sálu profilu 400/400 v podzemí tvrže Stachelberg; v popředí fragment stojky z výdřevy, zajišťující výlom provedený v sousedním pasu
Fig. 8 Remains of formwork for a 400/400-profile hall in the Stachelberg fortress underground. A fragment of a timbering post supporting the excavation completed in the neighbouring block can be seen in the foreground

where waterproofing layers were applied (they were therefore preferably recommended for water-bearing portions of rock mass). At the same time, the volume of stone packing filling the space between the excavation and the lining was expected to be reduced (a gap at least 5 cm wide between the excavation and the outer surface of the plate was to be maintained). These non-reinforced concrete pre-cast elements were produced directly on construction sites of individual fortresses.

The above-mentioned elements of external formwork were stabilised against the excavation by timber elements and, first of all, by stone packing, simultaneously with the casting of concrete into the formwork. Temporarily, the stabilisation could be ensured by bracing it against the inner formwork. The formwork surfaces probably were not tied together with wire because of the reason of maintaining the compactness, thus also waterproofing capacity of the lining.

The concreting of vertical structures was divided into blocks 4-5 m long. The formwork was being completed along the height of the block only during the placement of concrete. The reason was that the pre-assembled complete inner formwork would have meant that the access during the concreting of the lower layers of the lining would have been difficult; then the outer formwork had to be braced against the concrete mix itself. It is possible to assume according to the state of the completed work in the underground of the Dobrošov and Stachelberg fortresses that stress was placed on continual concreting of vertical parts of linings, with construction joints originating only at the foundation level, at the transition to the vault and between individual casting blocks (see Fig. 5).

The concreting of the lining vault was technically more demanding than the concreting of vertical parts. It was necessary because of the more difficult access to pour concrete mix in about 1 m long advances, which were usually subdivided into 2 or more lifts. For spatial reasons this work in galleries could not be carried out by more than one worker. Small-dimension conical laths were placed longitudinally on the prepared templates serving to forming of profiles of vaults with small radii. Dressed boards were used for the formwork for larger-diameter vault profiles. On the outer side, the formwork was installed only at transition sections of vaults where concrete mix could not hold on through its own cohesion, with the approach identical with that applied to vertical structures. In higher parts of vaults the outer formwork was applied additionally as the protection of green concrete and contingent waterproofing layers against pushing of the subsequently placed stone packing into them (see Fig. 4).

This rather demanding concrete casting procedure was further complicated by the use of different kinds of concrete mixture. Whilst the outer portion of the lining consisted of non-reinforced concrete containing a waterproofing admixture (a 10 cm and 15 cm thick layer at walls and vaults respectively), the inner portion consisted of common structural concrete. It was therefore necessary to use sliding steel sheet plates separating the two types of concrete mix. The plates were shifted upwards during the concrete casting operation so that the connection of the two layers could be achieved during the final compaction (see Fig. 6). The steel sheet plates were no more necessary in the upper parts of the vaults – concrete mix containing the waterproofing admixture was poured directly on the structural concrete layer. These plates with diameters of 200 x 50 cm, 2 mm thick, can be found in the Dobrošov fortress. They have two lifting eyes riveted on them for easier handling (see Fig. 7).

The work on the installation of the lining was partially streamlined in longitudinal direction. Whilst the concreting of foundations could be in a significant advance, the vault was closed virtually immediately after the concreting of vertical walls. A sheer key was formed at the front end of the block being cast for the purpose of binding it with the next casting block. A strip of insulating cardboard was inserted into the sheer key before concreting of the next block designed to seal the joint. After several days the formwork was dismantled and was prepared for the repeated application. The formwork frames, templates and boards were reusable.



Obr. 9 Zednická výdřeva (skruže) v sále v podzemí tvrže Stachelberg
Fig. 9 Bricklayers' timbering (centering) in a hall in the Stachelberg fortress underground

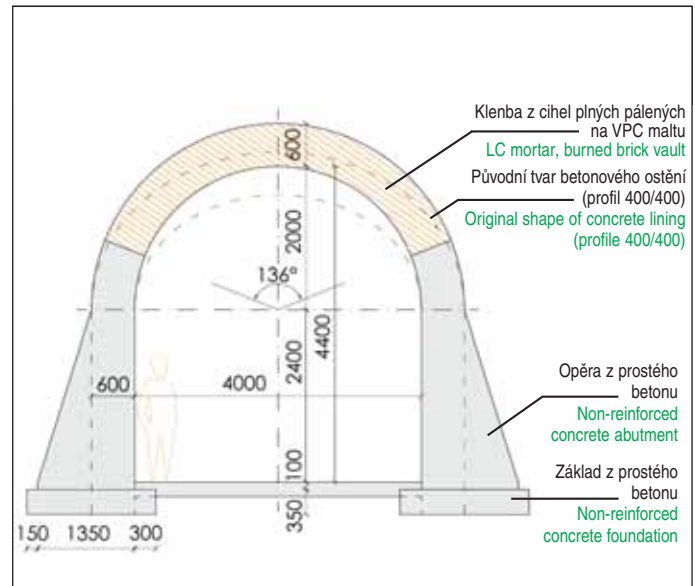
3.3 Izolace a odvodnění

Nepropustnost ostění měla být v příznivých podmínkách zaručena pouze velmi kvalitním ztuhněním samotné betonové směsi, přičemž do jejích vnějších vrstev, jak již bylo zmíněno, byly používány různé izolační přísady, např. Vista – Densyl K (tvrz Bouda, Hanička). Jelikož geologické a hydrogeologické poměry v podloží byly odhalovány víceméně až při samotné ražbě podzemních prostor, bylo vypracováno několik vzorových opatření proti zvýšeným vodním přítokům do podzemního díla.

- Při nesoudržném nadloží mělo dojít ke změně profilu klenby z eliptického průřezu na průřez kružnicový, přičemž výška svislých částí ostění zůstala zachována. Vrchlík klenby měl být dále upraven nadbetonováním „hřebenu“ o výšce max. 15 cm. Došlo tak sice k určitému zvětšení výlomu, zároveň ale bylo od těchto tvarových změn očekáváno, díky zvětšení spádu, rychlejší odvedení vody z klenby do drenáží podél stěn.
- V místech slabých vodních přítoků měla být použita tvarová varianta klenby z předchozího případu, přičemž rubová část ostění klenby se překrývala v té době dostupnými asfaltovými pásy. Rozsah této úpravy byl přibližně vymezen odklonem 30° od vertikály vedené patou klenby.
- V místech silných vodních přítoků měla být použita kombinace obou předchozích opatření, kdy se část lepenkové izolace ve vrchlíku klenby nahradila železnými plechy o tl. 5–7 mm



Obr. 11 Kombinované ostění z prostého betonu a pálených cihel v sále kasáren tvrže Dobrošov; nad klenbou jsou patrné izolační asfaltové pásy
Fig. 11 Combined linings formed by non-reinforced concrete and burned brick in a hall of the Dobrošov fortress barracks. Waterproofing asphalt cardboard sheet can be seen above the vault



Obr. 10 Schéma úpravy ostění v sálech kasáren tvrže Dobrošov, korespondující s obr. 11

Fig. 10 A diagram of the design of the lining in halls of the Stachelberg fortress barracks, corresponding to Fig. 11

The above-mentioned procedures related to the execution of stable excavations of galleries. As far as larger-profile rooms are concerned, the concrete casting system was similar, it was only accommodated to larger spans and larger volume of concrete mix being cast (see Figures 8 and 9). Whilst it was usually possible for galleries, at least for the particular block being cast, to stabilise the excavation by timbering, the timbering was not removed during the construction of the concrete lining in the case of halls. Vertical walls were cast behind the timbering posts and individual load-bearing structures of the formwork could be braced against the timbering left in place. Fans of timbering braces were step-by-step removed during the concreting of the vault and the



Obr. 12 Nedokončené ostění chodby profilu 150/275 v podzemí tvrže Dobrošov; krátké úseky klenby pravděpodobně dočasně stabilizovaly výrub, mezilehlé části klenby měly být betonovány dodatečně

Fig. 12 Uncompleted lining of a 150/257-profile gallery in the Dobrošov fortress underground. Short sections of the vault probably temporarily stabilised the excavation. The intermediate parts of the vault lining were to be cast subsequently



Obr. 13 Odbočka chodeb profilu 150/275 v podzemí tvrze Dobrošov s definitivním ostěním; součást prohlídkového okruhu
Fig. 13 A branch of 150/257-profile galleries in the Dobrošov fortress underground with the final lining installed - part of the guided tour

(obr. 16, 17). Plechy měly být v příčném směru zhruba 100 cm dlouhé a v podélném směru navzájem překryté na „zámek“. Aby byla zaručena jejich trvanlivost, musely být ošetřeny několikavrstvými oboustrannými asfaltovými nátěry.

Vyjmenovaná opatření byla vzorově vypracována pro profily sálů 400/400 a 520/400. V případě menších profilů, především spojovacích chodeb, nebyla geometrie klenby měněna, jelikož její průřez byl navrhován jako kružnicový vždy. Dodatečná izolace lepenkovými pásy a železnými plechy, stejně jako nadbetonování „hřebenu“ bylo však využíváno i v těchto případech (obr. 18, 19).

V praxi, při samotném provádění ostění podzemních prostor, docházelo většinou pouze k drobným odchylkám od výše navrhovaných řešení, podložených zárukami a zkušenostmi stavebních firem.

K samotnému odvedení podzemních vod z okolí díla sloužil systém podélných drenáží, uložených vně základů ostění do šterkového lože. Pečlivé vyplnění nadvýlomu kamennou rovnáninou zaručovalo průsak vodních přítoků touto filtrační a výplňovou vrstvou až k drenážím u základů ostění (obr. 1). Drenážní potrubí bylo tvořeno keramickými troubami o vnitřním průměru 6–8 cm a délce cca 30 cm, kladenými nasraz. Po určitých vzdálenostech, zpravidla po 20 m, bylo drenážní potrubí převedeno otvory v základech do vnitřního prostoru pod podlahou chodeb a sálů, kde se napojovalo na centrální kanalizační potrubí většího průměru. Po betonáži podlah byl přístup ke kanalizaci zajištěn pomocí revizních šachet. Kanalizační a drenážní potrubí sledovalo mírný podélný sklon veškerých podzemních prostor, čímž byla



Obr. 14 Sál profilu 400/440 v podzemí tvrze Dobrošov s definitivním ostěním; podlaha nebyla vybetonována, v „kapsách“ ostění měly být fixovány cihelné příčky
Fig. 14 A 400/440-profile hall in the Dobrošov fortress underground with the final lining installed. The concrete floor concreting was not carried out. Brick partitions were to be fixed in mortises in the lining

remaining timbering structure was removed when the last pours at the vault crown were being carried out. In addition, it was possible to fully use working platforms which were installed at the level of plate timber or lateral braces between timbering posts. In addition, after some trimming, high timbering posts were probably used for supporting the vault templates. In this case, because of the span reaching up to 5.2 m, the templates consisted of 3 layers of 5 cm thick boards and were several times longitudinally braced to prevent buckling.

Geological conditions in certain areas of the Dobrošov fortress were so unfavourable that the contractor refused to install the lining in the required way and proposed their own solution and supported it by calculations and drawings. In squeezing ground areas, where weathered layers of mica schist and phyllite with soft clayey filling of joints fell into the excavated opening, the concrete lining was proposed to be combined with brick linings (see Figures 10 and 11). These linings made faster construction possible and, virtually immediately after the closing of the vault, the lining was capable of resisting overburden pressures, as opposed to concrete. Waterproofing consisting of asphalt cardboard sheets or steel sheets was subsequently placed on the brick vault. The waterproofing was covered with pre-cast plates used in the construction of the concrete lining. Cement mortar was spread on the plates. In halls of the Barošov fortress barracks, we can find till now brick vaults fulfilling without obvious problems the purpose for which they had been proposed.

The Dobrošov fortress was hit by the suspension of works at the end of September 1938, at the moment of the highest rates of the lining construction (see Figures 12, 13, 14 and 15). According to invoices, 3,300 m² of formwork were prepared in the fortress underground. It was dismantled in January 1939 without being used. The total of 2,360 tonnes of cement were consumed during the concreting in the underground. This amount roughly corresponds to the volume of the lining of 6,000 m³. On the other hand, the completed concrete casting volume represents less than a half of the planned extent.

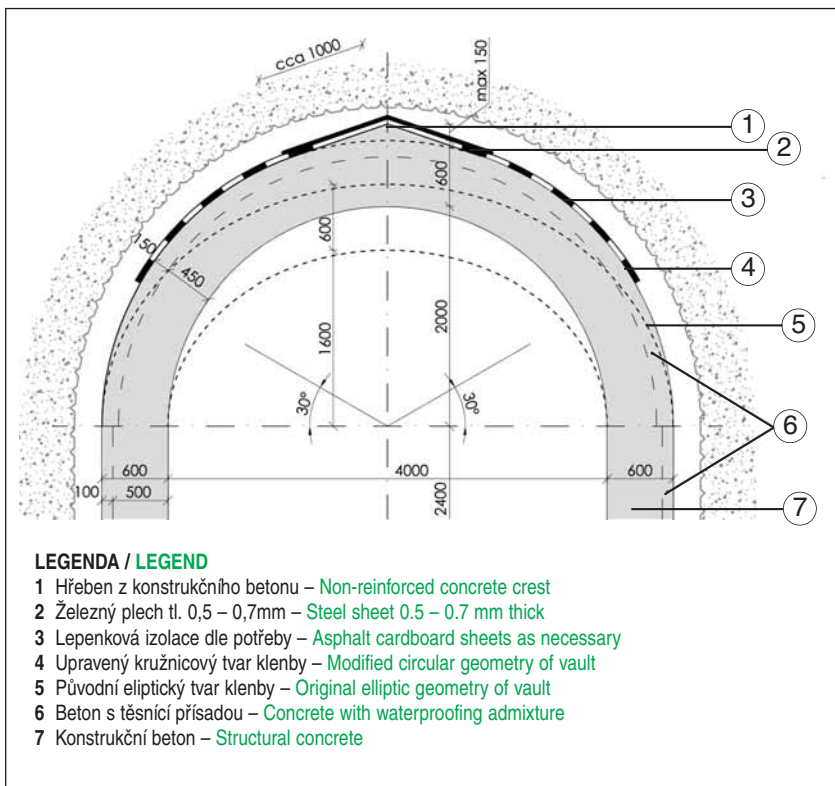
3.3 Waterproofing and drainage

The impermeableness of the lining in favourable conditions was to be provided only by high-quality compaction of the concrete mix itself, with a waterproofing agent added to the mix to be used for external layers, as mentioned above, e.g. Vista – Densyl K (the Bouda and Hanička fortresses). Because of the fact that geological and hydrological conditions in the underground were revealed more or less as late as during the excavation of underground spaces, several typical measures against increased inflows of water into the underground working were prepared.

- In the case of incoherent overburden, the vault profile was to be changed from elliptical to circular, where the height of vertical lining walls remained unchanged. The vault crown was to be further modified by increasing the level of its top by adding a maximum 15 cm high “concrete crest” on it. On the one hand,



Obr. 15 Muniční sál profilu 520/460 v podzemí tvrze Dobrošov s definitivním ostěním; součást prohlídkového okruhu
Fig. 15 A 520/460-profile ammunition store room in the Dobrošov fortress underground with the final lining installed - part of the guided tour



Obr. 16 Schéma izolačních opatření klenby definitivního ostění ve velmi nepříznivých podmínkách

Fig. 16 Diagram of waterproofing measures for the final lining vault to be installed in very unfavourable conditions

zaručena funkčnost odvodnění. V případě, že zastížené podzemní prameny a průsaky byly klasifikovány jako zdravotně nezávadné, byly sváděny pomocí samostatného potrubí pod podlahami chodeb a sálů do rezervoárů, odkud se pak tato pitná voda rozváděla podle potřeb jednotlivých tvrzí (kuchyně, toalety, sprchy, ošetrovna, chlazení technologických zařízení apod.).

4 ZÁVĚR

Opevnění, budované v Československu ve 2. polovině 30. let 20. století proti vojenské agresi okolních států, zůstalo nedokončeno. Ve fázi největšího tempa výstavby jej zastihla tehdejší politická rozhodnutí. Přesto v této době vzniklo dílo, které v naší republice nemá obdoby.



Obr. 17 Izolace s použitím plechů na klenbě ostění sálů kasáren tvrze Dobrošov; ze snímku jsou také poměrně dobře patrné zkrácené záběry betonáže vrchlíku klenby

Fig. 17 Waterproofing using steel sheets on the vault of halls of the Dobrošov fortress barracks. It is, in addition, possible to relatively well see the reduced length of casting blocks of the vault crown

the volume of excavation slightly increased, on the other hand, it was expected that, owing to the increased gradient of its upper surface, water would be removed from the vault surface to drains running along the walls faster.

- In the locations where weak water inflows were to be encountered, the shape variant of the vault described in the previous case was to be applied, with the covering of the external surface of the vault with the asphalt cardboard sheets which were available at that time. The extent of this treatment was roughly delineated by the line declining 30° from the vertical line led from the vault springing.
- In the locations where strong water inflows were to be encountered, a combination of the two above-mentioned measures was to be used, where a part of the asphalt waterproofing sheets was replaced by steel sheets 5 – 7 mm thick (see Figures 16 and 17). The steel sheets were to be about 100 cm long in the lateral direction and were to overlap each other in the longitudinal direction, forming a lock joint. They had to be treated by several layers of asphalt coating on either side so that their durability was ensured.

The above measures were prepared as typical solutions for 400/400 and 520/400 cm hall dimensions. In the cases of smaller profiles, first of all connecting galleries, the vault geometry was not changed because of the fact that circular cross-sections were designed for all profiles. Anyway, waterproofing consisting of asphalt bars and steel sheets, as well as the concreting of the “crest”, was designed even for these cases (Figures 18 and 19).

In the praxis, mostly only minor deviations from the proposed solutions were implemented during the construction of linings of underground spaces. The deviations were based on guarantees and experience of construction contractors.

Ground water was evacuated from the surroundings of the workings by longitudinal drains installed in a gravel bed along the external surface of foundations. Thorough filling of the overbreak with stone packing ensured that water inflows seeped through this filtration and backfilling layer down to the drains located at the lining foundations (see Fig. 1). The drainage pipeline consisted of about 30 cm-long clay pipes with the inner diameter of 6 – 8 cm, laid with but joints. The drainage lines were diverted at certain intervals, usually every 20 m, through openings in the foundations into the inner space under the floors of galleries and halls, where they were connected to a larger-diameter central drainage line. When the concreting of floors had been completed, the access to the central drainage was provided through manholes. The side drains and the central drain followed a moderate gradient existing in all underground spaces. The function of drainage was ensured in this way. If the underground springs and the seepage were classified as non-damaging human health, they were evacuated through a separate pipeline running under floors of galleries and rooms to reservoirs. This potable water was subsequently distributed from the reservoirs according to the needs of individual fortresses (kitchens, toilets, showers, medical treatment rooms, cooling equipment rooms etc.).

4 CONCLUSION

The fortification which was being built in Czechoslovakia in the second half of the 1930s against the military aggression of neighbouring states remained uncompleted. It was caught in the phase of the highest pace of the construction by political decisions of that time. In spite of this fact, the works which originated at that time are unparalleled in our republic.

Nearly 10,000 light-weight structures and 263 heavy structures were built during a very short period of time, lasting for about 5 years. It was necessary during this short period to develop the basic fortification



Obr. 18 Betonový „hřeben“ s izolací z lepenkových pásů na klenbě ostění hlavní galerie tvrze Dobrošov

Fig. 18 The concrete “crest” with waterproofing cardboard on the vault of the main gallery of the Dobrošov fortress

Během velice krátké doby, zhruba 5 let, bylo vybudováno 263 těžkých a téměř 10 000 lehkých objektů. Za toto krátké období bylo nutno vytvořit samotnou základní koncepci opevnění, kterou následovaly rozsáhlé projekční práce. Pro všechny konstrukce bylo nutno vyhledat optimální materiály a způsoby provádění. Samotná výstavba trvající tři roky se stala velkou výzvou pro stavební firmy, které se musely vypořádat s novými technologiemi, dbát na vysokou kvalitu prováděných prací pod přísným dohledem vojenského stavebního dozoru a dodržet velmi napjaté termíny výstavby. Staveniště v pohraničí byla často značně odlehlá, komunikace k nim procházely dosti nepřístupným terénem, zaměstnanci firem museli být výhradně české národnosti. Na stavbách bylo používáno minimum mechanizačních prostředků, převládala řemeslná ruční práce – na stavbě tvrze Stachelberg bylo k 31. srpnu 1938 zaměstnáno až 1500 dělníků. Vzhledem k značnému rozsahu prací na stavbě tvrzí působilo mnoho renomovaných firem (viz 1. část článku), ze kterých se v 2. polovině 20. století transformovala řada našich současných předních stavebních společností.

Většina opevňovacích staveb se zachovala ve velmi dobrém stavu do dnešních dnů. Výjimku tvoří pouze stavby poničené za okupace nebo poškozené poválečnou „těžbou“ prováděnou n. p. Kovošrot. Na ostění tvrzí v podzemí se lze setkat s vodními průsaky, v globálním měřítku však konstrukce bez problémů vyhovují, i když prováděná izolační opatření se mohou z dnešního pohledu zdát poněkud úsměvná. Vlivem přerušení prací jsou některé nevybetonované prostory podzemí tvrzí Dobrošov, Skutina, Stachelberg a Šibenice narušeny závaly a zatopeny vodou.

Na základě doložených faktů a informací, předkládaných ve stručné verzi v tomto článku, můžeme pouze smeknout před dosaženými stavebními výkony a zručností našich tunelářských předchůdců.

BC. JAKUB MIKOLÁŠEK, mikolasek@seznam.cz,
 PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
 KATEDRA GEOTECHNIKY FSv ČVUT

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek



Obr. 19 Izolace klenby ostění s použitím střežovitého plechu na betonovém „hřebenu“ u hlavní galerie tvrze Dobrošov

Fig. 19 Waterproofing on a lining vault using roof-like steel sheets on the concrete “crest” at the main gallery of the Dobrošov fortress

concept itself, which was followed by extensive work on designs. It was necessary to find optimum materials and construction procedures for all structures. The 3 years lasting construction itself became a great challenge for construction contractors, which had to cope with new technologies, to look to the high quality of the work executed under strict military supervision and meet highly strained construction deadlines. Construction sites located in border areas were often very remote, roads to them passed through quite inaccessible terrains, the employees of contractors had to be exclusively of Czech nationality. Minimum mechanisation equipment was used on construction sites and craftsman's manual work prevailed. Up to 1,500 workers were employed on the Stachelberg fortress construction site as of 31st August 1938. With respect to the large extent of the works, numerous renowned firms (see Part 1 of this paper), from which many of our today's prominent construction companies were transformed in the second half of the 20th century, were employed on the fortress construction sites.

The majority of fortification structures have been preserved in a very good condition till now. The only exceptions are the structures damaged during the German occupation or the structures damaged by the post-war “exploitation” carried out by Kovošrot n. p. (a company dealing in metal scrap). On the other hand, it is possible to see local leaks of water through the linings in the underground of the fortresses. But, on global scale, the structures are satisfactory, despite the fact that the waterproofing measures may, in retrospect, seem to be a little comical. Owing to the suspension of the works, some underground spaces of the Dobrošov, Skutina, Stachelberg and Šibenice fortresses where concrete linings were never installed were destroyed by collapses and became waterlogged.

Taking into consideration the documented facts and information presented in a brief version in this paper, we can only salute our tunnelling ancestors' skills and outputs of their work.

BC. JAKUB MIKOLÁŠEK, mikolasek@seznam.cz,
 PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
 THE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
 OF THE CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE

LITERATURA / REFERENCES

- [1] GREGAR, O., ČERMÁK, L., RÁBOŇ, M. *Skutina potřetí*. In Fortsborník č. 4/5. Brno: Společnost přátel československého opevnění, 1998. s. 11–53.
- [2] HOBST, L., ZWETTLEROVÁ Y. *Betony vojenských opevnění*. In BETON 6/2003, s. 24–27.
- [3] KAPLAN, V., BROŽ, J. *Opevnění na Náchodsku: Skutečnost a vzpomínky*. 1. vyd. Náchod: Okresní muzeum v Náchodě, 1988, 128 s.
- [4] *Současná fotografická dokumentace*: Jan Juřena, Michal Souček.
- [5] Podklady z terénního průzkumu zpracované Jaroslavem Brožem, Ladislavem Čermákem, Oldřichem Gregarem a Jakubem Mikoláškem

TUNEL JABLUNKOV, HISTORIE A BUDOUCNOST? JABLUNKOV TUNNEL, HISTORY AND FUTURE?

OTA JANDEJSEK

1 ÚVOD

V rámci modernizace železničních koridorů v ČR se rekonstruují i původní, dnes již téměř 145 let staré, jablunkovské jednokolejné tunely (obr. 1). Ty byly dosud významnou technickou a kulturní památkou České republiky. Podle stávajícího projektu rekonstrukce má být jeden z tunelů v Mostech u Jablunkova rozšířen na dvojkolejný. Druhý původní tunel má být z poloviny zasypan a z druhé poloviny využit jako úniková štola.

Technická památka mimořádného kulturního a historického významu tak má být v podstatě ztracena.

Je známá věc, že vyspělost národa se pozná i podle způsobu, jakým pečuje o své kulturní dědictví, ať už v hmotné (architektura, umělecká tvorba), či duševní (jazyk, tradice, zvyky) oblasti. Nezřídka je z historie známo, že úpadek některého národa či civilizace bývá doprovázen devastací právě jeho kultury, čemuž předchází lhostejnost ke své vlastní historii a nezájem o zachování kontinuity minulosti s budoucností.

A právě stavby bývají leckdy významnými svědky historického vývoje moderních společností. Chtělo by se říct, že tento fakt je našemu stupni poznání a vzdělanosti znám a že se jím řídíme. Je tomu ale opravdu tak?

Možnou odpověď může být i případ tunelu Jablunkov č. I.

2 VÝSTAVBA PŮVODNÍCH JABLUNKOVSKÝCH TUNELŮ

Jablunkovské jednokolejné tunely, které procházejí Jablunkovským průsmykem, jsou, resp. byly historickými podzemními stavbami, ležícími na trati mezi Bohumínem a Čadcou, vybudovanými jako součást Košicko-bohumínské dráhy (KBD). Vznik KBD se datuje k roku 1864, kdy byl ve Vídni vydán „*Pamětní spis o Košicko-Bohumínské železnici*“ – dokument, který definoval trasování plánované železnice [1].

V červnu roku 1866 byla udělena koncese na výstavbu a provoz KBD konsorciu belgických podnikatelů bratrů Richeových. Samotná výstavba byla zahájena roku 1867, avšak na tlak slezských průmyslníků nikoli z plánovaných Košic, ale průmyslově rozvinutého Slezska. Po zprovoznění první části



Obr. 1 Jižní portály historických tunelů v Mostech u Jablunkova
Fig. 1 Southern portals of the historic tunnels in Mosty u Jablunkova

1 INTRODUCTION

The original, today already nearly 145 years old, Jablunkov single-track tunnels (see Fig. 1) are being reconstructed within the framework of the modernisation of railway corridors in the Czech Republic. Till now the tunnels have been important Czech Republic's technical and cultural monuments. According to the current reconstruction design, the width of one of the tunnels in the municipality of Mosty u Jablunkova is to be enlarged to accommodate two tracks. The other original tunnel is to be backfilled in one half and be used as an escape gallery in the other half.

This means in essence that the technical monument of exceptional cultural importance is to be lost.

It is a well known fact that the enlightening of a nation can be judged, among other criteria, according to the system of its care of its cultural heritage, in both material (architecture, artistic works) and intellectual (language, tradition, customs) areas. It is often known from the history that the decline of a nation or civilisation is usually attended by the collapse of its culture, which is preceded by the disregard of its own history and the lack of interest in maintaining a continuity of the past with the future.

It is especially the case of structures that are usually significant witnesses of the historic development of modern societies. One would be tempted to say that this fact is well known to our degree of knowledge and culture and we live up to it. But is it really true?

A possible answer can even be found in the Jablunkov tunnel No. 1 tunnel.

2 CONSTRUCTION OF ORIGINAL JABLUNKOV TUNNELS

The Jablunkov single-track tunnels, running across the Jablunkov Pass, are, better to say were, historic underground structures located on the rail line between Bohumín and Čadca. They were built as a part of the Košice – Bohumín line (KBL). The origination of the KBL is dated from 1864, when the “*Commemorative Treatise on the Košice – Bohumín Railway Track*” was published in Vienna. This document defined the alignment of the planned rail line [1].

In June 1866, the concession for the construction and operation of the KBL was granted to a consortium consisting of Belgian entrepreneurs, brothers Riche. The construction work itself commenced on 1867 but, under the pressure of Silesian industrialists, from industrially developed Silesia instead of the planned town of Košice. After putting the initial section of the rail line from Bohumín to Těšín into operation, at the beginning of 1869, the consortium encountered financial problems and checks were made on the construction work. The work recommenced in April of the same year, after an English-Austrian bank in Vienna took charge of the funding. Since that moment the work on the development of the track started running at a rapid rate. It is proved by the fact that the 335 km long remaining part of the line was carried out during a mere three years (1869 – 1872). The quantity of builders of all possible professions corresponds to this statement. Reportedly, 17,000 men and women participated in the construction. We know from preserved archive documents that in 1870, which is the year during which the Jablunkov tunnel (607 m) was being driven, the construction employed 935 bricklayers, 2140 carpenters, 2140 stonemasons, 735 miners, 152 quarrymen and 953 craftsmen of various professions, in addition to other thousands of day labourers coming mostly from the closest neighbourhood. These figures are adequate taking into consideration the enormous volumes of work which had to be carried out: moving of 7.7 million m³ of earth



Obr. 2 Jižní portál tunelu Jablunkov č. I
Fig. 2 Southern portal of the Jablunkov No. 1 tunnel

trati z Bohumína do Těšína, na začátku roku 1869, se konsorcium dostalo do finančních problémů a stavba do útlumu. Stavební práce byly obnoveny v dubnu téhož roku, kdy se financování ujala Anglo-rakouská banka ve Vídni. Poté se již práce na budování trati rozjely plným tempem, což dokládá fakt, že zbylá část trati délky 335 km byla realizována za pouhé tři roky (1869–1872). Odpovídají tomu také počty budovatelů všech možných profesí. Údajně se na výstavbě podílelo 17 000 lidí. Z dochovaných archiválií víme, že roku 1870, kdy se také razil Jablunkovský tunel (607 m), na stavbě pracovalo 935 zedníků, 2140 tesařů, 482 kameníků, 738 barabů, 152 skalníků a 953 řemeslníků jiných profesí vedle dalších tisíců nádeníků převážně z nejbližšího okolí. Tyto počty jsou pak podloženy enormním objemem prací, které bylo nutné realizovat: přemístění 7,7 milionu m³ zeminy a 9,9 milionu m³ kamene, vybudování násypů a zářezů do výšky až 26 m, stavba 869 mostů a propustků a ražba tunelů v celkové délce cca 2 km (tunel Strečno – 524 m, Margecanský tunel – 431 m a Kralovanský tunel – 401 m) [1].

Dne 8. 1. 1871 byl předán do provozu 69 km dlouhý úsek trati mezi Těšínem a Žilinou včetně tunelu Kalchberg, dnes označen jako Jablunkov č. I (obr. 2). Trať totiž byla stavěna jako jednokolejná, avšak stavitel-provozovatel měl v koncesi uvedenou klauzuli, která jej zavazovala trať zdvojkolejnit tehdy, kdy roční hrubý zisk na jednu míli železnice bude převyšovat ve dvou po sobě jdoucích letech 150 000 zlatých. Roku 1914 byla zahájena ražba druhého jablunkovského tunelu. Jablunkovský tunel č. II byl do provozu uveden 31. 1. 1917 [1] (obr. 3).



Obr. 4 Jižní portál tunelu Jablunkov č. II – výstavba nového portálu (2008)
Fig. 4 Southern portal of the Jablunkov No. 2 tunnel – construction of a new portal (2008)



Obr. 3 Jižní portál tunelu Jablunkov č. II
Fig. 3 Southern portal of the Jablunkov No. 2 tunnel

and 9.9 million m³ of stone, developing embankments and open cuttings up to 26 m high/deep, constructing 869 bridges and culverts and driving tunnels at the total length of approximately 2 km (the Strečno tunnel - 524 m, the Margecany tunnel - 431 m and the Kralovany tunnel - 401 m) [1].

The day of 8 January 1871 saw the inauguration of the 69 km long track section between Těšín and Žilina, including the Kachlberg tunnel (today termed the Jablunkov No. 1 tunnel) I (see Fig. 2). The reason was the fact that the railway line was being developed as a single-track design, but there was a condition for the builder-operator contained in the concession binding him to add the second track if the annual gross profit for one mile of the railway line exceeded 150,000 gulden in two successive years. The excavation of the second Jablunkov tunnel commenced in 1914. The Jablunkov tunnel No. 2 was inaugurated on 31 January 1917 [1] (see Fig. 3).

Till this year, the Jablunkov tunnel No. 2 has been in operation for 141 years. Together with its twin, which today de facto does not exist, it was a witness of many historical events. The most important of them are connected with the outbreak of World War Two, because of the fact that the two Jablunkov tunnels were of extraordinary strategic importance for German war planners.

3 JABLUNKOV TUNNELS AND WORLD WAR TWO

Today, few people know that it was the so-called Jablunkov Incident after which the darkest chapter of mankind, World War Two, started to be written. At the mention of World War Two the date of 1st September 1939 when Nazi armed forces entered Poland comes back to minds of most people. It is obvious that this step was planned in the long term. Less known is the fact that Hitler's "White Plan" (Fall Weis) contained the attack launching date to be as early as 26th August 1939.

In 1939, after the conclusion of the Munich Treaty, which forced Czechoslovakia to surrender its border areas populated by Germans (the so-called Sudetenland), even Poland enforced Czechoslovakia to surrender the eastern part of the republic in the Czechoslovak-Polish Triple Border area. As a result, the towns of Bohumín, Český Těšín, Třinec, Jablunkov and Mosty u Jablunkova with the two Jablunkov tunnels ended up in Poland.

They were, because of their high strategic importance, immediately occupied by Polish army and preventatively mined. The assault on Poland was planned by the Wehrmacht General Staff from April 1939. The attack was to start in the dawn of Saturday the 26th August. This was just the date planned by the diversion squad of Wehrmacht led by lieutenant Hans Albert Herzner for an action having as the aim occupying the railway station in Mosty u Jablunkova, thus preventing Poles from destroying the tunnels. The entire action was led from Čadca, from the territory of the, at that time pro-fascist, Slovak State, where the diversion squad consisting of about three tens of



Obr. 5 Severní portály – nový a provozovaný tunel (2012)
Fig. 5 Northern portals – the new tunnel and operating tunnel (2012)

Jablunkovský tunel č. 1 je tento rok v provozu již 141 let a se svým dvojčetem, které dnes již de-facto neexistuje, byly svědky mnoha dějinných událostí. Nejvýznamnější se pojí s vypuknutím druhé světové války, protože oba jablunkovské tunely měly zcela mimořádný strategický význam v záměrech německých válečných plánovačů.

3 JABLUNKOVSKÉ TUNELY A DRUHÁ SVĚTOVÁ VÁLKA

Málokdo dnes ví, že právě tzv. jablunkovským incidentem se začala psát nejtemnější kapitola lidstva, druhá světová válka. Při zmínce o 2. světové válce se patrně většině lidí vybaví datum 1. září 1939, den, kdy nacistická vojska vstoupila do Polska. Je zřejmé, že tento krok byl dlouhodobě plánován, méně se však ví, že Hitlerův „plán Bílý“ (Fall Weiss) počítal se zahájením útoku již 26. srpna 1939.

Roku 1938, po podpisu mnichovské dohody, kterou bylo Československo donuceno vzdát se svého pohraniční obývaného Němci (tzv. Sudety), vynutilo si i Polsko odstoupení východní části republiky v oblasti československo-polského trojmezí. Na polském území se tak ocitla města Bohumín, Český Těšín, Třinec, Jablunkov i Mosty u Jablunkova s oběma jablunkovskými tunely.

Ty byly z důvodů vysokého strategického významu okamžitě obsazeny polskými vojáky a preventivně zaminovány. Napadení Polska plánoval generální štáb wehrmachtu už od dubna 1939. Útok se měl uskutečnit nad ránem v sobotu 26. srpna. A právě na toto datum naplánoval diverzní oddíl wehrmachtu vedený poručíkem Hansem Albertem Herznerem akci na obsazení nádraží v Mostech u Jablunkova s cílem zabránit zničení tunelů Poláky. Celá akce byla vedena z Čadce, z území tehdejšího profašistického Slovenského štátu, kde byl zformován a vycvičen diverzní oddíl čítající zhruba tři desítky proněmecky smýšlejících bojůvkářů. V noci z 25. na 26. srpna 1939 překročil tento oddíl tehdejší slovensko-polskou hranici a obsadil nádraží v Mostech. Polští obránci tunelů útočnický odhalili díky informacím polské telefonistky z nádraží a zahájili na ně palbu. I tak bojůvkář Josef Kulík vjel na lokomotivě do tunelu, kde údajně vytrhl zápalné šňůry k trhavinám a projel na slovenské území do Čadce [2].

Podle německých zdrojů jejich diverzní oddíl v Jablunkovském průsmyku zajal a odzbrojil 800 polských vojáků a připravoval se zajmout jednotku dalších 1200 polských vojáků, kteří přijeli ve vlaku do Mostů a netušili, že nádraží je již obsazeno německými diverzanty. Nicméně z rozkazu německého velení se diverzní oddíl stáhl zpět na Slovensko. Podle polských zdrojů se útočnickům naopak tunely obsadit nepodařilo a z nádraží v Mostech byli za několik hodin polskými vojáky vytlačeni. Jisté je, že se německá armáda musela Polsku za incident oficiálně omluvit.

Proč vlastně došlo k odvolání původního termínu „Fall Weiss“? Hitler se v první řadě zalekl zprávy o spojenecké smlouvě mezi Polskem a Velkou Británií, která byla podepsána právě 25. srpna. Hitler současně až do odpoledne téhož dne čekal na Mussoliniho souhlas se vstupem Itálie do války. Ten však přišel s neakceptovatelnými podmínkami. Další příčinou byla zřejmě žádost generálního štábu wehrmachtu o několikadenní odložení útoku, protože německá armáda ještě nebyla

pro-German thinking storm troops was formed and trained. During the night from 25th to 26th August 1939, this squad crossed the at that time existing border between Slovakia and Poland and took the railway station in Mosty. Polish defenders exposed the invaders owing to information from a Polish telephone operator from the railway station and opened fire on them. Despite this fact, Josef Kulík, one of the storm troops, entered the tunnel on a locomotive and, reportedly, pulled the fuse off the explosives and passed through to Čadca in the Slovak territory [2].

According to German sources, their diversion squad captured and disarmed 800 Polish troops in the Jablunkov Pass, and was preparing for capturing a unit containing other 1200 Polish troops who arrived on train, unaware of the fact that the railway station had been taken by German diversionists. Nevertheless, under an order of the German headquarters, the diversionary squad backed off back to Slovakia. According to Polish sources it was just the opposite: the invaders did not manage to take the tunnels and were pushed out from the Mosty railway station by Polish soldiers within several hours. One thing is certain: German army had to officially apologise to Poland for the incident.

What was the real reason of cancelling the original term for the “Fall Weiss”? First of all, Hitler got frightened of the news about the treaty of alliance between Poland and Great Britain, which was signed just on 25th August. In addition, Hitler waited till the afternoon for Mussolini's approval to the entry of Italy to the war. But the approval arrived with unacceptable conditions. Another reason was obviously the request of the General Staff of Wehrmacht for the attack to be postponed for several days because the German army had not been in the full combat readiness yet. In this situation, the order to stop the aggression arrived in Čadca at the moment when the entire diversion squad action was in full swing. Six days later, when World War Two really broke out, Germans no more tried to save the tunnels in Mosty u Jablunkova. As a result, the commander of Polish sappers, sub-lieutenant Witold Pirszeld managed to damage both tunnels, using 20 tonnes of explosives, in a way making the strategic railway line to Slovakia impassable for many months. Subsequently, on the first day of World War Two, Polish army retreated from the occupied part of the Czech Těšín region [2].

Thus the Jablunkov incident is considered by military historians to be the first premature attack of World War Two.

4 IMPORTANCE OF JABLUNKOV TUNNELS FOR TRANSPORT

The importance of the Jablunkov tunnels for transport was absolutely exceptional from the very beginning. It was the main transport route between Czech provinces and Slovakia. At the beginning it was of critical importance for the development of Slovakia and, after World War 2, even for the development of the industrial centre of the region of Ostrava, as well as the development of the industrial basis of the entire Czechoslovak Republic. It was the route along which thousands of tonnes of raw materials, first of all iron ore, flew to Ostrava ironworks from the former USSR.

It was therefore logical that this project for the reconstruction of the Jablunkov tunnels originated within the context of the modernisation of railway corridors, which commenced after 1990. The objective was to provide this critical point of the rail line connecting the Czech Republic and Slovak Republic with means meeting current higher requirements for the speed, capacity and safety of railway transport. The design speed of passage through the tunnel after reconstruction should reach 160 km/h, which is the same as the speed on the other railway corridors in the Czech Republic.

In November 2007, nearly 95 years after the commencement of the construction work, the operation of the Jablunkov tunnel No. 2 was terminated and the so-called reconstruction of the structure started (see Fig. 4). After various considerations, the variant containing the conversion of the original single-track tunnel (about 30 m²) to a double-track profile (80 m² profile) with parameters corresponding to current standards was eventually chosen. According to the design,



Obr. 6 Deformace terénu po závalových událostech (2009)
Fig. 6 Terrain deformations after the collapse events (2009)

v plné pohotovosti. A tak rozkaz o zastavení agrese přišel do Cadce v době, kdy již byla celá diverzní akce v běhu. O šest dnů později, kdy 2. světová válka vypukla skutečně, se už Němci tunely v Mostech u Jablunkova zachránit nesnažili, a tak se veliteli polských ženistů doporučíku Witoldu Pirszelovi podařilo 20 tunami tritolu oba tunely poškodit takovým způsobem, že vojensky strategická trať na Slovensko byla řadu měsíců nesjízdná. V první den druhé světové války pak polská vojska ustoupila ze zabrané části českého Těšínska [2].

Jablunkovský incident je tak vojenskými historiky všeobecně považován za první předčasný útok druhé světové války.

4 DOPRAVNÍ VÝZNAM JABLUNKOVSKÝCH TUNELŮ

Dopravní význam jablunkovských tunelů byl od počátku zcela mimořádný. Jednalo se o hlavní dopravní spojení mezi českými zeměmi a Slovenskem. To mělo prvotně zásadní význam pro rozvoj Slovenska a po 2. světové válce i pro rozvoj průmyslového centra ostravského regionu a budování průmyslové základny celé Československé republiky. Tudy do ostravských hutí proudily tisíce tun surovin, zejména železné rudy z bývalého SSSR.

Bylo proto logické, že spolu s modernizací železničních koridorů České republiky, ke které se přistoupilo po roce 1990, vznikl i projekt na rekonstrukci jablunkovských tunelů. Smyslem bylo, aby i toto klíčové místo na železniční dopravní spojnici mezi ČR a SR splňovalo současné vyšší nároky na rychlost, kapacitu i bezpečnost železniční dopravy. Projektovaná rychlost v rekonstruovaném tunelu by měla dosahovat až 160 km/hod., stejně jako na ostatních železničních koridorech ČR.

V listopadu roku 2007, tedy po téměř 95 letech od zahájení výstavby, byl v tunelu Jablunkov č. II ukončen provoz a zahájena jeho tzv. rekonstrukce (obr. 4). Po různých úvahách byla nakonec zvolena varianta přeražby původního jednokolejného tunelu (profil cca 30 m²) do dvojkolejného profilu s parametry odpovídajícími dnešním normám (profil 80 m²). Z původní konstrukce rekonstruované tunelové trouby nebude podle projektu zachována žádná viditelná část (obr. 5).

Během rozšiřování původního tunelu došlo k několika haváriím. Příčinou byly mimořádně složité geologicko-tektonické poměry v místě stavby, které byly navíc zkomplikovány původní výstavbou obou tunelových trub a pravděpodobně i vlivem jejich poškození v roce 1939 a následnými provozními opravami.

Po dobu rekonstrukce byla veškerá doprava soustředěna do jediné tunelové trouby č. I.

Po havárii ze dne 15. a 17. 11. 2009, kdy došlo k cca 130 m dlouhému závalu, stáli všichni účastníci výstavby před otázkou, zda nebyla dotčena stabilita a bezpečnost druhé tunelové trouby, jejíž podélná osa se nacházela v minimální vzdálenosti od hranice závalu (obr. 6).

no visible part of the original structure of the tunnel tube will be maintained after the reconstruction (see Fig. 5).

Several incidents were experienced during the course of the work on the original tunnel width enlargement. They were caused by exceptionally complicated geological and tectonic conditions in the tunnel location. In addition, the conditions were further complicated by the original construction of the two tunnel tubes and, probably, owing to the influence of the damage caused to them in 1939 and the subsequent operational repairs.

During the course of the reconstruction, all traffic was directed to a single tunnel tube, the tube No. 1.

After the incident on 15th and 17th November 2009, when about 130 m of the tunnel collapsed, all project parties faced the question whether the stability and safety of the other tunnel tube, the longitudinal centreline of which was located at a minimal distance from the boundary of the collapse, had been disturbed (see Fig. 6).

Continual monitoring of the tunnel lining deformations with remote transmission of the data was operatively designed. The monitoring started several days after the collapse. It made the restarting of traffic, which had been stopped for safety reasons, possible. The long-term decommissioning of the operating tunnel has an extremely negative effect, first of all on freight transport, and causes complications to big enterprises in the region of Ostrava (Třinec Steelworks, AcelorMittal Ostrava etc.) in production, associated with significant economic consequences.

The continual monitoring of the operating tunnel has been running throughout the work on the recovery of collapses, thus has been providing continual information on the sufficiency of the reliability of the stone masonry lining and correctness of proposals for the collapse recovery technique. Owing to the monitoring it was not necessary to suspend traffic for a long time, thus immense financial losses were prevented.

At the moment (February 2012), the work on the recovery of collapses is in full swing (see Fig. 7). The opening of the tunnel to traffic is planned for the first half of 2013. The problems which were encountered during the course of the entire reconstruction will certainly become a subject of detailed analyses by geotechnicians and tunnelling specialists for the edification at other tunnel construction projects.

5 JABLUNKOV TUNNEL NO. 1 FUTURE

Are you asking what the future of the, till now operating, Jablunkov tunnel No. 1 is? If you expect that after the commissioning of the new modern tunnel this structure will be treated as a national cultural and technical monument of not negligible importance, you are wrong.

Operativně byl navržen kontinuální monitoring deformací tunelového ostění s dálkovým přenosem dat. Monitoring byl zahájen několik dnů po havárii a umožnil opětovně zprovoznění dopravy, která byla z důvodů bezpečnosti zastavena. Dlouhodobé odstavení provozovaného tunelu má zejména pro nákladní dopravu mimořádně negativní dopad a velkým podnikům ostravského regionu (Třinecké železářny, ArcelorMittal Ostrava apod.) způsobuje komplikace ve výrobě s významnými ekonomickými dopady.

Kontinuální monitoring ostění provozovaného tunelu probíhá i po celou dobu prací na zmáhání závalů a zajišťuje tak průběžné informace o dostatečné spolehlivosti kamenného ostění i správnosti návrhu řešení zmáhacích prací. Díky tomu nemusela být v provozovaném tunelu dlouhodobě přerušena doprava a tím bylo zabráněno obrovským finančním ztrátám.

V současné době (únor 2012) naplno probíhají práce na zmáhání závalů (obr. 7). Zprovoznění nového tunelu se plánuje na první polovinu roku 2013. Problémy, ke kterým došlo v průběhu celé přestavby, se jistě stanou předmětem podrobných analýz geotechniků a tunelářských odborníků pro poučení na dalších tunelových stavbách.

5 BUDOUČNOST TUNELU JABLUNKOV Č. I

A jaká budoucnost čeká dosud provozovaný tunel Jablunkov č. I? Pokud se domníváte, že po zprovoznění nového moderního tunelu se bude s touto stavbou nakládat jako s národní kulturní a technickou památkou nezanedbatelného významu, mýlíte se.

Polovina tunelu má být po dokončení rekonstrukce zasypána. Severní portál tunelu, ten u kterého došlo 26. srpna 1939 k přestřelce, má být zlikvidován. Druhá půlka tunelu má být propojovací štolou napojena na nový tunel a sloužit jako úniková štola. Do jižního portálu původního tunelu bude vestavěna stěna s únikovými vraty.

Je nepochopitelné, že se stát, jako vlastník tohoto historicky unikátního díla, pod záminkou ekonomické hospodárnosti rozhodl nenávratně tuto technickou památku „pohřbít“. Odborné veřejnosti jistě není nutné odůvodňovat význam únikové štoly u 600 metrů dlouhého železničního tunelu. Proč by ale historický tunel nemohl další desítky let sloužit chodcům, cyklistům nebo turistům a zároveň vhodnou formou veřejnosti připomínat nejen významné dějinné události našeho státu, ale i unikátní technickou památku, která měla pro rozvoj země zcela zásadní význam? Pro ty, kteří mylně toto nejvýchodnější zákoutí naší vlasti vnímají jako zastrčený a bohem zapomenutý kraj, by byla zmínka o této historicky technické a kulturní památce v cestovatelském bedekru jistě významným impulzem navštívit a objevit tuto pozoruhodnou a malebnou část Beskyd.

Pro stavební inženýry jde zase o svědectví rozvoje dopravního stavitelství v devatenáctém století a o jednu z prvních tunelových staveb v naší republice i v Evropě.

Co by jinde dali za možnost mít na svém území více než 140 let starou, avšak plně funkční stavbu, která navíc v minulosti unikátním způsobem ovlivnila běh dějin?

Kdo si neumí vážit své historie, svého kulturního i technického dědictví, kdo neumí svědomitě pečovat o dílo svých předků a předávat jej následujícím generacím, těžko může být považován za kulturně vyspělého a zajistit si své místo v budoucnosti.

Domníváme se, že ještě není pozdě, aby došlo k takové škodě a že by se odborná technická veřejnost spolu s profesními společnostmi, jako je CzTA, Svaz stavebních inženýrů a ČKAIT s podporou významných firem podnikajících v podzemním stavitelství, měly společně zasadit o to, aby tato technická a kulturní památka nebyla pro naše následovníky ztracena.

ING. OTA JANDEJSEK, jandejsek@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.



Obr. 7 Jižní portál tunelu Jablunkov – zmáhání závalů (12/2011)

Fig. 7 Southern portal of the Jablunkov tunnel – recovering work (12/2011)

One half of the tunnel is to be backfilled when the reconstruction is finished. The northern portal of the tunnel, which is the portal at which the gunfight took place on 26th August 1939, is to be liquidated. The other half is to be connected to the new tunnel through a cross passage and serve as an escape gallery. A wall with escape gates will be built into the southern portal of the original tunnel.

It is past comprehension that the state, the owner of this historically unique piece of construction work, under pretence of economising, decided to “bury” this technical monument in an irretrievable manner. It is certainly not necessary to explain the importance of the escape gallery for a 600 m long rail tunnel to the expert public. Nevertheless, why the historic tunnel could not serve to pedestrians, cyclists or tourists for additional tens of years and, at the same time, remind the public in a suitable form not only of significant epoch-making events of our state, but also of the technical monument of crucial importance for the development of our country? For those who erroneously consider this easternmost corner of our country to be a faraway region forgotten by God, a mention of this historic technically and culturally monument in a tourist guide-book would certainly be an important impulse to visit and discover this noteworthy and picturesque part of the Beskidy Mountains.

For civil engineers, this is a token of the development of transport-related engineering in the nineteenth century and one of first tunnel structures built not only in our republic but also in Europe.

What would other countries give for the opportunity to have an over 140 years old and fully functional structure within their territory, which, in addition, influenced the course of history in a unique way in the past?

He who does not know to respect his history, his cultural and technical heritage, who is not able to painstakingly take care of work of ancestors and hand it over to following generations can hardly be considered to be culturally advanced and gain his place in the future.

We believe that it is not late yet for preventing such the damage and that the expert technical public together with professional associations, such as the CzTA, the Association of Civil Engineers and ČKAIT, with the support of important companies having their business in underground construction, should make joint efforts to prevent the loss of this technical and cultural monument for our descendants.

ING. OTA JANDEJSEK, jandejsek@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] <<http://pkms.webzdarma.cz/historiekbd.html>>

[2] PAJER, J. Jablunkovský incident. A Report – Čtrnáctideník Ministerstva obrany ČR, 17/2007, s. 28-29.

RAŽBA TUNELŮ V SILNĚ ROZPUKANÉM HORNINOVÉM MASIVU NA TRATI BENEŠOV – VOTICE

DRIVING TUNNELS THROUGH HEAVILY FRACTURED ROCK MASS ON BENEŠOV - VOTICE RAILWAY LINE

MILAN KÖSSLER

ÚVOD

V článku se prezentuje pohled geotechnika na ražbu Olbramovického a Tomického tunelu na trati IV. tranzitního koridoru, v úseku Votice – Benešov. Autor zaujímá stanovisko k některým hodnocením projektanta tunelu (Mařík, Tunel 4/2011, „*Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy*“), která vycházejí, podle autora tohoto textu, z ne zcela komplexního a správného posouzení skutečně zastižených geotechnických poměrů při ražbě.

Stavební práce na obou tunelech se rozběhly v druhé polovině roku 2009. Stavba je výjimečná délkou realizovaných podzemních děl – celkem 2690 m dvoukolejných tunelů, z toho čtyři byly ražené a jeden hloubený. Ze směru od severu k jihu to postupně byly tunely Tomický II (ražený celkové dl. 252 m), Tomický I (ražený celkové dl. 324 m), Zahradnický (ražený celkové dl. 1044 m), Olbramovický (ražený celkové délky 480 m) a Votický (hloubený celkové délky 590 m). Ražbami tunelů Tomický I, Tomický II a Olbramovický byly oproti předpokladům zastiženy horší inženýrskogeologické poměry masivu, než bylo predikováno projektem potažmo podrobným geotechnickým průzkumem. U tunelu Zahradnického byla geologická kondice masivu víceméně shodná s předpoklady.

TUNEL OLBRAMOVICKÝ – PRŮBĚH RAŽEB

Toto podzemní dílo má celkovou délku 480 m, z čehož délka ražené části činí 360 m a délka hloubených portálových částí je 2x60 m. Výška nadloží činí od cca 6 m v příportálových úsecích až po cca 25 m uprostřed tunelu. Tunel byl budován konvenčně (NRTM) a je konstruován jako dvouplášťový (primární a sekundární ostění) s mezilehlou hydroizolací. Primární vstrojení je tvořeno stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi, svorníky a předražnými jehlami. Při ražbě bylo dodržováno horizontální členění – v předstihu ražena kalota (cca 60 m²) s následným dotěžením opěr (cca 40 m²). K dnešnímu dni je tunel dokončen a jedna jeho kolej je již v provozu.



Obr. 1 Vypadnutí části čelby v TM 147,9 (RNDr. P. Novotný)
Fig. 1 Collapse of a part of the excavation face at tunnel chainage m 147.9 (RNDr. P. Novotný)

INTRODUCTION

This paper presents a view of a geotechnician on the driving of the Olbramovice and Tomice tunnels on the Transit Corridor No. 4, within the section between the towns of Votice and Benešov.

The construction work on both tunnels commenced in the second half of the year 2009. The construction is exceptional in terms of the length of completed underground workings – 2,690 m of double-track tunnels, four of them mined and one cut-and-cover. The sequence of tunnels in the north–south direction was: the Tomice No. 2 tunnel (mined, total length of 252 m), the Tomice No. 1 tunnel (mined, total length of 324 m), the Zahradnice tunnel (mined, total length of 1,044 m). Worse engineering geological conditions than those predicted by the design or by a similar geotechnical investigation were encountered when the Tomice No. 1, the Tomice No. 2 and the Olbramovice tunnels were being driven. Regarding the Zahradnice tunnel, geological condition of the rock mass was more or less identical with assumptions.

OLBRAMOVICE TUNNEL – THE COURSE OF MINING OPERATIONS

This underground working is 480 m long; of this length the mined part takes 360 m and the cut-and-cover portal sections 2 x 60 m. The maximum overburden height ranges from about 6 m in portal sections to about 25 m in the middle of the tunnel. The tunnel was driven using a conventional method (the NATM). The structure consists of a double-shell lining (a primary and secondary liners) with an intermediate water-proofing layer. The primary support consists of shotcrete reinforced with steel mesh, rock bolts and forepoling. The so-called horizontal excavation sequence was applied – the top heading (about 60 m²) was driven in advance, followed by the excavation of the bench (about 40 m²). At present the tunnel has been completed and one rail is already operating.

The construction work on the Olbramovice tunnel started from the exit (northern) portal (tunnel chainage m 60) on 09/12/2009. According to the geotechnical supervision, engineering geological conditions worse than expected by the survey were encountered during the course of the excavation. Compared to the predicted, relatively good-quality granitoids, the excavation encountered first of all the Moldanubic rocks – intensely weathered and tectonically affected gneiss containing layers of aplitic granites and graphitic shales. The construction contractor had to cope with increased instability of the excavation face and the unsupported excavation, which was caused first of all by pronounced cubical fracturing of the rock mass. Discontinuity planes were in addition limonitised, frequently with clayey filling; weak water inflows were locally encountered. The rock mass was tectonically affected in numerous cases. Tectonic faults were parallel or sub-parallel with the excavation face and were filled with mylonite. Mechanical disintegration was applied to the portal sections in such the EG conditions; systematic blasting was applied later to higher-quality rock, at a greater distance from the exit portal, from tunnel chainage m 153.5.

This assessment of the actually encountered geological situation differs from the opinion of the designer presented in the above-mentioned paper, where the designer assessed the geological condition of the rock mass as stable.

In such unfavourable conditions it was necessary to advance with short, 1.0 to 1.5 m long excavation rounds, with the top heading heavily supported with spiling, which provided protection for miners at



Obr. 2 Počátek ražeb z jižního portálu v silně zvětralých rulách (Ing. J. Svatoš)
Fig. 2 Commencement of tunnelling through heavily weathered gneiss from the southern portal (Ing. J. Svatoš)

Stavební práce se na Olbramovickém tunelu rozběhly 9. 12. 2009 ze strany výjezdového (severního) portálu (TM 60). V průběhu ražby, byly podle hodnocení geotechnického dozoru, zastíženy horší inženýrskogeologické poměry, než bylo předpokládáno v průřezu. Oproti predikovaným relativně kvalitním granitoidním horninám byly totiž zastíženy především horniny moldanubika – intenzivně zvětralé a tektonicky postižené ruly s polohami aplitických žul a grafitických břidlic. Dodavatel stavebních prací se v průběhu ražeb potýkal se zvýšenou nestabilitou čelby a nezajištěného výrubu, která byla způsobena především výrazným kostkovitým rozpukáním skalního masivu. Plochy nespojitosti byly navíc limonitizované a často s jílovou výplní, místy se vyskytovaly slabé přítoky vody. Hornina byla čtne tektonicky postižená. Tektonické poruchy byly souběžné, nebo subparalelní s čelbou a byly vyplněny mylonitem. V takovýchto inženýrskogeologických poměrech bylo pro rozpojování příportálových úseků použito strojní rozpojování, trhavina byla systematicky aplikována až v kvalitnější hornině dále od výjezdového portálu od TM 153,5.

To je odlišné hodnocení skutečně zastížené geologické situace oproti výše uvedenému článku, kde projektant hodnotil geologickou kondici masivu jako stabilní.

V takto nepříznivých podmínkách geotechnik investora požadoval postupovat s krátkými stavebními postupy dl. 1,0 m až 1,5 m se silně zajištěným přístropím předraženými ocelovými jehlami, které poskytovaly ochranu pracovníků na čelbě před padající horninou. Díky jehlám se rovněž podařilo omezit objem nechtěných geologických nadvýlomů. Krátkým stavebním postupům příslušela i technologická třída výrubu včetně vstrojení daná projektovou dokumentací, převážně třída 4, 5 a 6. Nutno říci, že zajištění přístropí pomocí ocelových jehel předepsané projektem v daných technologických třídách nebylo dostačující a bylo nutno počet jehel v jednotlivých stavebních postupech zvýšit.

O špatné geologické kondici horninového masivu svědčí i fakt, že v průběhu ražby tunelu Olbramovický došlo mimo malých nadvýlomů (řád prvních kubíků) rovněž ke dvěma větším mimořádným událostem, při nichž došlo k vypadnutí čelby v řádu desítek kubíků. Vypadnutí horniny z čelby z 11. 2. 2010 je na obrázku 1.

the face against falling rock. Owing to the spiling, the volume of unavoidable geological overbreaks was also reduced. The short excavation rounds were also associated with the respective excavation support classes specified in design documents; classes 4, 5 and 6 prevailed. It is necessary to say that the top heading support by means of the spiling which was prescribed by the design for the above-mentioned excavation support classes was not sufficient and the numbers of spiles installed in individual construction advances had to be increased.

A proof of the bad geological condition of the rock mass is even the fact that, apart from minor overbreaks (in the order of single cubic metres), even two larger exceptional events happened during the course of the excavation, where rock with the volumes in the order of tens of cubic metres fell from the face. The fall of the rock from the excavation face dated 11/02/2010 is shown in Fig. 1. The quality of rock mass gradually increased with the growing overburden height. It was possible in the middle of the tunnel to apply excavation support class 3 with the round length of 2.0 m.

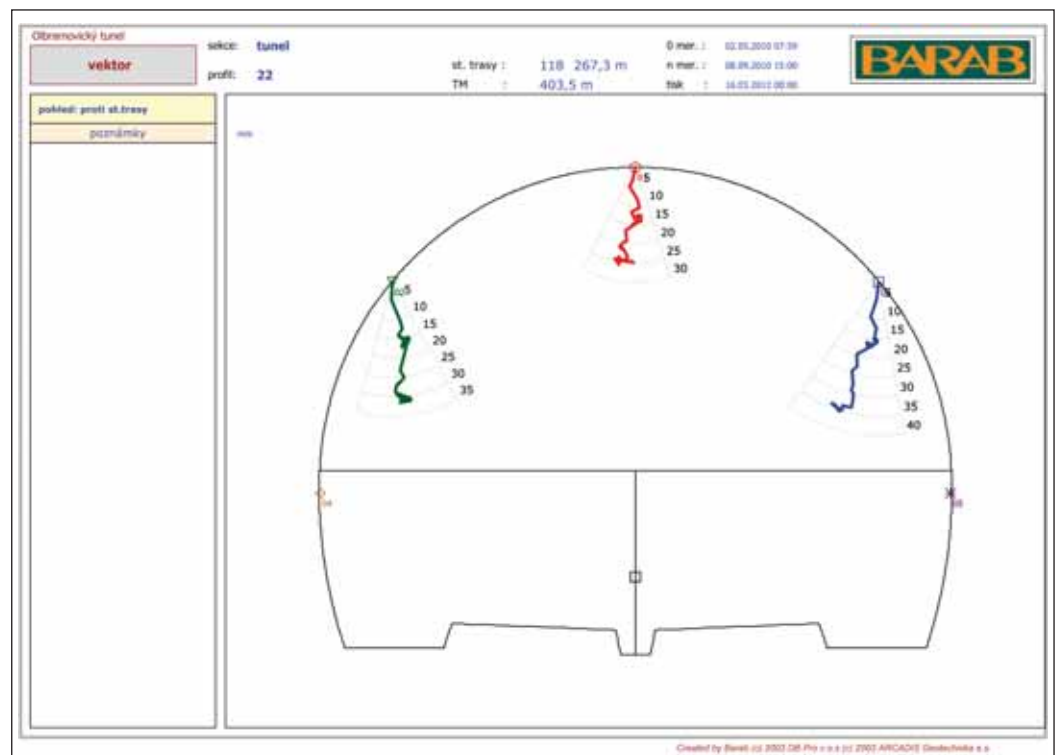
The excavation from the exit (northern) portal was terminated at tunnel chainage m 366.3. The excavation from the opposite, entrance portal (chainage m 420) started on 24/4/2010 with the objective to carry out the breakthrough inside the rock massif. The excavation from the south encountered a layer of heavily weathered gneiss, locally having the character of soil. This condition corresponded to the original survey assumptions. The first round of the excavation from the northern portal is shown in Fig. 2. It was necessary even from this direction to systematically support the top heading with steel spiles. The Olbramovice tunnel breakthrough took place on 18/5/2010.

It follows from the above-mentioned description that the actual proportions of the individual excavation support classes deviated from the design, tending to classes with more massive support. Class 5, specified in the design to allow excavation round lengths of 2.5 m, was never used.

OLBRAMOVICE TUNNEL MONITORING

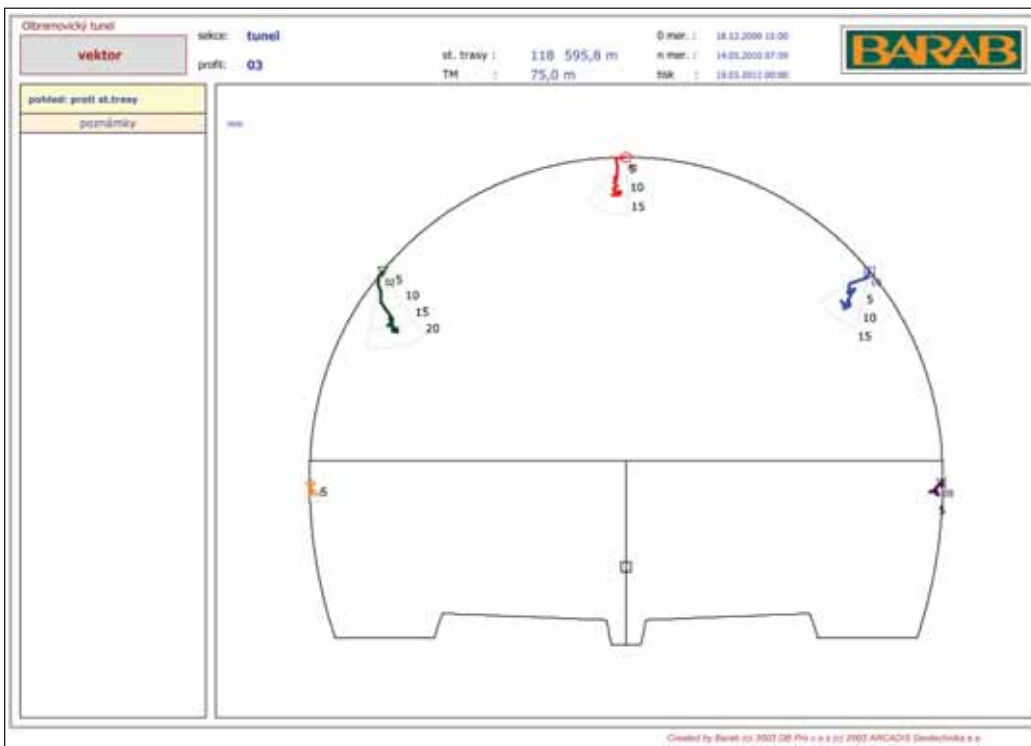
The geotechnical monitoring which was carried out during the tunnel excavation operations consisted first of all of 3D surveying (convergences, portals and the ground surface), extensometer measurements, measurements of water table in wells and seismic measurements.

Results of convergence measurements show that values of deformations were different along the tunnel, corresponding to the different



Obr. 3 Naměřené deformace ve staničení TM 403,5

Fig. 3 Deformations measured at tunnel chainage m 403.5



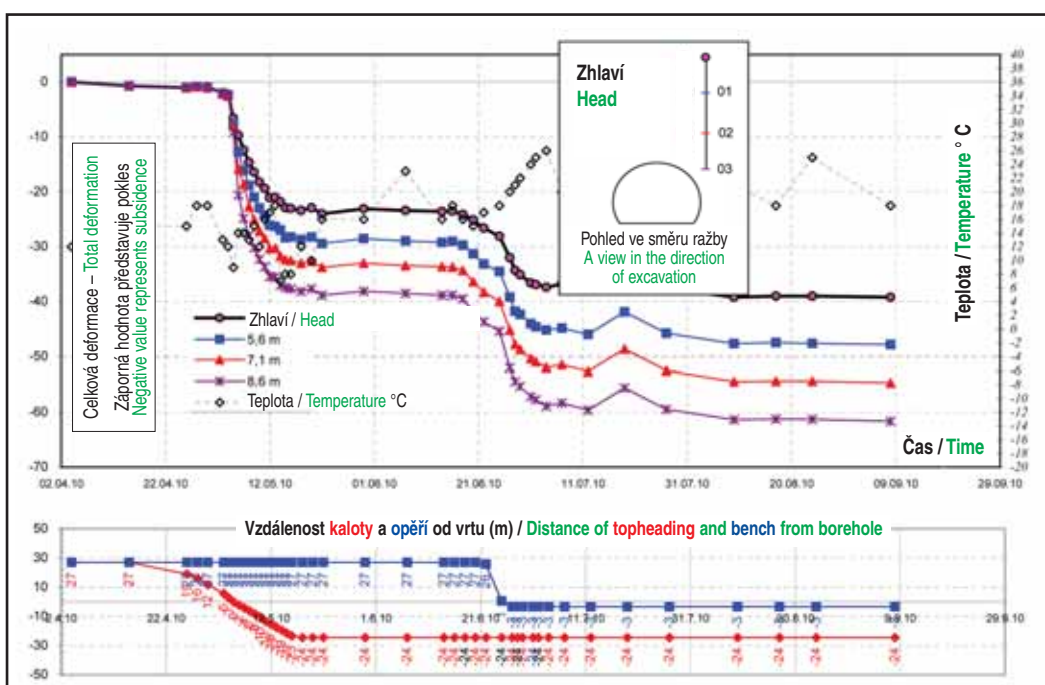
Obr. 4 Naměřené deformace ve staničení TM 75,0
Fig. 4 Deformations measured at tunnel chainage m 75,0

Kvalita masivu se s rostoucí mocností nadloží postupně zlepšovala tak, že uprostřed tunelu bylo možno razit v technologické třídě 3 s délkou záběru 2 m.

Ražba ze strany výjezdového (severního) portálu byla ukončena ve staničení TM 366,3. Dne 24. 4. 2010 bylo započato s ražbou z protilehlého vjezdového portálu (TM 420), aby se prorážka uskutečnila uvnitř horninového masivu. Ražbou z jižního směru byla zastižena poloha silně zvětralých rul místy až charakteru zemin, což odpovídalo předpokladům z průzkumu. První záběr z jižního směru je znázorněn na obrázku 2. I z tohoto směru bylo nutno přístropit systematicky vystrojovat ocelovými předražnými jehlami. Dne 18. 5. 2010 proběhla v Olbramovickém tunelu prorážka.

of this picture. It is obvious that the chainage of the top heading breakthrough is nearly identical with the chainage of the extensometer measurement profile. It is there possible to come to a conclusion that the “lost” deformation, i.e. the deformation which was not registered by the convergence measurements because of the excavation deformations which took place before the convergence points had been installed and initial measurements had been carried out, amount to 10 to 20 mm as the minimum. The non-registered (lost) deformation will probably be even higher because of the fact that the lowest measured level of extensometers was 1.5 m above the theoretical tunnel excavation contour.

Different values of the terrain settlement above the tunnel were also registered by a levelling survey. At tunnel chainage m 95, the settlement of the surface of



Obr. 5 Deformace z extenzometru naměřené ve staničení TM 393
Fig. 5 Deformations measured by extensometer at tunnel chainage m 393

geological types. In the southern part of the tunnel chainage m 330 to 420), where completely weathered schist with the character of soil were encountered, the measured values of radial deformations ranged from 25 mm to 40 mm (for an example of a convergence measurement profile see Fig. 3). In the remaining tunnel section (tunnel chainage m 60 to 330) radial deformation values about 10 mm, locally 15 mm, were measured (for an example of a convergence measurement profile see Fig. 4).

Vertical movement values measured at two extensometer measurement profiles were higher than the measured convergence values. Values of 20 mm and 60 mm were recorded at profiles at chainages m 95 and 393, respectively – see Fig. 5. Construction advances at the top heading and bench applied from the entrance portal from tunnel chainage m 420 (the counter-heading) up to the location of breakthroughs of the partial headings are recorded at the bottom

of this picture. It is obvious that the chainage of the top heading breakthrough is nearly identical with the chainage of the extensometer measurement profile. It is there possible to come to a conclusion that the “lost” deformation, i.e. the deformation which was not registered by the convergence measurements because of the excavation deformations which took place before the convergence points had been installed and initial measurements had been carried out, amount to 10 to 20 mm as the minimum. The non-registered (lost) deformation will probably be even higher because of the fact that the lowest measured level of extensometers was 1.5 m above the theoretical tunnel excavation contour.

Different values of the terrain settlement above the tunnel were also registered by a levelling survey. At tunnel chainage m 95, the settlement of the surface of 10 mm was measured above the tunnel centre line, with the settlement trough about 50 m wide; at tunnel chainage m 393 settlement of 40 mm was measured above the tunnel centre line, with the settlement trough about 50 m wide. The chart showing the deformations in the longitudinal direction is presented in Fig. 6.

It is obvious from the chart that deformations of the excavated opening as well as the terrain exceeded the maximum expected (warning) values specified in the detailed design and/or in the monitoring design within approximately a third of the tunnel length. Despite the fact that the deformation values were exceeded, no decision to reinforce the excavation support elements was made because the development of deformations with time had a settling character. The only

Z výše popsaného vyplývá, že skutečný poměr zastoupení jednotlivých technologických tříd byl oproti projektové dokumentaci rozdílný, a to ve prospěch masivněji vstrojených tříd. V projektu uvažovaná třída II s délkou záběru 2,5 m nebyla použita vůbec.

MONITORING OLBRAMO-VICKÉHO TUNELU

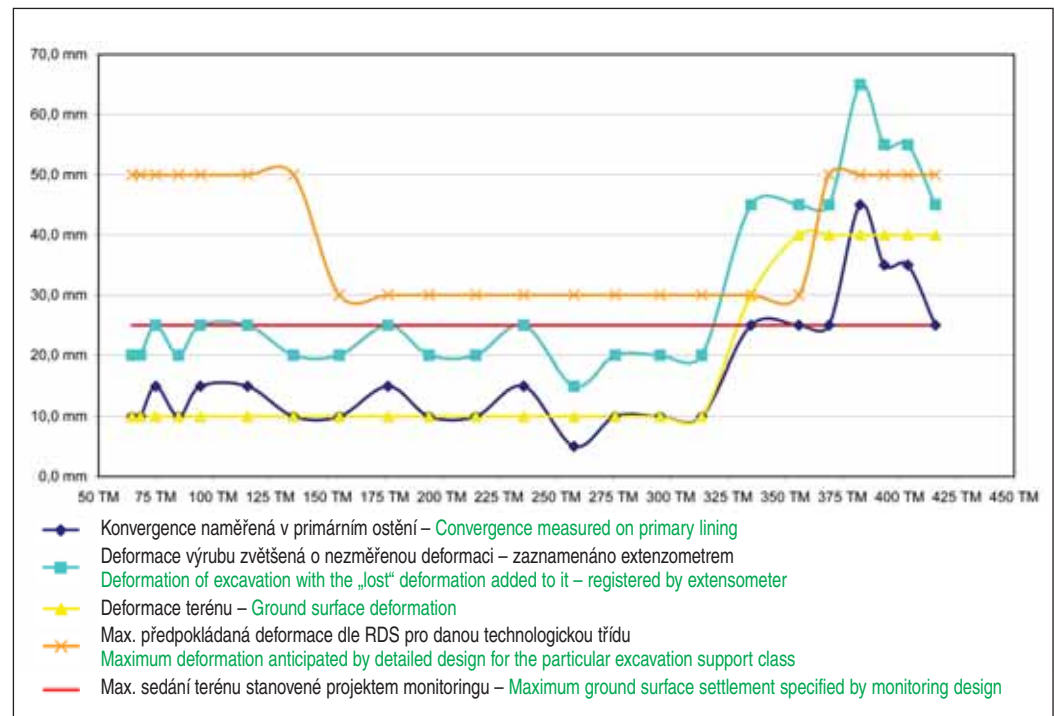
V průběhu ražeb byl realizován geotechnický monitoring, který sestával především z geodetických 3D měření (konvergence, měření portálů a povrchu), extenzometrických měření, měření úrovně hladiny studní a seismických měření.

Výsledky z konvergenčních měření ukazují, že naměřené deformační hodnoty se po délce tunelu měnily v závislosti na různých druzích geologie. V jižní části tunelu (staničení TM 330 až TM 420), kde byly zastíženy zcela zvětralé ruly charakteru zemin, byly naměřeny hodnoty radiální deformace od 25 mm do 40 mm – příklad konvergenčního profilu viz obrázek 3. Ve zbylém úseku tunelu (staničení TM 60 až TM 330) byly naměřeny hodnoty radiálních deformací okolo 10 mm, místy 15 mm – příklad konvergenčního profilu viz obrázek 4.

Na dvou instalovaných extenzometrických profilech byly naměřeny hodnoty svislých pohybů vyšší než u konvergenčních měření v týchž místech. Na profilu v TM 95 bylo naměřeno 20 mm a na profilu v TM 393 bylo zaznamenáno 60 mm – viz obrázek 5. Tento jev se ve větší či menší míře potvrzuje na většině tunelů, kde jsou oba tyto druhy měření prováděny ve stejných profilech. Ztracená (konvergenčním měřením nezaznamenaná) deformace může podle okolností činit až dvojnásobek skutečné deformace (zjištěné např. extenzometrickým měřením). Z toho lze tedy v našem případě odvodit, že „ztracená“ deformace, která nebyla měřením konvergencí zaznamenána v důsledku deformací výrubu proběhnuvších ještě před osazením konvergenčních bodů a před prvním měřením, činí v tomto konkrétním případě minimálně 10 až 20 mm. Přitom není vyloučeno, že mohla být ještě vyšší, neboť nejnižší měřená úroveň extenzometrů byla 1,5 m nad teoretickým výrubem tunelu. Při hodnocení poměru deformace zjištěné konvergenčním měřením k maximálně předpokládaným deformacím a k hodnotám varovných stavů, nelze tyto skutečnosti nechat stranou. V dolní části obrázku 5 jsou zaznamenány stavební postupy kaloty a opěrky ze strany vjezdového portálu z TM 420 (protiražba) až do místa prorážek těchto dílčích výrubů.

Nivelačním měřením na povrchu byly zaznamenány rovněž rozdílné poklesy terénu nad tunelem. Ve staničení TM 95 byl naměřen pokles povrchu nad osou tunelu 10 mm s šířkou poklesové kotliny cca 40 m, ve staničení TM 393 bylo pak naměřeno 40 mm nad osou tunelu s šířkou poklesové kotliny cca 50 m. Graf deformací v podélném směru tunelu je znázorněn na obrázku 6.

Z hodnocení měření je tedy zřejmé, že s největší pravděpodobností v cca 1/4 délky tunelu překročily celkové deformace (včetně ztracené) výrubu i terénu maximální předpokládané (varovné) hodnoty stanovené v realizační dokumentaci stavby, či v projektu monitoringu (viz obr. 6). Protože se ale přírůstky deformací v čase ustalovaly, nebylo přistoupeno k dodatečnému zesilování vstrojovacích prvků v tunelu. Byla pouze zvýšena četnost měření a bylo rovněž přijato organizační opatření, které spočívalo v zákazu přejezdů těžké techniky po staveništní komunikaci situované nad tunelem v oblasti raženého vjezdového portálu.



Obr. 6 Průběh deformací po délce tunelu

Fig. 6 Deformations measured along the tunnel length

measure was that the frequency of measurements was increased and an organisational measure was adopted in the form of imposing a ban on heavy equipment passing across the construction site road located above the tunnel in the area of the mined entrance portal.

TOMICE NO. 1 AND TOMICE NO. 2 TUNNELS

The tunnels are short underground workings with the following characteristics: The Tomice No. 1 tunnel is 324 m in total; the mined part is 216 m long and the cut-and-cover sections at the entrance (southern) portal and the exit (northern) portal are 48 m and 60 m long, respectively. The overburden height ranges from about 6 m in the portal sections up to 15 m in the middle of the tunnel length. The tunnel was constructed using conventional procedures (the NATM). It is a double-shell structure consisting of a primary lining and secondary lining with an intermediate waterproofing layer between them. The primary support consists of shotcrete reinforced with steel mesh, rock bolts and spiling. The so-called horizontal excavation sequence was applied – the top heading (about 60 m²) was driven in advance, followed by the excavation of the bench (about 40 m²). At present the civil works have been completed in the tunnel; the only work to be carried out is to lay trackbed ballast and the track.

The Tomice No. 2 tunnel is 252 m long in total. Of that length, the mined tunnel part and the cut-and-cover sections take 204 m and 2 x 24 m, respectively. The overburden height ranges from about 5 m to about 11 m in the portal sections and in the middle of the tunnel length, respectively. The tunnel was constructed using the conventional NATM. The structure consists of two lining shells (primary and secondary) with a waterproofing layer between them. The primary support consists of shotcrete reinforced with steel mesh, rock bolts and spiling. The so-called horizontal excavation sequence was applied – the top heading (about 60 m²) was driven in advance, followed by the excavation of the bench (about 40 m²). At present the civil works have been completed in the tunnel; the only work to be carried out is to lay trackbed ballast and the track.

Similarly to the Olbramovice tunnel, the geological conditions of the rock mass encountered even at these tunnels were worse than those predicted by the investigation. Instead of granodiorites, the excavation again encountered first of all weathered and tectonically affected gneiss with layers of granite. The gneiss was cubically fractured, with the fissures coated with limonite or filled with clay; dripping water was present from time to time. Owing to the increased instability of the



Obr. 7 Přístropí silně postižené diskontinuitami se zajištěním ocelovými jehlami – Tunel Tomický II (RNDr. E. Straka)

Fig. 7 Top heading heavily affected by discontinuities, with the support provided by steel spiles – Tomice No. 2 tunnel (RNDr. E. Straka)

TUNELY TOMICKÝ I A TOMICKÝ II

Jde o krátká podzemní díla, která mají následující charakteristiky. Tunel Tomický I má celkovou délku 324 m, z čehož délka ražené části činí 216 m a délky hloubených částí jsou 48 m (vjezdový jižní portál) a 60 m (vjezdový severní portál). Výška nadloží činí od cca 6 m v příportálových úsecích až po cca 15 m uprostřed tunelu. Tunel byl budován konvenčně (NRTM) a je konstruován jako dvouplášťový (primární a sekundární ostění) s mezilehlou hydroizolací. Primární vstrojení je tvořeno stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi, svorníky a předraženými jehlami. Při ražbě bylo dodržováno horizontální členění – v předstihu ražena kalota (cca 60 m²) s následným dotěžením opěří (cca 40 m²). K dnešnímu dni je tunel stavebně dokončen, zbývá pouze osadit šterkové lože s kolejovým roštem.

Tunel Tomický II má celkovou délku 252 m, z čehož délka ražené části činí 204 m a délky hloubených portálových úseků 2x24 m. Výška nadloží činí od cca 5 m v příportálových úsecích až po cca 11 m uprostřed tunelu. Tunel byl budován konvenčně (NRTM) a je konstruován jako dvouplášťový (primární a sekundární ostění) s mezilehlou hydroizolací. Primární vstrojení je tvořeno stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi, svorníky a předraženými jehlami. Při ražbě bylo dodržováno horizontální členění – v předstihu ražena kalota (cca 60 m²) s následným dotěžením opěří (cca 40 m²). K dnešnímu dni je tunel stavebně dokončen, zbývá pouze osadit šterkové lože s kolejovým roštem.

Podobně jako u tunelu Olbramovického, byly i u těchto dvou podzemních děl zastíženy geologické poměry horninového masivu horší, než bylo predikováno průzkumem. Namísto granitoidů byly opět zastíženy především zvětralé a tektonicky postižené ruly s polohami žul. Ruly byly kostkovitě rozpukané, na puklinách byly povlaky limonitu i jílová výplň, občas byly přítomny úkapy vody. Kvůli zvýšené nestabilitě nezajištěného přístropí bylo i zde nutno razit obezřetně s krátkými stavebními postupy a tomu odpovídajícími technologickými třídami výrubu. Postupovat bylo možno jen s ochranou přístropí ocelovými předraženými jehlami, čímž se zabránilo vzniku větších

unsupported top heading, it was necessary even in this case to advance carefully with short excavation rounds, applying adequate excavation support classes. It was possible to proceed only if steel spiles were installed ahead of the top heading face, preventing larger overbreaks from originating. The unfavourable geological condition of the rock mass existing at both tunnels is obvious from Figures 7 and 8.

Compared with the Olbramovice tunnel and Tomice No. 1 tunnel, the Tomice No. 2 tunnel differed in terms of the rock mass quality along the tunnel. Whilst, in the case of the Olbramovice and Tomice No. 1 tunnels, the lowest quality rock was encountered in portal sections and the quality improved toward the mid points, the best condition of rock mass in the Tomice No. 2 tunnel was encountered at the beginning of the excavation, at the entrance (southern) portal. The geological conditions gradually deteriorated with the excavation advancing. The unfavourable geology in the area of the exit (northern) portal of the Tomice No. 2 tunnel is proved by the fact that the exit portal wall collapsed shortly after the excavation of the construction pit (see Fig. 9).

Geotechnical monitoring comprising surveying (measurement of convergences, measurements at portals and a levelling survey) was part of our work even at the Tomice No.1 and Tomice No. 2 tunnels. The monitoring in the zone affected by the construction operations consisted of the observation of water table in wells, seismic measurements and the condition survey of buildings located closest to the tunnels.

Radial deformations of the Tomice No. 1 tunnel amounted to about 15 mm on average; even 40 mm values were measured at tunnel chainages m 96.7 and 114.9 respectively. Terrain deformations stabilised at up to 10 mm, with the settlement trough about 35 m wide. The subsidence measured on the extensometer installed at the level of 1.5 m above the tunnel did not exceed 20 mm.

Average radial deformations of the Tomice No. 2 tunnel were about 10 mm, terrain deformations amounted to about 5 mm on average, with the settlement trough about 35 m wide. Average subsidence values measured at the level of 1.5 m above the tunnel on the extensometer installed at tunnel chainage m 164 did not exceed 20 mm.

The maximum values of expected deformations and the levels of the warning states specified in the detailed design and the monitoring design were never reached at the Tomice No. 1 and Tomice No. 2 tunnels. The following maximum expected values were specified in the detailed design for both tunnels:

- 30 mm radial deformation of the excavated opening for excavation support classes 2, 3 and 4,
- 50 mm radial deformation for excavation support class 5,
- 25 mm for the terrain settlement above the tunnel centre line.

CONCLUSION

The geotechnical conditions encountered at three mined tunnels on the Fourth Railway Transit Corridor (the sequence viewed from the south: the Olbramovice, Tomice No. 1 and Tomice No. 2) were unambiguously worse than originally assumed by the design, which was based on results of the geotechnical investigation. This was the reason why the actual representation of heavier excavation support classes was higher at the expense of classes with lighter support.

By contrast, the granitoid rocks (Sedlčany-type granites) which were encountered at the Zahradnice tunnel were consistent with the conclusions of the geotechnical investigation. The rock in this location was characterised by blocky jointing with tight discontinuities without filling; weak inflows of water in the form of dripping or, sporadically, weak inflows were locally encountered. The favourable geological condition of the rock mass made the use of a larger range of lighter excavation support classes possible. The representation of actually applied excavation support classes and classes specified in the design for individual mined tunnels is obvious from the table in Fig. 10.

After the tunnels broke through, the designer presented the opinion that it had been possible to reduce some elements of the primary support. His arguments were based on the relatively small deformations determined by convergence measurements. However, in our opinion,

nadvýlomům. Nepříznivá geologická kondice horninového masivu obou tunelů je patrná z obrázků 7 a 8.

Tunel Tomický II byl oproti tunelům Olbramovický a Tomický I odlišný v rozložení kvality horninového masivu po délce tunelu. U tunelů Olbramovický a Tomický I byla nejméně kvalitní hornina zastížena v příportálových úsecích a směrem do jejich středu se kvalita zlepšovala. U tunelu Tomický II byla nejlepší kondice horninového masivu zastížena v počátku ražby na vjezdovém (jižním) portále. Postupně s ražbou se ale geologické poměry zhoršovaly. Nepříznivou geologií v oblasti výjezdového (severního) portálu Tomického II tunelu dokládá skutečnost, že výjezdová portálová stěna krátce po vyhloubení jámy zkolabovala – viz obrázek 9.

I na tunelech Tomický I a Tomický II byl součástí naší činnosti geotechnický monitoring, který zahrnoval geodetická měření (konvergence, měření portálů a nivelace terénu) a extenzometrická měření. V zóně ovlivnění stavbou byly rovněž sledovány úrovně hladin studní, byla realizována seismická měření a rovněž byly pasportizovány nejbližší přílehlé stavební objekty.

Na tunelu Tomický I činily v průměru radiální deformace cca 15 mm, ve dvou profilech v TM 96,7 a TM 114,9 bylo naměřeno i 40 mm. Deformace terénu se ustálily do 10 mm s šířkou poklesové kotliny cca 35 m. Na extenzometru v TM 232 byly naměřeny hodnoty sedání v úrovni 1,5 m nad tunelem do 20 mm. Pod extenzometrickým profilem byla konvergenčním měřením zaznamenána radiální deformace do 10 mm, což je polovina hodnoty naměřené na extenzometru. Nezměřená deformace zde tedy činí cca 100 % deformace naměřené na konvergenčních bodech.

Na tunelu Tomický II činily radiální deformace zjištěné konvergenčním měřením v průměru cca 10 mm. Deformace terénu činily v průměru cca 5 mm s poklesovou kotlinou širokou cca 35 m. Na extenzometru v TM 164 byly naměřeny průměrné hodnoty sedání v úrovni 1,5 m nad tunelem do 20 mm. Pod extenzometrickým profilem byla konvergenčním měřením zaznamenána radiální deformace do 10 mm, což je opět polovina hodnoty naměřené na extenzometru.

Na objektech tunelů Tomický I a Tomický II nebylo maximálních předpokládaných deformací a současně hodnot varovných stavů daných RDS a projektem monitoringu dosaženo. Maximální předpokládané hodnoty deformací podle RDS a varovné hodnoty podle projektu monitoringu byly stanoveny pro oba tunely následovně:

- 30 mm radiální deformace výrubu pro technologické třídy 2, 3 a 4,
- 50 mm radiální deformace pro technologickou třídu 5,
- 25 mm pro sedání terénu nad osou tunelu.

ZÁVĚR

Na třech ražených tunelech IV. tranzitního železničního koridoru (z jihu to byly Olbramovický, Tomický I a Tomický II) byly zastíženy jednoznačně horší geotechnické poměry, než byl původní předpoklad projektu, vycházející z výsledků geotechnického průzkumu. Proto také u těchto objektů bylo skutečně zastoupení masivněji vystrojených technologických tříd vyšší na úkor tříd subtilněji vystrojených.

Naproti tomu u tunelu Zahradnického byly v souladu se závěry geotechnického průzkumu zastíženy granitoidní horniny (žuly sedčanského typu). Hornina se zde vyznačovala blokovitou odlučností se sevřenými plochami diskontinuit bez výplně, místy se vyskytovaly slabé přítoky vody v podobě úkapů, ojediněle slabých přítoků. Příznivá geologická kondice horninového masivu dovolila použít větší rozsah subtilněji vystrojených technologických tříd. Zastoupení skutečně použitých technologických tříd a tříd projektovaných je pro jednotlivé ražené tunely patrné z tabulky na obrázku 10.

Po proražení tunelů prezentoval projektant stanovisko, že bylo možno redukovat některé vystrojovací prvky primárního ostění. Jeho argumentace vycházela z poměrně malých naměřených deformací z konvergenčního měření. Podle názoru autora článku, který byl na stavbě geotechnikem investora, však u popisovaných tunelů nebyl pro redukci jednotlivých prvků vystrojení prostor, aniž by vzniklo nebezpečí náhodného vzniku nestability přístropí tunelu. Toto stanovisko se opírá nejen o výsledné konvergenční měření, ale i o celkové hodnocení zastížené geologické situace. Bezpečná ražba v silně rozpukaných tektonicky postižených horninách vyžadovala vystrojení dané projektem, a to bez další redukce bez ohledu na relativně malé hodnoty



Obr. 8 Nadvýlom u tunelu Tomický I (Ing. J. Svatoš)

Fig. 8 Overbreak in Tomice No. 1 tunnel (Ing. J. Svatoš)

which is supported by the overall assessment of the geological situation, there was no space for the reduction of individual components of the support without posing the hazard of the accidental origination of instability in the top heading. The safe tunnelling through heavily fractured, tectonically affected rocks required, in our opinion, the support system which was specified in the design. On top of this, the safe support of the top heading required the numbers of spiles to be increased so that overbreaks were minimised and the protection of miners at the face was ensured. It is also necessary to realise the fact of the shallow overburden – 5 m to 11 m for the Tomice No. 2 tunnel, 6 m to 15 m for the Tomice No. 1 tunnel and 6 m to 25 m for the Olbramovice tunnel. Unfortunately, at such the shallow overburden no natural rock arch develops, therefore it is necessary to make provisions for the alternative that the weight of the whole overburden rests on the primary lining of the tunnel, which condition may lead to a sudden collapse along numerous pre-disposed surfaces. We, in the position of the geotechnical supervision, did not want and were not allowed to take this risk. At the same time, our effort was to keep the values of deformations within the limits specified in the design. This objective was partially achieved – see Fig. 4.

The assessment stating that the rock mass at the Olbramovice and Tomice tunnels was sufficiently stable and it was possible to reduce some support components without the risk of accidental falls of blocks of rock from the tunnel roof cannot be agreed with.

In addition, the opinion that it had been reasonable to modify in any way the elements specified for respective excavation support classes would have had to be presented during the course of the underground excavation so that it could be properly discussed among all parties to the construction. A modification or addition of new



Obr. 9 Zátrh výjezdového portálu tunelu Tomický II po predisponované ploše
Fig. 9 Slide scar at the Tomice No. 2 tunnel exit portal (sliding along a pre-disposed surface)

zjištěné konvergenčním měřením. Pro bezpečné zajištění přístropí bylo třeba naopak vystrojení dané projektem zesílit. A sice bylo třeba zvýšit počet jehel v přístropí, aby se zabránilo vypadávání horniny a zajistila se tak ochrana pracovníků na čelbě. Rovněž je třeba si uvědomit fakt nízkého nadloží – tunel Tomický II od 5 m do 11 m, tunel Tomický I od 6 m do 15 m, tunel Olbramovický od 6 m do 25 m. Při takto nízkém nadloží bohužel nelze s jistotou kalkulovat s vytvořením přirozené horninové klenby, a je proto nutno počítat s alternativou, že váha celého nadloží spočívá na primárním ostění tunelu. To zvyšuje nebezpečí vypadnutí kritických bloků po četných predisponovaných plochách. Současně bylo snahou geotechnika volit takový postup, který by udržel deformační hodnoty v projektem stanovených mezích. To se částečně podařilo.

S hodnocením, že horninový masiv byl v tunelů Olbramovický a Tomický dostatečně stabilní, a že by zde bývalo bylo možno bez nepřijatelného nebezpečí náhodných pádů bloků horniny z přístropí redukovat některé vystrojovací prvky, nelze tedy z výše uvedených důvodů souhlasit.

Je samozřejmé, že návrhy na jakékoli modifikace projektem stanovených technologických tříd je nutno vznášet včas v průběhu ražeb, aby mohly být řádně projednány. To se ale v daném případě nestalo.

Co se týče hodnocení deformačního chování horninového masivu zjištěného monitoringem, je třeba zopakovat, že měřením se nezískává úplná informace o chování horninového masivu a o jeho vlastnostech. V důsledku zpožděného osazování konvergenčních bodů do hotového výrubu, které je způsobeno technologickými důvody, lze zachytit pouze část skutečné proběhlé deformace čerstvě vyraženého výrubu. Zkušenosti ukazují, že to podle okolností může být pouze 50 % skutečně vzniklé deformace. Proto je naprosto klíčové, spolu s hodnocením měřením zjištěného deformačního chování ostění, provádět průběžně a komplexní hodnocení skutečně zastížených geotechnických a geologických podmínek.

Pro vyloučení možných nedorozumění je nutné, aby bylo v projektové dokumentaci u varovných stavů jednoznačně uvedeno, zda se jedná o deformaci výrubu zjištěnou konvergenčním měřením, či o celkovou deformaci výrubu (včetně ztracené deformace).

Soustředění se pouze na jednotlivé výsledky měření, zejména konvergenčního měření, jak se několikrát ukázalo v nedávné praxi, může být v některých situacích dokonce fatální. Zejména tehdy, pokud se na charakteru reakce horninového masivu na ražbu mohou podílet i jiné faktory než ty, které jsou, nebo mohou být předmětem monitoringu. Takovou situaci může být právě hrozba nadvylomů náhodným vypadáváním kritických bloků horniny v důsledku nepříznivé orientace ploch diskontinuit.

Skutečně použité vystrojení tunelů musí tedy vždy reagovat nejen na komplexní zhodnocení výsledků měření s přihlédnutím k jeho přirozeným omezením, ale musí také vzít v úvahu reálně zastíženou geologickou kondici.

V případě tunelů na úseku Benešov – Votice byla tato zásada respektována. Tunely byly v takto složitých podmínkách úspěšně vyraženy v souladu s projektem. Skutečností je, že na třech tunelech byly navýšeny finanční náklady, u jednoho (nejdelšího) však byly finance naopak ušetřeny.

ING. MILAN KÖSSLER, kossler@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

	Olbramovický tunel Olbramovice tunnel		Zahradnický tunel Zahradnice tunnel		Tomický I tunel Tomice No. 1 tunnel	
2	0,0	180,0	446,0	180,0	0,0	62,0
3	99,0	40,0	330,0	612,0	77,4	80,0
4	115,0	80,0	128,9	72,0	97,9	50,0
5a	98,0	12,0	31,1	48,0	40,7	24,0
5b	48,0	48,0	0,0	24,0	0,0	0,0
Suma - Sum	360,0	360,0	936,0	936,0	216,0	216,0
Třídy Classes	Tomický II tunel Tomice No. 2 tunnel		Tunely celkem Tunnels in total			
	Skutečná délka Actual length (m)	Délka dle projektu (m) Design length (m)	Skutečná délka Actual length (m)	Délka dle projektu (m) Design length (m)		
2	0,0	154,0	446,0	576,0		
3	25,7	50,0	532,1	782,0		
4	178,3	0,0	520,1	202,0		
5a	0,0	0,0	169,8	84,0		
5b	0,0	0,0	48,0	72,0		
Suma - Sum	204,0	204,0	1716,0	1716,0		

Obr. 10 Porovnání skutečně použitých technologických tříd výrubu s projektem
Fig. 10 Comparison of actually applied excavation support classes with the design

excavation support classes having the impact on the financing is a change in the design which had to be agreed by the parties to the construction and approved by the project owner. This had never happened.

As far as the assessment of the deformational behaviour of the rock mass determined by the monitoring is concerned, it is necessary to realise that measurements never provide complete information about the behaviour of rock mass and its properties. Because of the fact that convergence points are installed in a completed excavation, it is possible to register only the part of the deformation of the freshly excavated opening which really developed. Experience proves that only 50 % of the real deformation may be registered, depending on the circumstances. It is therefore absolutely crucial to assess the actually encountered geotechnical and geological conditions in a continual and comprehensive way together with the assessment of the deformational behaviour identified and to establish a hypothesis about the actually existing mechanism of the deformation of rock mass induced by the tunnelling work.

As it has been proved in the recent praxis, focusing only on individual results of measurements, first of all convergence measurements, may be even fatal in some situations. It is so, first of all, in the situations where other factors than those which are or can be subjects of monitoring can assert themselves upon the character of the rock mass response to excavation. Such a situation may take place if there is a threat of an overbreak following after an accidental fall of critical blocks of rock owing to random orientation of discontinuity surfaces, which define its position relative to the tunnel axis.

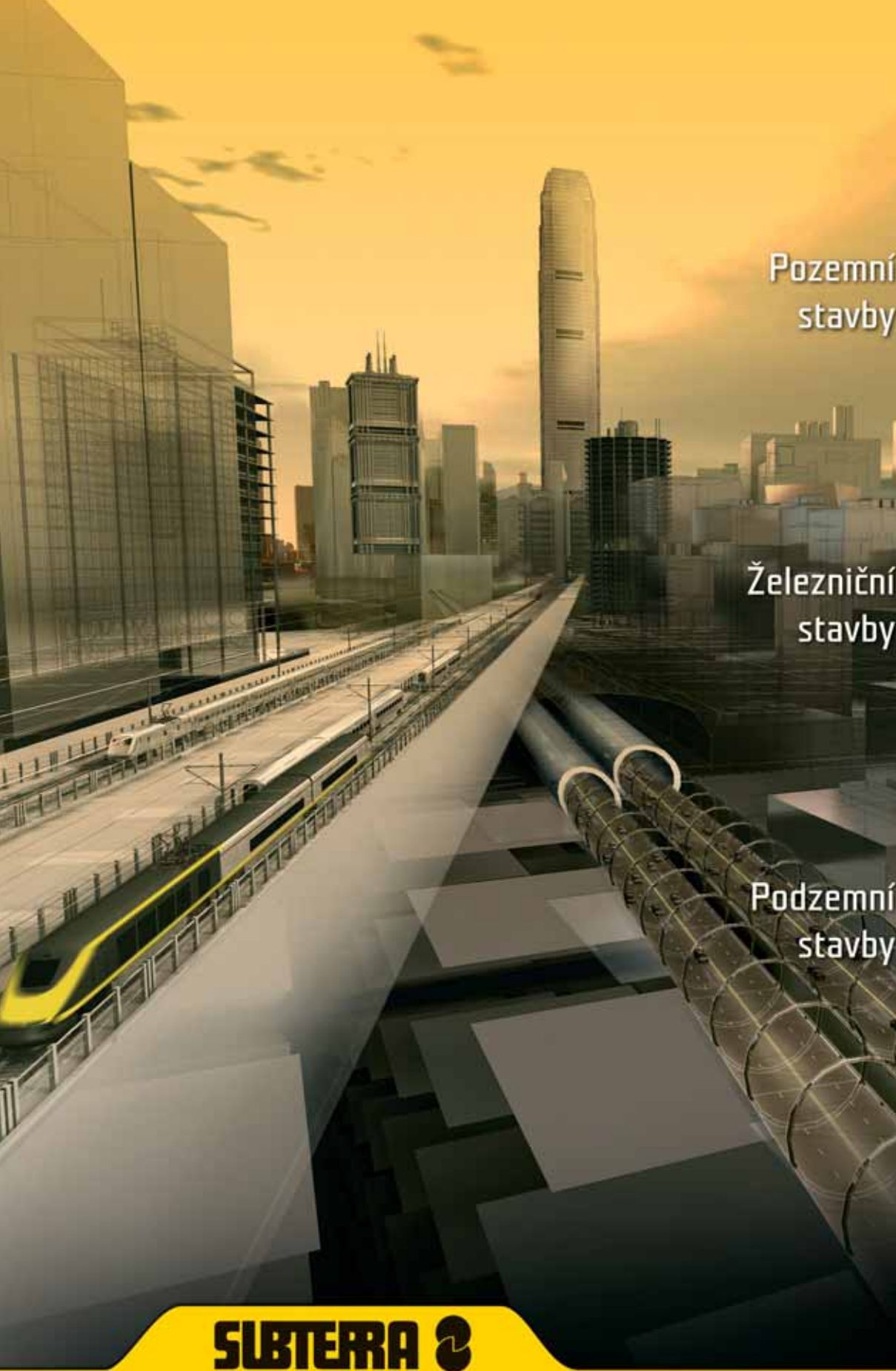
The actually applied tunnel excavation support must always respond to the comprehensive assessment of the results of measurements taking into consideration natural limitations of the support and taking into account the really encountered geological condition. The representation of individual excavation support classes will never be absolutely identical with assumptions specified in designs.

This principle was respected in the cases of the Olbramovice and Tomice tunnels. The tunnels were successfully driven through the complicated conditions in compliance with the design. The fact is that financial expenses were increased at three of the tunnels, but, on the other hand, the finances were saved at one (the longest) tunnel.

ING. MILAN KÖSSLER, kossler@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

MARÍK, L. Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy, *Tunel*, 2011, č. 4.



Pozemní
stavby

Železniční
stavby

Podzemní
stavby

Tunel Klimkovice



Modernizace trati Votice-Benešov
u Prahy - Dlbřanovický tunel



Železniční tunely Nové spojení,
Praha



Metro IV.CZ, Praha



Kolektor Václavské náměstí
- trasa C, Praha



Jsme spolehlivý partner
v podzemí, na železnici
i na povrchu, působíme
v České republice
i v zahraničí.

SUBTERRA 

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi

Subterra a.s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4-Braník



PODZEMNÍ
STAVBY
PRAHA 2013

12. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE
12TH INTERNATIONAL CONFERENCE
PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2013
UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2013

22.–24. DUBNA 2013 | PRAHA, ČESKÁ REPUBLIKA
22–24 APRIL 2013 | PRAGUE, CZECH REPUBLIC

Tematické sekce / Thematical Sessions:

1. Dopravní tunely ve městech – projektování a výstavba / Urban transport tunnels – design and construction
2. Dopravní tunely mimo města – projektování a výstavba / Non-urban transport tunnels – design and construction
3. Ostatní podzemní stavby – projektování a výstavba / Other underground structures – design and construction
4. Geotechnický průzkum a monitoring podzemních staveb / Geotechnical investigation and monitoring for underground construction projects
5. Numerické modelování, vývoj a výzkum podzemních staveb / Numerical modelling, development and research for underground construction projects
6. Vybavení, bezpečnost provozu a údržba podzemních staveb / Equipment, operational safety and maintenance in underground structures
7. Rizika, smluvní vztahy a financování podzemních staveb / Risk management, contractual relationships and funding of underground construction projects

Výzva k předkládání abstraktů / Call for abstracts: 30. 6. 2012

Více informací / More information: www.ita-aites.cz

Sponzorováno / Sponsored by ITA-AITES

www.ita-aites.cz



ASSOCIATION
INTERNATIONALE DES TUNNELS
ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN

ITA
AITES

INTERNATIONAL TUNNELLING
AND UNDERGROUND SPACE
ASSOCIATION

ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ
ASOCIACE
ITA-AITES
CZECH TUNNELLING
ASSOCIATION
ITA-AITES





Umění spolupráce The Art of Partnership

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu. Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí. Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení. Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

Quality, accuracy and consistency in every detail. The coordinated effort of professionals from many fields. The ability to solve problems and the courage to search for new approaches. Is this an art-form? Maybe. In either case we do it well.

- | | | |
|---|---|---|
| 1 | 2 | 1/ Metro V.A, traťový tunel vyražený strojem TBM / Metro Line VA, TBM-driven Running Tunnel |
| | | 2/ Městský okruh v Praze, tunelový komplex Blanka / City Circle Road in Prague, Blanka Tunnel Complex |
| | 4 | 3/ Tunel Karhusaari, metro Helsinky, Finsko / Metro Tunnel in Karhusaari, Helsinki, Finland |
| | | 4/ Dálnice D8, tunely Radejčín / D8 Motorway, Radejčín Tunnels |

Metrostav a.s.
Koželužská 2246, Prague 8, Czech Republic

METROSTAV

člen DDM Group

www.metrostav.cz

FOTOREPORTÁŽ ZE STAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA (STAV K 30. 4 . 2012)

PICTURE REPORT FROM THE CONSTRUCTION OF THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS (THE STATE AS OF 30/4/2012)



Obr. 1 Výstavba klenbových tunelů v jámě Patočkova
Fig. 1 Construction of vaulted tunnels in the Patočkova construction pit



Obr. 2 Výstavba klenbových tunelů v jámě Patočkova
Fig. 2 Construction of vaulted tunnels in the Patočkova construction pit



Obr. 3 Výstavba technologického centra TGCI Myslbekova
Fig. 3 Construction of the TGCI Myslbekova technical centre



Obr. 4 Objekt technologického centra TGCI Myslbekova
Fig. 4 TGCI Myslbekova service building



Obr. 5 Staveniště hloubených tunelů, TGC2 a podzemních garáží na Prašném mostě
Fig. 5 Construction site for cut-and-cover tunnels, the TGC2 centre and an underground car park at Prašný Most



Obr. 6 Armování, bednění a betonáž stropu tunelů na Prašném mostě
Fig. 6 Installation of reinforcement and formwork and casting of tunnel roof deck at Prašný Most



Obr. 7 Dokončovací práce v hloubených tunelech u Špejcharu
Fig. 7 Finishing work in cut-and-cover tunnels at Špejchar



Obr. 8 Na Hradčanské probíhá dostavba podchodu pod tratí ČD směrem do Dejvic
Fig. 8 Completing of the pedestrian subway under Czech Railways track toward Dejvice is underway at Hradčanská metro station



Obr. 9 Nátěr klenby raženého tunelu v křížení s tunelovou propojkou TP14
Fig. 9 Coating applied to the vault of the mined tunnel at the intersection with the cross passage TP14



Obr. 10 Prostor pro ventilátory v ražené strojovně vzduchotechniky
Fig. 10 Space for fans in the mined cavern for ventilation plant



Obr. 11 Jeden z prostorů pro hlavní ventilátory v ražené strojovně vzduchotechniky
Fig. 11 One of the spaces for main fans in the mined cavern for the ventilation plant



Obr. 12 Zdění příček v tunelové propojce TP12
Fig. 12 Erection of masonry partitions in cross passage TP12



Obr. 13 Nátěr klenby v hloubeném tunelu na Letné
Fig. 13 Coating applied to the vault of the Letná cut-and-cover tunnel



Obr. 14 Finální povrchová úprava milánských stěn v tunelech u Špejcharu
Fig. 14 Final work of a Špejchar tunnel diaphragm walls

FOTOREPORTÁŽ ZE STAVBY PRODLOUŽENÍ TRASY V.A PRAŽSKÉHO METRA

PICTURE REPORT FROM THE CONSTRUCTION OF PRAGUE METRO LINE V.A EXTENSION



Obr. 1 Členění ražeb stanice Červený vrch
Fig. 1 The Červený Vrch station excavation sequence



Obr. 2 Expresivní foto z prorážky tratových tunelů ražených NRTM v úseku Motol - Vypich (foto: Ing. Libor Mařík)
Fig. 2 Expressive picture from the breakthrough of running tunnels driven using the NATM in the Motol - Vypich section (Photo courtesy of Ing. Libor Mařík)



Obr. 3 Proražený eskalátorový tunel pro stanici Petřiny (foto: Josef Husák)
Fig. 3 Escalator tunnel for the Petřiny station after breakthrough (Photo courtesy of Josef Husák)



Obr. 4 Protažení zeminového štítu jámou E2 ve Veveřslavíně
Fig. 4 Pulling the EPBM through construction pit E2 in Veveřslavín



Obr. 5 Rozpracovaná povrchová stanice Motol (foto: Ing. Marián Chotár)
Fig. 5 The Motol at-grade station under construction (Photo courtesy of Ing. Marián Chotár)



Obr. 6 Účastníci slavnostní prorážky sledují průnik štítu Tonda do stanice Červený vrch
Fig. 6 Attendees of the breakthrough celebration follow the penetration of the Tonda shield into the Červený Vrch station

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

PRORÁŽKA DVOUKOLEJNÉHO TUNELU MEZI VYPICHEM A STANICÍ MOTOL NA STAVBĚ PRAŽSKÉHO METRA V.A DOUBLE-RAIL TUNNEL BETWEEN VYPICH AND MOTOL STATION BREAKTHROUGH ON THE PRAGUE METRO LINE V.A CONSTRUCTION

On 3rd April 2012, HOCHTIEF CZ a. s. met one of important milestones of the construction of the Prague Metro Line V.A. The breakthrough of the double-track tunnel crowned the 20-month period of tunnelling work between Motol and Vypich. The total length of the section of the double-track running tunnels between the future Nemocnice Motol station and Vypich which has just been finished amounts to 735 m (including an assembly chamber).

The excavation of this section was divided into two stages so that the assembly chamber and the Kateřina access gallery were vacated for the needs of the preparation for the drives of the Earth Pressure Balance Machines at the end of 2010.

Dne 3. 4. 2012 splnila společnost HOCHTIEF CZ, a. s., jeden z velmi důležitých milníků výstavby trasy pražského metra V.A. Proražením dvojkolejného tunelu se završilo 20 měsíců tunelovacích prací mezi Motolem a Vypichem.

Postupy ražeb:

- Ražby z Vypichu (255 m) zahájeny 7. 8. 2010 a ukončeny 8. 12. 2010
- Ražby tunelu obrátových kolejí (217 m) 22. 12. 2010 – 30. 5. 2011
- Ražby z Motola (480 m) zahájeny 20. 6. 2011 a ukončeny prorážkou 3. 4. 2012

Právě dokončený úsek traťových dvoukolejných tunelů mezi budoucí stanicí Nemocnice Motol a Vypichem má včetně tak zvané montážní komory celkovou délku 735 m. Úsek byl ražen ve dvou etapách, z důvodu potřeby uvolnit koncem roku 2010 montážní komoru a přístupovou štolu Kateřina Metrostavu pro přípravu ražeb zeminovými štíty.

V první etapě ražeb dlouhé 255 m postupovaly ražby z Vypichu směrem do Motola. Plocha výrubu obnáší zhruba 90 m². Vedení trasy dvoukolejných tunelů ražených metodou NRTM bylo zvoleno z bezpečnostních důvodů v prostoru, ve kterém se nenachází žádná povrchová zástavba. I přes nepříznivé geologické podmínky se dařilo pomocí aplikace správných tříd těžby a nasazení

vhodných jisticích prostředků udržet po celé délce trasy geomonitoringem naměřené konvergence a sedání na povrchu v rámci stavených varovných stavů.

Po vyrazení první etapy bylo návazně kompletně přesunuto zařízení staveniště za Motol, kde byl vyražen 217 m dlouhý tunel obrátových kolejí, sloužící k odstavení vlakových souprav metra mezi stavební jámou KU1 a stanicí Nemocnice Motol.

Po dalším přesunu zařízení staveniště přímo do prostoru stanice Nemocnice Motol byly započaty ražby druhé etapy traťových dvoukolejných tunelů, dlouhé 480 m z Motola směrem na Vypich. Na tomto úseku se nachází v prvních 100 m území se svahovými blokovými sesuvy, které vynutily zpomalené postupy s vertikálně členěnou ražbou. Po opuštění ražeb pomocí postranní stoly přešly ražby do horizontálního členění čelby. Po zhruba dalších 80 m ražeb dvoukolejných tunelů nafarali raziči společnosti HOCHTIEF Solutions AG tektonicky porušenou zónu pražského zlomu nacházející se zhruba v prostoru zaústění vzduchotechnické stoly. Vzniklý geologicky podmíněný nadvýlom byl profesionálně zmáhan a zajištěn. V dalším průběhu ražeb probíhaly postupy bez nepředvídaných překážek v souladu s projektem. Dne 3. 4. 2012 se oba protiběžně ražené tunely setkaly ve staničení TM 480. Prorážka proběhla s neobvykle velikou přesností. Maximální odchylka nepřevyšovala 5 mm. Razičské práce vyvrcholily organizovanou slavnostní prorážkou, která byla důstojným oceněním těžké práce razičů a zodpovědného přístupu zhotovitele. Ražby proběhly bez mimořádných událostí a vážných zranění.

Slavnostní prorážka proběhla za účasti starostky Prahy 6, Ing. Marie Kousalíkové, náměstkyně ministra dopravy, Ing. Daniela Barteka, zástupců Magistrátu hl. m. Prahy a Dopravních podniků na 480 tunelovém metru, pod nadložím o tloušťce 15 m. Přítomní řečníci ocenili kvalitní a namáhavou práci razičů a popřáli všem zúčastněným mnoho štěstí při dalších pracích na tomto důležitém projektu.

*Dipl.-Ing. Gottlieb Blazek, gottlieb.blazek@hochtief.de
HOCHTIEF, GmBh.*



Obr. 1 Prorážka se uskutečnila v TM 480
Fig. 1 The tunnel broke through at tunnel chainage metre TM 480



Obr. 2 Součástí slavnostní prorážky bylo i vystoupení baletky
Fig. 2 A ballerine performance was one of the parts of the breakthrough celebration

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 1/2012
TUNNELLING AFTERNOON 1/ 2012

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association holds half-day seminars called The Tunnelling Afternoon every quarter. The first one in 2012 was held on 21st March 2012. This time its topic was the development of urban underground railways abroad. Individual lectures were dedicated to construction projects not only in Europe, but also in America and Far East.

The first lecture was delivered by **Mr. Francis Michael** from **Mott MacDonald**, an English company, who spoke about the expansion of the London Underground and described the experience with tunnelling through London Clay. Other two lectures were presented by employees of the Prague-based branch, **Mott MacDonald CZ**. **Ing. Pavel Růžička** spoke about the design for and construction of the metro expansion in the Azerbaijan capital, Baku. **Ing. Helena Toušová** continued, speaking about the construction of the metro in the Indian city of Chennai.

After the interval, **Ing. Martin Srb** from **D2 Consult Prague, s. r. o.**, described the history and development of the concept of the construction of some underground railways in the world, mentioning, among other projects, the projects in Northern America in which D2 Consult participated.

Last two lectures related to the construction of metro in Helsinki, Finland, in which Czech company **Metrostav a. s.** participates. **Ing. Ivan Pirš** spoke about the construction itself and, in addition, described the problems of the execution of blasting operations.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES pořádá každé čtvrtletí půlden- ní seminář Tunelářské odpoledne. První v roce 2012 se konal 21. 3. 2012 a jeho tématem byla tentokrát výstavba městských podzemních drah v zahraničí. Jednotlivé přednášky se věnovaly stavbám nejen v Evropě, ale i v Americe a na Dálném východě.

Akce se konala v pražské Masarykově koleji, účast byla velmi hojná, přednášky si přišlo vyslechnout okolo stovky posluchačů. Významný podíl na přípravě TO 1/2012 měli doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. z D2 Consult Prague, s. r. o., a Ing. Tomáš Parák, Ph.D. z Mott MacDonald CZ, s. r. o.

První přednáška se věnovala zkušenostem z tunelování v londýnském jílu a vedl ji pan **Francis Michael** z **anglické firmy Mott MacDonald**. Popisoval projekt rozšíření londýnského metra – zkušenosti z tunelování v londýnském jílu. Hovořil o vývoji ve výstavbě podzemní dráhy v Londýně od jejich počátku až po dnešek. Zmiňoval problémy, které jsou spojené s výstavbou podzemních děl prováděných v hustě osídleném území. Jako příklad uvedl londýnskou stanici metra Victoria station. Přednášející promítl počítačový model veškerých sítí a stavebních objektů, které zasahují do prostoru budoucího díla, nebo alespoň svou blízkostí komplikují projekt. Z obrázku bylo jasné, jak obtížné je v tomto prostředí provádět rozšiřování současné stanice – je nutné přizpůsobit tvar výrubu z důvodu sousedících konstrukcí.

Následovala přednáška **Ing. Pavla Růžičky** z **pražské pobočky firmy Mott MacDonald CZ, s. r. o.**, o metru v Baku. Seznámil posluchače s obecnou situací, se současným rozvojem v této oblasti Asie. Vzhledem k tomu, že se jedná o město s přibližně 2,5 milionu obyvatel, je zřejmé, že zde i díky nesmírnému nerostnému bohatství země dochází k mohutnému rozmachu dopravní infrastruktury. Česká pobočka firmy Mott MacDonald je součástí konsorcia, které zvítězilo ve veřejné soutěži na projekt koncepce a rozšíření stávajícího metra. Přednášející informoval o řadě odlišností, které jsou typické pro prostředí Středního východu. Ázerbájdžánská strana navíc po tragickém požáru v metru v roce 1995 důsledně dbá na požadavky protipožární bezpečnosti, které komplikují projekt a následnou výstavbu tratových tunelů.

Před přestávkou ještě vystoupila **Ing. Helena Toušová** z **firmy Mott MacDonald PVT Ltd.**, aby informovala o stavbě metra v indickém městě Chennai. Velmi poutavou formou prezentovala obtíže, které pramení z kulturně rozdílného prostředí. Firmy pocházející z evropského prostředí se musí přizpůsobit zcela jiné mentalitě místních lidí, kdy nedodržení termínu schůzky je ještě nejmenším problémem. Výstavbu provázejí některé nepochopitelné skutečnosti. Například situace popisovaná přednášející, kdy téměř každá domácnost ve městě používá vodu z vlastní studny, kterou je však nutné z důvodu předejití komplikacím zainjektovat. Firma ale musí dotčeným domácnostem zdroj vody nahradit, což je úkol v oblastech bez veřejného vodovodu téměř neřešitelný. Další zajímavostí bylo, že jiné stavební firmy mají na starosti tratové tunely a jiné výstavbu jednotlivých stanic. A jak obtížnost dosažení dohody mezi jednotlivými subjekty může výstavbu komplikovat, je nadmíru zřetelné.

Po přestávce **Ing. Martin Srb** z **firmy D2 Consult Prague, s. r. o.**, popsal historii a vývoj pojetí výstavby podzemních drah ve světě. Přednášku doplnil o představení některých projektů ve světě (Indie, Severní Amerika), na kterých se jejich firma podílela.

Poslední dvě přednášky se týkaly výstavby metra ve Finsku a přednesl je **Ing. Ivan Pirš** z **Metrostavu, a. s.**, který v první přednášce s názvem Výstavba metra v Helsinkách ve Finsku nahradil Ing. Pavlovského a Ing. Gotharda z důvodu jejich pracovní vytíženosti. Ve druhé přednášce hovořil o trhacích pracích. Zajímavé bylo, že tyto práce probíhaly v těsné blízkosti stávající zástavby, někde bylo místo odstřelu vzdáleno jen 11 metrů od okraje stavebních konstrukcí obytných domů. Je jen s podivem, že se zástupci firmy nesečkali se zásadním nepochopením okolních obyvatel, jak to můžeme často pozorovat u nás.

Prezentace přednesené na TO 1/12 lze vyhledat na stránkách www.ita-aites.cz v sekci Semináře.

ING. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
pruskova@seznam.cz

PLÁN ČINNOSTI VÝBORU PIARC TC 3.3 „ROAD TUNNEL OPERATION“ NA DALŠÍ ÚDOBÍ 2012–2015
PIARC COMMITTEE TC 3.3 „ROAD TUNNEL OPERATION“: WORK PROGRAMME FOR THE NEXT PERIOD 2012–2015

The paper by professor Dr. Pavel Příbyl, who is the delegate of the Czech Republic in the above-mentioned committee, informs about March meeting of the Committee, which took place in Paris. Among other items the paper mentions the committee mission and the programme of its work for the coming period.

Světová silniční organizace, v angličtině PIARC (Permanent International Association of Road Congresses), je nejvýznam-

nější organizací, zabývající se silniční dopravou. Jejmi členy je 118 vládních organizací, které zasedají ve 20 technických komisích ve čtyřech strategických tématech.

Výbor pro tunely byl založen již v roce 1956 a ihned se začal zabývat optimalizací geometrie tunelů, jejich vybavováním, ventilací, řízením rizik při provozu apod. Podnětem byla kniha *První silniční tunel*, která vyšla v roce 1995 péčí hlavního výboru a napsal ji Sir A. M. Wood. Za dalších patnáct let vyšlo



Obr. 1 Webové stránky – Manuál silniční tunely (v českém jazyce)
Fig. 1 Web pages – Road Tunnels manual (in Czech)

Tab. 1 Přehled aktivit v nadcházejícím cyklu
Table 1 List of activities for the coming cycle

Issue 3.3.1: Udržitelné provozování tunelu	
Strategies	Outputs
Identify methods for ensuring sustainable road tunnel operations through the review of current practices	3.3.1 – Recommendations and case studies on sustainable road tunnel operations including cost, environmental and other issues to consider during the design, installation and maintenance of road tunnels.
	3.3.2 – Best practice for life cycle analysis, both for new and existing tunnels.
Issue 3.3.2: Integrovaná bezpečnost v tunelech	
Strategies	Outputs
Draw lessons from current practice regarding safety management and the analysis of road tunnel accidents and fires worldwide	3.3.3 – Best practice for fixed fire fighting systems (FFFS) in road tunnels.
	3.3.4 – Best practice on measures to support persons with reduced mobility.
	3.3.5 – Feedback from experience on tunnel safety (including statistics and analyses on real accidents) as a basis for risk management.
	3.3.6 – Recommendations on real-time communications with users.
Issue 3.3.3: Podzemní silniční síť	
Strategies	Outputs
Identify and analyse existing and planned complexes of urban underground road networks with interchanges and multimodal concerns from the point of view of operation and safety	3.3.7 Report on case studies and recommendations.
Issue 3.3.4: Znalostní systém pro provozování tunelu a bezpečnost	
Strategies	Outputs
Develop further the Road Tunnels Manual and other measures to communicate knowledge to developing and emerging countries	3.3.8 Further development towards a fully-integrated online Road Tunnels Manual.
	3.3.9 – Prepare training courses on road tunnel operations and safety, in cooperation with the International Tunnelling and Underground Space Association (ITA / AITES).

29 titulů, které jsou zdrojem pro tvorbu národních předpisů v mnoha zemích včetně naší republiky. Existuje dohoda mezi ITA a PIARC, která rámcově přiděluje asociaci ITA výstavbu a vše, co s ní souvisí, a výboru PIARC vše, co souvisí s provozem. Spolupráce mezi oběma organizacemi je trvale harmonizována.

Výbor pracuje ve čtyřletých cyklech, poslední skončil v říjnu světovým kongresem v Mexiku a výbor TC3.3 na něm prezentoval šest nově vytvořených dokumentů. Jedním z důležitých výstupů je manuál (<http://tunnels.manual.org>). Na této adrese je možné najít kompletní kompendium znalostí o tunelech v angličtině a francouzštině a zárodek překladu do češtiny. Z hlavní strany je možné se dostat až na úroveň originálních PIARC dokumentů.

V březnu t. r., na zasedání v Paříži, byl formálně nastartován další cyklus činnosti, kdy byl ve funkci potvrzen nový prezident výboru Ignacio del Rey ze Španělska, který pracuje ve výzkumu tunelů a má i akademickou praxi. Obměnili se i sekretáři jednotlivých jazyků. Platí opět zásada, že každá z pracovních skupin zpracuje alespoň jeden dokument, který bude lektorován třemi lektory a bude vydán jako oficiální dokument PIARC na konci cyklu.

Plán práce reflektuje následující rámcová témata pro další čtyřletou práci:

- 3.3.1 „Udržitelné provozování tunelu“ – identifikovat metody pro stále lepší provozování tunelu prostřednictvím analýzy současných příkladů;
- 3.3.2 „Integrovaná tunelová bezpečnost“ – lekce ze současných aplikací včetně analýzy nehod a požárů v jakémkoli světovém tunelu;
- 3.3.3 „Podzemí silniční sítí“ – lekce z analýz ze současné praxe ve vztahu k provozu a bezpečnosti podzemní silniční sítě;
- 3.3.4 „Komunikace znalostí“ – vylepšování a doplňování manuálu a hledání dalších zdrojů pro šíření znalostí.

Tabulka udává přehled témat, která jsou očíslována tak, jak budou dále sledována. K některým tématům jsou komentáře. Detailnější prezentace k jednotlivým tématům slíbil sekretariát poslat dodatečně.

ČLENSTVÍ V PRACOVNÍCH SKUPINÁCH

Členství v pracovních skupinách je otevřené pro všechny zájemce. Buď lze být řádným členem, kdy je povinností se účastnit prakticky všech zasedání pracovních skupin. Tato povinnost se dosti vyžaduje, a pokud se člen neúčastní, bývá informován první delegát se žádostí o nápravu. Další možností je být korespondenčním členem, kdy se nevyžaduje osobní účast, ale je možná, pracuje se na korespondenční bázi. Třetí

možností je se stát asociovaným členem. V tomto případě se jedná většinou o delegáty různých spolupracujících organizací.

Přihlašování do práce ve skupinách by se mělo konat s doporučením prof. Příbyla cestou Českého národního komitétu.

Hlavní výbor, ve kterém je národním delegátem prof. P. Příbyl a korespondenčním členem ing. L. Šajtar, se schází dvakrát ročně a za dobu jednoho cyklu má za povinnost uspořádat alespoň dva semináře či konference, převážně v zemích s přechodovou ekonomikou. Veškeré výdaje jdou k tížím vysílajících organizací.

Český národní komitét vede ing. V. Neuwirth, CSc. s tím, že v rámci České silniční společnosti velmi aktivně pracuje Výbor pro silniční tunely pod vedením ing. J. Smolíka.

ZÁVĚR

Je velmi žádoucí, aby naše republika měla slušné zastoupení v pracovních skupinách. Přihlášení se do pracovních skupin by mělo být co nejrychlejší, aby byl zachycen začátek jejich činnosti. Stačí poslat kontaktní údaje a informaci o druhu členství (řádne/korespondenční) na adresu pribyl@fd.cvut.cz

**PROF. PAVEL PŘIBYL, pribyl@fd.cvut.cz,
FAKULTA DOPRAVNÍ ČVUT Praha**

ČINNOST SEKCE TUNELY ČSS V ROCE 2011 A PLÁN NA ROK 2012

Činnost sekce tunely ČSS v roce 2011 proběhla, obdobně jako v předchozích letech, podle schváleného ročního plánu.

V prvním čtvrtletí 2011 uzavřením smlouvy o spolupráci se zřizovateli portálu Tunely.EU se ČSS a její sekce připojily k prezentaci tunelové sítě ČR na uvedeném portálu. Sekce tunely také úspěšně spolupracovala na obdobném připojení MD k tomuto portálu. Březnové jednání sekce se uskutečnilo v informačním středisku tunelu Blanka na Letné a bylo spojeno s návštěvou stavby tunelu Blanka.

Ve druhém čtvrtletí sekce tunely ČSS, tunelářská asociace CzTA ITA/AITES a společnost Satra, s. r. o., organizovaly v Praze závěrečné jednání o činnosti pracovní skupiny WG 2 PIARC za období 2007–2011. Dvoudenní jednání konané na Novotného lávce ve dnech 11.–12. 4. 2011 proběhlo za účasti 19 odborníků ze 14 členských zemí PIARC.

Číslo 6/2011 časopisu Silniční obzor, věnované tunelům na pozemních komunikacích, obsahovalo články o probíhající výstavbě městských tunelů MO Praha Blanka, dále o VMO Brno Královopolském tunelu a zprávu o stavu přípravy znovuzahájení prací na tunelech D 0804.

Červnové jednání Sekce uspořádala společnost Prago-projekt, a. s. Jednání přineslo informace o průběhu ražby odvodňovací štoly tunelu Strahov a o zkušenostech z prvních, periodicky opakovaných hlavních prohlídek dálničních tunelů

Ve třetím čtvrtletí dne 21. 9. 2011 bylo na ŘSD Lovosice uspořádáno výjezdní jednání sekce s navazující prohlídkou mostu Vchynice, tunelů Prackovice a Radejčín, probíhající stavby 0804 D 8 a návštěvou řídicího střediska ŘSD Řehlovice a školicího střediska pro obsluhu tunelů ŘSD v Petrovicích.

Ve čtvrtém čtvrtletí Sekce tunely organizovala prezentaci tunelu VMO Praha Blanka na Silniční konferenci 2011. Na programu listopadového jednání sekce, uspořádaného společností Satra, s. r. o., byly, kromě poděkování ČSS členům sekce, kteří se aktivně účastnili činností v pracovních skupinách části tunely PIARC, projednávány vstupní informace o plánu činnosti společnosti PIARC v části tunely na období 2012–2015, který byl přijat na kongresu této společnosti v září 2011 v Mexiku. Další část jednání tvořily prezentace stavu výstavby tunelu VMO Praha Blanka společnosti Satra, s. r. o., a zpráva o listopadovém jednání společnosti COSUF v Amsterdamu. Činnost sekce tunely v roce 2011 byla díky laskavému pozvání společnosti Metroprojekt, a. s., ukončena tradiční účastí členů sekce na oslavě svátku svaté Barbory pořádané touto společností

Plán činností sekce tunely ČSS na rok 2012

Hlavní činností sekce tunely, zejména v první polovině roku 2012, bude organizování podílu spolupráce odborníků z ČR na činnostech výboru TC 3.3 PIARC pro období 2012–2015.

Bude pokračovat spolupráce s výborem COSUF, příprava jednání této společnosti 2015 v Praze, činnost v radě ČSS, v redakční radě časopisu Silniční obzor a zajišťování prezentace tunelů pozemních komunikací na Silniční konferenci 2012.

Proběhne spolupráce na dokončení projednání úpravy ČSN 737507 a na přípravě prezentace výstavby a provozování silničních tunelů na konferenci Podzemní stavby Praha 2013.

**ING. JIŘÍ SMOLÍK, jmolik@subterra.cz,
sekce tunely ČSS**

KOLOKVIUM „VYUŽITÍ PODZEMÍ V URBANIZOVANÝCH OBLASTECH JIHOVÝCHODNÍ EVROPY – UNDER CITY 2012“ COLLOQUIUM ON USING UNDERGROUND SPACE IN URBAN AREAS IN SOUTH-EAST EUROPE – UNDER CITY 2012

The second annual international colloquium Under City 2012, the sub-title of which was the use of the underground in South Eastern Europe, was held from 12th through 14th April 2012 in Dubrovnik, Croatia. The colloquium was organised by the ITA-AITES Croatian Tunnelling Association in the congress centre of the Valmar Hotel. This event was attended by the total of 175 professionals consisting of academic persons, tunnelling experts and geotechnical specialists from 24 countries. The total of 15 firms participated in the exhibition which was staged within the framework of the colloquium.

Ve dnech 12.–14. 4. 2012 se v chorvatském Dubrovniku konal druhý ročník mezinárodního kolokvia Under City 2012, jehož podtitulem bylo využívání podzemí v jihovýchodní Evropě. Kolokvium bylo pořádáno Chorvatskou tunelářskou asociací ITA-AITES v kongresovém centru hotelu Valmar. Této události se zúčastnilo celkem 175 odborníků z řad akademických pracovníků, tunelářských expertů a geotechnických specialistů ze 24 zemí. Na výstavě, která v rámci kolokvia probíhala, vystavovalo 15 firem.

Zahajovací sekci otevřel svým uvítacím projevem, věnovaným rozvoji podzemního stavitelství v Chorvatsku v souvislosti s jeho vstupem do Evropské unie, ing. Davorin Kolic, Ph.D., prezident Chorvatské tunelářské asociace. Prvním vyzvaným přednášejícím byl pan Martin Knights, bývalý prezident ITA-AITES, který svůj příspěvek věnoval londýnskému Crossrailu. O své zkušenosti se dále podělil pan Olivier Vion, výkonný ředitel ITA-AITES, Micaela Kleedorfer z Rakouské obchodní komory a Dr. Hella Ranner, členka Evropského parlamentu.

Urbanizované oblasti v jihovýchodní Evropě mají svá specifika, mezi která patří přetížení každodenní dopravou s enormním počtem soukromých vozidel využívajících často velmi omezenou kapacitu ulic, nedostatek kvalitního systému hromadné dopravy a parkovacích míst. Města mají staré vodovody a kanalizace, které často silně prosakují a způsobují znečištění podzemních vod. V mnoha případech se navíc města nacházejí na geologických formacích s krasovými jevy, na mořském pobřeží a mají historická jádra komplikovaná velmi úzkými ulicemi.

Konference sestávala celkem ze čtyř sekcí týkajících se specifických témat a šesti samostatných bloků shrnujících využití podzemí v městských oblastech. V první sekci byly popsány



Obr. 1 Přednáška pana Oliviera Viona, výkonného ředitele ITA-AITES

Fig. 1 The lecture delivered by Mr. Olivier Vion, the executive director of the ITA-AITES

problémy s geotechnickým průzkumem v krasových oblastech, druhá sekce se věnovala podzemnímu urbanismu. Ve třetí sekci byly prezentovány technologie ponořovaných trubek a tunelů. Čtvrtá sekce představila blízkou budoucnost Chorvatska jako člena Evropské unie.

Z České republiky se konference účastnili dva přednášející (oba zástupci společnosti Metrostav, a. s., Ing. Vydrová také jako vyslanec katedry geotechniky FSv ČVUT), ing. Karel Rössler, Ph.D., který mluvil o technologii zeminových štítů využívaných pro prodloužení pražského metra a ing. Linda Vydrová, která svůj příspěvek věnovala ražbě trojpodlažní stanice Veleslavín na téžže projektu.

Konference přinesla řadu nových informací a potvrdila význam a potřebu těchto odborných setkávání. Účastníci měli možnost podělit se o své zkušenosti, získat inspiraci pro řešení mnohdy i velmi složitých geotechnických a tunelářských problémů a v rámci diskuse se obohatit o praktické i teoretické poznatky. V neposlední řadě kolokvium přispělo k navázání nových odborných kontaktů.

ING. LINDA VYDROVÁ, linda.vydrova@fsv.cvut.cz, katedra geotechniky FSv ČVUT

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ 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)**

Betonářské práce na definitivním ostění v ražených tunelech byly dokončeny. Rovněž byly dokončeny zednické práce a omítky v tunelových propojkách. Dále byly osazeny obrubníky

THE CZECH REPUBLIC

**CITY RING ROAD STRUCTURES:
MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA**

**ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA TUNNEL
(KRÁLOVSKÁ OBORA PARK)**

Concrete casting work on the final lining in the mined tunnels has been finished. Bricklaying and plastering in cross passages have also been finished. In addition, kerbs were laid throughout the northern

v celé severní tunelové trubě (STT) a jižní tunelové trubě (JTT) včetně zabetonování chrániček kabelovodů. Všechny SOS výklenky byly již provedeny. V chodnících byly osazeny a zabetonovány téměř všechny rámy poklopů instalačních šachet. Byly provedeny chemické injektáže spárových pasů u tunelových propojek a technologických center TGC 4 a 5, které budou po montáži technologie nepřístupné. V současné době probíhají montáže zámečnických konstrukcí, dveří, zdvojených podlah a nátěry. V ražených tunelech byly zahájeny práce na montáži záklopů vzduchotechnických kanálů.

V prostorách pod vozovkou a v propojkách probíhá montáž vyprojektovaného technologického vybavení.

TUNEL MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

Dne 23. 4. 2012 bylo provedeno odbednění posledního bloku ražené části, tím bylo dokončeno sekundární ostění tunelu, vyjma propojek. Ty jsou prováděny ze stříkaného betonu a budou dokončeny do 5. 5. 2012. Do konce května by měla být rozebrána tunelová forma. Mezi tím budou prováděny konstrukce kabelovodů, nátěry a osazení obrub a štěrbínových žlabů v obou tunelových trubách tak, aby stavební připravenost pro technologii byla dokončena k 1. 8. 2012.

PRODLOUŽENÍ TRASY METRA V.A

Dne 3. 4. 2012 společnost HOCHTIEF CZ, a. s., splnila jeden z velmi důležitých milníků výstavby trasy pražského metra V.A. Proražením dvojkolejného tunelu mezi budoucí stanicí Motol a Vypichem byly vlastně vyraženy všechny plánované traťové tunely trasy pomocí technologie ražeb NRTM. Ražby z Vypichu (255 m) byly zahájeny 7. 8. 2010 a ukončeny 8. 12. 2010, ražby z Motola (480 m) potom byly započaty 20. 6. 2011 a byly ukončeny prorážkou dne 3. 4. 2012. Spolu s montážní komorou se jedná o nejdelší, 735 m dlouhý dvoukolejný tunel trasy ražený klasickou metodou. Plocha výrubu je zhruba 90 m², minimální poloměr trasového oblouku R = 630 m. Rychlost ražeb byla přibližně 2,5 m za den. Na Vypichu ústí tunel do montážní šachty razicích štítů EPBS a v Motole bude na tunel navazovat stejnojmenná stanice metra. Za motolskou stanicí postavili pracovníci společnosti HOCHTIEF Solutions AG spolu s HOCHTIEF CZ tunel pro obrátové koleje v délce 406 m. Tento tunel měl být původně rovněž celý ražen metodou NRTM, avšak z důvodu velice nízkého a nedostatečně soudržného nadloží byl rozdělen na 189 m dlouhou hloubenou část a 217 m dlouhou část raženou metodou NRTM.

Současně s tím oba plnoprofilové tunelovací stroje EPBS postupně dokončují první fázi ražeb traťových tunelů, které byly zahájeny přesně před rokem – 10. 4. 2011. Uzavírá se etapa výstavby, která probíhala ze staveniště BRE 1 v ulici Na Vypichu. Z tamější montážní šachty byly nejprve vyraženy tunely do stanice Petřiny, následně mezistaniční úsek Petřiny – Veleslavín a poté úsek Veleslavín – stavební jáma E2. Na tomto místě měly za sebou oba stroje přibližně 1800 metrů ražby a dostaly se již pod ulici Evropská. Pod jejím povrchem bude jejich činnost pokračovat až ke stanici Dejvická, kde jejich ražby skončí a kde pátý provozní úsek trasy A navazuje na provozované pražské metro.

Dne 5. března zahájil stroj S 609 (Tonda) ražbu tunelové trouby mezi stavební jámou E2 a stanicí Červený vrch. Prorážka do této stanice se uskutečnila ve středu 18. dubna. Tunelový komplex S 610 (Adéla) se na zmiňovaný úsek vydal později, a to 24. března. Na konci dubna měla za sebou podchod pod exponovanou oblastí výškových budov na Červeném vrchu a její postup, podobně jako postup paralelně vedeného stroje, se na několik týdnů zastaví.

Následovat bude přestěhování kompletního manažerského zázemí projektu a všech potřebných obslužných zařízení pro technologii TBM na staveniště E2. Jedná se např. o míchací

tunnel tube (NTT) and southern tunnel tube (STT) lengths, including the embedding of cable ducts in concrete. All SOS niches have already been completed. Nearly all frames for covers of manholes have been installed and embedded in concrete walkways. Injecting chemical grout to water-stops at cross passages and technical centres TGC4 and TGC5, which will be inaccessible after the installation of the equipment, was carried out. The current work comprises the installation of ironmongery, doors, elevated floors and the application of paint coating. The work on covering the ventilation ducts started in mined tunnels.

The installation of technical equipment designed for the spaces under the roadway and in cross passages is underway.

MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE) TUNNEL

The formwork for the last block of the mined section was stripped off on 23rd April 2012. This operation meant that the secondary tunnel lining, with the exception of cross passages, was completed. The cross passages are being provided with a shotcrete lining and will be finished by 5th May 2012. The tunnel formwork should be dismantled by the end of May. Meanwhile, the work in both tunnel tubes will consist of the installation of cableway structures, paint coating and laying of kerbs and slotted drainage ducts so that the civil works are prepared for the installation of tunnel equipment by 1st August 2012.

METRO LINE A EXTENSION NO. 5

On 3rd April 2012, HOCHTIEF CZ a. s. met one of very important milestones of the construction of the Metro Line A extension No. 5. By breaking through of the double-track tunnel between the future Motol station and Vypich, the excavation of all running tunnels on the route planned to be driven using the NATM was finished. The tunnelling from Vypich (255 m) commenced on 7th August 2010 and was finished by the breakthrough performed on 8th December 2010; the tunnelling from Motol (480 m) commenced on 20th June 2011 and was finished by the breakthrough performed on 3rd April 2012. Together with the length of the assembly chamber, this makes up the longest, 735 m long, double-track tunnel on the line driven by the classical NATM technique. The excavated cross-sectional area is roughly 90 m²; the minimum radius of a horizontal curve R = 630 m. The excavation advance rate was approximately 2.5 m per day. In Vypich, the tunnel ends in an assembly shaft for EPBM shields, whilst the Motol station will link the tunnel in Motol. Behind the Motol station, workers of HOCHTIEF Solutions AG, jointly with workers of HOCHTIEF CZ, constructed a 406 m long tunnel for dead-end tail tracks. This tunnel was originally planned to be completely driven by the NATM, but, taking into consideration the very shallow and insufficiently coherent overburden, it was divided into a 189 m long cut-and-cover section and a 217 m long section to be driven by the NATM.

Concurrently with the above activities, both EPB shields are step-by-step finishing the first stage of the excavation of running tunnels, which started exactly one year ago – on 10th April 2011. The stage of the tunnelling work which started from the BRE 1 construction site in Na Vypichu Street is thus being closed. Tunnels from an assembly shaft established at the BRE 1 site were driven first; the excavation continued along the Petřiny – Veleslavín inter-station section, followed by the section between Veleslavín and construction pit E2. In that location the length of the excavation completed by the two machines reached approximately 1800 metres, getting under Evropská Street. The excavation will proceed under the surface of this street up to Dejvická station, where the performance of the EPB machines will end and the fifth operational section of the Line A will connect the operating system of the Prague metro.

On 5th March the EPB machine S 609 (named Tonda) started to drive the tunnel tube between the construction pit E2 and the construction pit for Červený Vrch station. It broke through to this station on Wednesday the 18th April. The tunnelling complex S 610 (named Adéla) set out on the journey along the above-mentioned section later, on 24th March. As of the end of April, it had the passage under the publicly exposed area of high-rise buildings in Červený Vrch behind it. Its advancing will be suspended there for several weeks, similarly to the machine driving the parallel tunnel.

a chladicí centrum, pohonné jednotky, zásobníky pasových dopravníků, sklad tybinků, sklad provozních kapalin a maziv i zřízení mezisklady vytěžené rubaniny. Tím začne druhá, tedy závěrečná fáze projektu ražeb jednokolejných tunelů metodou TBM.

Další zajímavá ražba eskalátorového tunelu pro stanici Petřiny byla dokončena 30. března a v současnosti probíhají přípravné práce pro zahájení betonáže definitivního ostění. Ve vlastní stanici zbývá provést bourání vnitřních opěr bočních výrubů a vyhloubení technologických a čepacích jímek. Obnovení uvedených prací je plánováno na 8. května 2012, kdy bude dokončeno přemístění celé technologie TBM na staveniště E2 a stanice se stane volnou pro další dokončovací práce.

Ve stanici Veleslavin byla potom během zimního období vyhloubena šachta únikového objektu a částečně byla vyražena i úniková štola. Po protažení obou zeminových strojů EPBS přes vyražené boční tunely stanice se ve stanici provádí bourání lůžek pro přetažení strojů a zahájena už byla i příprava pro izolaci dna a armovací práce, čímž je míněna především profilace a úpravy primérních betonů. V jarním a letním období tak budou následovat práce na izolacích, železářské práce a definitivní betonáž dna.

DÁLNIČE D8 – 805 – LOVOSICE – ŘEHLOVICE

V únoru letošního roku na tunelu Prackovice (SO E 601) byla zahájena betonáž podkladního spádového betonu spodní klenby v obou tunelových rourách a osazení a obetonování chrániček pro kabelovody v rámci výstavby objektu SO E 601.10 – konstrukce vnitřního vybavení. Koncem března započala pokládka ornice na zasypané hloubené konstrukce (SO E 601.11).

Ve druhém dálničním tunelu Radejčín (SO F 602) jsou dokončeny práce na horní klenbě v severní troubě ražené části (SO F 602.07). Rovněž jsou vybetonovány zbývající spodní klenby severní trouby na hloubené části u pražského portálu (SO F 602.03) a byly zahájeny práce na horní klenbě. Na hloubené části u ústeckého portálu (SO F 602.4) se provádí izolace horní klenby v severní tunelové troubě a současně se dokončují drenáže a probíhá příprava k zásypům hloubených konstrukcí.

Celkové dokončení betonáží tunelu včetně zásypových prací bude provedeno do poloviny listopadu letošního roku.

Velmi důležitým momentem se potom stala skutečnost získání posledního dlouho očekávaného stavebního povolení v květnu tohoto roku, a to již bez možnosti odkladného účinku, což konečně dává určitou jistotu v možnosti dokončení celého dálničního úseku.

PPO (PROTIPOVODŇOVÁ OPATŘENÍ) JABLONEC NAD NISOU

Přípravnými pracemi začal v současné době tým ing. Miroslava Vlka z divize 5 s výstavbou protipovodňových opatření na vodním díle Mšeno v Jablonci nad Nisou. Jedním z hlavních úkolů mšenské přehradky vybudované na počátku 20. století je mimo jiné převést průtoky vody z povodí Lužické a Bílé Nisy tak, aby bylo maximálně chráněno město Jablonec nad Nisou. Od určité hodnoty stanoveného neškodného průtoku se tak přebytečná část přirozených povodňových průtoků odklání do přehradní nádrže pomocí podzemních derivačních štol.

Využití vodní nádrže pro ochranu před povodněmi je však v současné době výrazně omezeno. Proto do poloviny příštího roku zde Metrostav ve sdružení s libereckou společností Syner vybuduje novou dostatečně kapacitní odpadní štolu, která umožní neškodné odvedení povodňových průtoků z nádrže mimo město.

Stavební část bude zahrnovat dva rozdělovací objekty na Lužické a Bílé Nise, přírodní štolu, vtokový objekt, novou odpadní štolu a výpustní objekt.

The complete project management hinterland and all service equipment needed for the EPB TBM operation will subsequently be moved to the E2 construction site. It consists first of all of a mixing and cooling centre, a power unit, conveyor belt storage units, a segment stockyard, a store for operating fuels and lubricants and a new intermediate muck stockpile. It will be the beginning of the second, closing, stage of the driving of single-track tunnels by EPB machines.

Another interesting case was the excavation of the escalator tunnel for Petřiny station. It was finished on 30th March and, at the moment, the preparation for commencing the casting of the final concrete lining is in progress. In the station itself, the remaining work comprises the breaking of inner buttresses of sidewall drifts and the excavation of technological sumps and pumping sumps. The resumption of the above-mentioned items of work is planned for 8th May 2012, after the completion of the transfer of the entire TBM technology to the construction site E2 and after the station becomes vacated for subsequent finishing operations.

In Veleslavin station, a shaft for the escape structure was sunk and even a part of the escape gallery was excavated during the winter season. After the completion of the operation of pulling the two earth pressure balance machines through the sidewall tunnels of the station, the concrete beds allowing the pulling of the machines are being broken and even the preparation for the application of waterproofing to the bottom and for placing of concrete reinforcement (first of all the profiling and treating of the primary lining) has commenced in the station. In the spring and summer seasons the work on the installation of waterproofing, placing concrete reinforcement and casting of the final bottom will follow.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE – ŘEHLOVICE

In February 2012, the casting of the cambered concrete bed started in both tubes of the Prackovice tunnel (SO E 601) and casing pipes for cableways were being placed and embedded in concrete within the framework of the work on structure SO E 601.10 – Internal equipment structures. The spreading of topsoil on the backfilled cut-and-cover structures (SO E 601.11) started at the end of March.

In the other motorway structure, the Radejčín tunnel (SO F 602), the work on the upper vault has been finished in the northern tube of the mined tunnel section (SO F 602.07). The casting of the remaining parts of the invert in the northern tube of the cut-and-cover section at the Prague portal (SO F 602.03) has also been completed and the work on the upper vault has started. The waterproofing is being applied to the upper vault in the cut-and-cover section at the Ústí nad Labem portal (SO F 602.4), concurrently with the finishing of the drainage and preparing for the backfilling of the cut-and-cover structures.

The overall completion of concrete casting operations in the tunnel, including backfilling, will take place before the middle of this year.

A very important moment of the project took place in May 2012: the last, long-awaited building permit was obtained, without the possibility of another appeal having suspensory effect. This permit gives a kind of certainty in the possibility to complete the entire motorway stretch.

FLOOD PREVENTION MEASURES FOR JABLONEC NAD NISOU

A team managed by Ing. Miroslav Vlk (Division 5 of Metrostav a. s.) currently started to implement the flood prevention measures at the Mšeno dam in the city of Jablonec nad Nisou by performing enabling works. One of the main tasks for the Mšeno dam, which was built at the beginning of the 20th century, is, among others, to carry over flows of water from the catchment areas of the Lužická Nisa and Bílá Nisa Rivers in a way guaranteeing the maximum protection of the city of Jablonec nad Nisou. A proportion of natural flood flows exceeding a certain value of the flow rate which is defined as a harmless flow is diverted to the dam reservoir through underground derivation tunnels.

Unfortunately, the use of the water reservoir for the protection against floods is currently substantially limited. For that reason Metrostav a. s. jointly with Liberec-based Syner s. r. o. will build a new off-take gallery with sufficient capacity, which will make harmless discharging

Už v rámci přípravných prací se ukazuje, že během realizace celého díla budou práce ovlivňovány místními přírodními podmínkami. Jablonecko je známé náhlými výkyvy počasí a průběh letošní zimy to jen potvrzuje. Stávající ochranný systém vybudovaný v letech 1906 až 1909 musí zůstat po celou dobu stavby funkční. Vzhledem k tomu, že termín realizace byl z důvodu klimatických podmínek posunut, budou nyní všechny stavební objekty vznikat zároveň. To bude samozřejmě náročné především na koordinaci prací.

Obě štoly, jak přírodní, tak odpadní, se budou razit technologií NRTM s použitím trhacích prací. V trase, kde budou obě štoly vyraženy, se nachází hornina tvořená libereckou žulou o různém stupni zvětrání. Aby stavbaři minimalizovali nadvýlohy, budou používat obrysovou trhavinu s neelektrickým roznětem. Přírodní štola v délce 632 m bude razit divize 1 Metrostavu, zatímco ražba odpadní štoly v délce 1258 m byla svěřena divizi 5. Aby mohly oba týmy ražbu provést, bude nutné nejprve snížit hladinu vodní nádrže o tři metry. V současné době dělníci zahájili hloubení stavební jámy, z níž se bude razit přírodní štola. Jakmile to stav vody v Lužické a Bílé Nise dovolí, budou práce pokračovat na dalších hlavních objektech liniového díla.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Po kompletním dokončení obou tunelových trub probíhá na tomto projektu již jen příprava na komplexní zkoušky technologického vybavení, které budou zahájeny v první dekádě června a potrvají asi dva měsíce. Po nich bude následovat konečné předání do provozu uživateli díla a všem již nedočkavým motoristům. Práce provádějí firmy Subterra, a. s., a OHL ŽS.

TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – ČESKÉ BUDĚJOVICE

ÚSEK: VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

Všechny čtyři ražené tunely trasy tohoto železničního koridoru, a to Olbramovický, Zahradnický, Tomický I. i Tomický II. již byly stavebně dokončeny. Olbramovický tunel je již dokonce i provozován a ostatní tunely budou předány k užívání budoucímu správci v nejbližší době. Práce na všech výše zmiňovaných tunelech provádí společnost Subterra, a. s., s kolektivy vedenými ing. Šponarem a ing. Němečkem.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

V současné době probíhá ražba dělenou čelbou v havarovaném úseku tunelu. V levé boční štole C je vyraženo 136 m. V pravé boční štole D je to o deset metrů méně, tedy 126 m. Dále se pokračuje v dočasně zastavené ražbě na horní střední štole E. Razí se i dolní střední štola F, ze které je vyraženo nejméně, a to 80 metrů, a to vše ke dni uzávěrky tohoto čísla časopisu.

PLZEŇ – ÚHLAVSKÝ SBĚRAČ

V současné době jsou zahajovány práce na stavbě Úhlavského kanalizačního sběrače v Plzni, který je součástí akce „Čistá Berounka IV“. Práce budou obsahovat hloubení přístupových jam a dva kilometry mikrotunelování v profilu 1000 a 800 mm DN. Všechny tyto razičské práce bude zajišťovat Subterra, a. s., pomocí nově zakoupeného stroje Iseki Unclemole TCC 1280 pro sdružení vedené firmou Eurovia, a. s.

ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.,

ING. KAREL FRANCYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

of flood flows from the reservoir outside the city limits. It will be completed by the middle of the next year.

The civils will consist of two water distribution structures on the Lužická Nisa and Bílá Nisa Rivers, an intake tunnel, an intake structure, a new discharge tunnel and an outlet structure.

It has been found out as early as during the enabling works that the work on the implementation of the entire project will be affected by local natural conditions. The Jablonec region is notorious for abrupt ups and downs of the weather. The development of this year's winter confirmed this statement. The existing protection system which was being developed in 1906 through 1909 must therefore remain functional throughout the new construction period. With respect to the fact that the construction commencement was postponed for climatic reasons, all structures will be completed concurrently. Of course, this system will be demanding, first of all in terms of the coordination of the operations.

Both the intake tunnel and the discharge tunnel will be driven by the NATM, applying blasting work. Rock mass consisting of Liberec granite found in various degrees of weathering will be encountered on the alignment along which the tunnels will be driven. The builders will, with the objective of minimising overbreaks, use contour explosives with non-electric firing. The 632 m long intake tunnel will be driven by Division 1 of Metrostav a. s., whilst the excavation of the 1258 m long discharge tunnel was entrusted to Division 5 of Metrostav a. s. It will be necessary to lower the water surface level in the reservoir by three metres so that both teams can carry out the excavation. Currently, workers have started the excavation of a construction pit from which the intake tunnel will be driven. As soon as the state of water in the Lužická Nisa and Bílá Nisa Rivers allows it, the work on the other main structures of the linear working will proceed.

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

After the completion of both tunnel tubes, the only remaining work on this project consists of the preparation for comprehensive testing of the tunnel equipment. It will start in the first decade of June and will take approximately two months. After the tests the complete tunnels will be handed over to the client and to all impatient motorists. The work is being carried out by Subterra a. s. and OHL ŽS a. s.

TUNNELS ON VOTICE – BENEŠOV U PRAHY SECTION OF PRAGUE – ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY LINE

All of the four mined tunnels located on this railway corridor, i.e. the Olbramovice, Zahradnice, Tomice No. 1 and Tomice No. 2 tunnels, have been structurally completed. On top of that, the Olbramovice tunnel is even being operated. The other tunnels will be handed over to the future administrator shortly. The work on all of the above-mentioned tunnels has been carried out by Subterra a. s. The tunnelling teams are managed by Ing. Šponar and Ing. Němeček.

JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

The work currently underway comprises the sequential excavation in the collapsed section of the tunnel. In the left-hand sidewall drift C, the excavation of a 136 m long stretch has been completed, whilst a section shorter by ten metres less has been completed in the right-hand sidewall drift D (126 m). In addition, the temporarily suspended excavation of the upper central drift E has been resumed. The excavation of the bottom central drift F is also proceeding, with 80 metres completed. All of the above-mentioned data is related to the date of the journal copy deadline.

PLZEŇ – ÚHLAVA RIVER INTERCEPTOR SEWER

At the moment, the work on the Úhlava River interceptor sewer construction in Plzeň is being commenced. The project is part of the "Clean Berounka River No. 4" project. The work will consist of the sinking of two access shafts and two kilometres of microtunnelling for profiles DN 1000 mm and 800 mm. All of this tunnelling will be

SLOVENSKÁ REPUBLIKA**TUNEL TURECKÝ VRCH**

V jarných mesiacoch roku 2012 boli prakticky ukončené stavebné práce v železničnom tuneli Turecký vrch dĺžky 1775 m položením prvej koľaje pevnej jazdnej dráhy. V súčasnosti ešte práce na stavbe pokračujú definitívnymi stavebnými úpravami na južnom portáli tunela. Tunel by mal byť otvorený a uvedený do prevádzky v usporiadaní s jednou koľajou v júli 2012. Druhá koľaj bude položená až v roku 2013. Tunel je súčasťou modernizovaného železničného úseku Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce. Investorom stavby sú Železnice Slovenskej republiky a zhotoviteľom združenie vedené spoločnosťou OHL ŽS, a.s.. Ďalšími členmi združenia sú Skanska SK, a.s., Váhostav – SK, a.s., Doprastav, a.s. a Eltra, spol. s r.o.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava

carried out by Subterra a. s., using a newly purchased machine Iseki Unclemole TCC 1280, for a consortium led by Eurovia, a. s.

ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV, a. s.,
ING. KAREL FRANČZYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

**THE SLOVAK REPUBLIC
TURECKÝ VRCH TUNNEL**

The construction work on the 1775 m long Turecký Vrch rail tunnel was practically finished during spring months of 2012 by laying the first rail on the slab track. At the moment the activities still continue by final construction work at the southern portal. The tunnel should be opened and brought into service in the single-track configuration in July 2012. The other rail will be laid later, in 2013. The tunnel is part of the Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce route section, which is being upgraded. The client for the project is Railways of the Slovak Republic and the contractor is a consortium consisting of the leader, OHL ŽS a. s., and members: Skanska SK, a.s., Váhostav - SK, a.s., Doprastav, a.s. and Eltra, spol. s r.o.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a.s., Bratislava

**ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES
CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS**

www.ita-aites.cz

**MEZINÁRODNÍ KONFERENCE GEOTECHNIKA 2012, 26.–28. 9. 2012, VYSOKÉ TATRY,
SLOVENSKÁ REPUBLIKA****INTERNATIONAL CONFERENCE GEOTECHNICS 2012, 26.–28. 09. 2012, THE HIGH TATRAS, SLOVAKIA**

The Faculty of Civil Engineering of the VSB - Technical University of Ostrava in collaboration with ORGWARE agency take pleasure in inviting you to the international conference Geotechnics 2012, which is focused on geotechnical problems in the planning and construction of underground structures and buildings. The technical guarantor of the conference is Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

Main conference topics:

1. New technologies and materials in geotechnical and mine engineering
2. Advanced foundation engineering methods and progressive foundation structures
3. Topical problems of underground engineering
4. Slope failures and their stabilisation
5. Geotechnical problems of flood plains
6. Risk analysis in geotechnics
7. Geotechnical monitoring
8. Selected problems of geomechanics and geophysics in underground engineering and mining
9. Teaching geotechnics at universities

Conference secretariat: ORGWARE, Ing. Nora Badíková, Továrnská 12, P.O.Box 52, 900 31 STUPAVA, Slovak Republic.
Telephone /Fax: +421-(0)2-502 44 475, e-mail: orgware@mail.t-com.sk or badikova@arcadisgt.sk.

Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava ve spolupráci s agenturou ORGWARE si vás dovoluují pozvat na mezinárodní konferenci Geotechnika 2012, zaměřenou na geotechnické otázky při přípravě a výstavbě podzemních a pozemních staveb. Odborným garantem konference je prof. ing. Josef Aldorf, DrSc.

Hlavní témata konference:

10. Nové technologie a materiály v geotechnickém a hornickém stavitelství
11. Pokrokové metody zakládání staveb a progresivní základové konstrukce
12. Aktuální problémy podzemního stavitelství
13. Svahové poruchy a jejich sanace
14. Geotechnické problémy zaplavovaných území
15. Riziková analýza v geotechnice
16. Geotechnický monitoring
17. Vybrané problémy geomechaniky a geofyziky v podzemním stavitelství a hornictví
18. Výuka geotechniky na vysokých školách

Sekretariát konference: ORGWARE, ing. Nora Badíková, Továrnská 12, P. O. Box 52, 900 31 STUPAVA, Slovenská republika.
Tel./fax: +421-(0)2-502 44 475, e-mail: orgware@mail.t-com.sk nebo badikova@arcadisgt.sk.

PŘÍPRAVA 12. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2013 22.–24. DUBNA 2013, PRAHA, ČESKÁ REPUBLIKA

PREPARATION FOR THE 12TH INTERNATIONAL CONFERENCE UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2013 22–24 APRIL 2013, PRAGUE, CZECH REPUBLIC

Příprava 12. mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2013 intenzivně probíhá. Pořadatelem konference je Česká tunelářská asociace ITA-AITES, předsedou organizačního výboru je Ing. Alexandr Butovič, Ph.D. z firmy Satra, s. r. o., a vědeckou radu vede doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D., (D2-Consult Prague, s. r. o., a FSv ČVUT Praha).

Na přípravě konference spolupracuje také Slovenská tunelářská asociace ITA-AITES.

Všechny potřebné informace o konferenci, jejíž součástí jsou také technická výstava, odborné exkurze a posterová sekce, lze nalézt na webových stránkách www.ita-aites.cz pod nabídkou Konference PS 2013. Z nich lze také stáhnout v PDF *1. oznámení – Call for Papers* i brožuru *Nabídka pro partnery konference a vystavovatele* (viz. obrázek).

Přes uvedené webové stránky budou probíhat všechny komunikace s autory příspěvků i registrace účastníků.

Důležité upozornění: přihlášení příspěvků formou zaslání jejich abstraktů v rozsahu 300 až 500 slov musí proběhnout do 30. června 2012!!!

Další termíny:

31. 8. 2012 – oznámení autorům o přijetí příspěvků (akceptace abstraktů);

1. 12. 2012 – termín pro zaslání komplexně zpracovaných příspěvků a jejich rozšířených abstraktů.

Nashledanou v Praze v dubnu 2013!!!

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
sekretář CzTA ITA-AITES,
ita-aites@metrostav.cz

The intense preparation of the 12th International Conference Underground Construction Prague 2013 is underway. The organiser of the Conference is the ITA-AITES Czech Tunnelling Association; the chairman of the Organising Committee is Dr. Alexandr Butovič from Satra, spol. s r. o.; the Scientific Council is chaired by Dr. Matouš Hilar (D2-Consult Prague, s. r. o., and the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague).

The ITA-AITES Slovak Tunnelling Association also collaborates on the preparation of the Conference.

All necessary information on the Conference, parts of which are also the Technical Exhibition, technical excursions and a Poster Section, is available on web pages www.ita-aites.cz under Conference Underg. Constr. *The 1st Announcement – Call for Papers* and the *Prospectus for Partners and Exhibitors* in PDF (see Fig.) form can be downloaded from it.

All communication with authors of papers and the registration of attendees will proceed through the above-mentioned web pages.

Important notice: The registration of papers in the form of the submission of their abstracts in the range of 300 – 500 words must be finished by 30th June 2012!!!

Other deadlines:

31/8/2012 – the announcement to authors on the acceptance of their papers (abstracts);

01/12/2012 – deadline for the submission of comprehensively completed papers and expanded abstracts of the papers.

We are looking forward to meeting you in Prague in April 2013!!!

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
Secretary of the ITA-AITES CzTA,
ita-aites@metrostav.cz

