

Tu nel

č. 3
2007

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



EDITORIAL

Statistiky nehod na našich silnicích ukazují, že jsme trvale na jednom z předních míst mezi evropskými zeměmi, pokud se týká relativního počtu usmrčených osob. V době psaní tohoto příspěvku, v červenci, zahynulo za „rekordní“ týden na našich silnicích 17 osob. Po prvním roce od zavedení bodového systému počty usmrčených osob ukazují, že důsledky fatálních nehod neklesají a že kvalita našich řidičů je špatná, a to hlavně po psychické stránce, a často předváděná agresivita jízdy se málokdy vidí v zemích západní Evropy.

Je až s podivem, že se toto chování příliš neprojevuje v tunelech. V rámci projektu vědy a výzkumu ministerstva dopravy, kdy se od roku 2004 sledují dopravní excesy v tunelech České republiky, se ukazuje, že málo časté nehody nejsou doprovázeny těžkými zraněními ani úmrtími. O tom, proč tomu tak je, se dá pouze spekulovat. Jedním z faktorů je jistá pokora, kterou řidič pocítuje při jízdě tunelem. Výzkumy charakteru jízdy v rámci projektu OPTUN ukázaly, že řidiči velmi úzkostlivě drží stopu vozidla, na rozdíl od jízdy na volné komunikaci, a podvědomě jede dále od stěny.

Druhou možnou příčinou nízkého počtu nehod je, že všechny české tunely jsou vybaveny na velmi vysoké úrovni. Z hlediska Evropské direktivy 54/2004/ES (o jednotné bezpečnosti na trans-evropských komunikacích) dokonce nadstandardně. Přestože jsem stál u tvorby prvních standardů pro vybavování tunelů koncem 90. let, začínám mít pocit, že pojem „nadstandardní“ se stává pro mnoho projektantů a dodavatelů synonymem ke slovu „dokonalý“. Bohužel z hlediska bezpečnosti uživatelů tunelu tomu tak není, anebo nemusí být. Zkušenosti z desítek mimořádných událostí ukazují, že požár lze likvidovat téměř vždy při jeho vzniku jednoduchými a dostupnými hasebními prostředky. Stejně tak je zřejmé, že první minuty po vzniku požáru rozhodují, zda se účastníci této události vlastními silami zachrání – mluví se o prvních šesti minutách jako rozhodujících pro záchranu osob.

Zdá se, že je právě nyní vhodná doba k revizi myšlení a revizi přístupu k bezpečnosti v tunelech. Pokud se 390 metrů dlouhý tunel Valík bude vybavovat jako dlouhý tunel nejvyšší bezpečnostní kategorie a v tunelu Liboucheč (535 m) se bude snižovat, oproti přísné národní normě, vzdálenost únikových východů na polovinu, je zřejmé, že ceny vybavení tunelů porostou, stejně tak jako jejich složitost.

A složitost systému je i příčinou nejenom jeho nižší spolehlivosti, ale i podstatně vyšších nároků na dispečery a obsluhující personál (nemluvě o provozních nákladech). Analýza historie požárů v tunelech ukazuje, že požáry vznikají pravidelně. Například v tunelu Gotthard se opakují s jistou periodicitou, která je mezi třemi až šesti roky. Jedním z důvodů může být to, že po mimořádné události je i mimořádně aktivní obsluha tunelu, ale znalosti a pozornost postupně upadají ... až se opět něco stane. Velký význam při zajištění bezpečnosti má tedy nejenom technické vybavení tunelu, ale mimořádný význam má i organizační zajištění provozování a informování veřejnosti. Hlavní příčinou, že požár v tunelu Mt. Blanc skončil jak skončil, byly organizační nedostatky a nekoordinovanost činnosti dvou prakticky nezávislých dispečerských pracovišť na francouzské a italské straně. V prvních minutách se katastrofě dalo pravděpodobně úplně zabránit.

Myšlenkou optimalizace vybavení, resp. optimalizací minimálního vybavení, je nutné se seriózně zabývat zvláště v kontextu toho, že je v České republice realizováno nebo plánováno 62 tunelů v celkové délce 54 km. V současné době se pracuje v rámci projektu SAFETUN na definici (ne)výbavování krátkých tunelů, kterých je projektováno okolo třiceti. Stejně tak se připravuje idea pro národní testovací a zkušební pracoviště pro dispečery, které by zaručilo jistou konstantní úroveň znalostí obsluh. Třetí oblastí, do které je nutné investovat, je rozvinutí vlastní metodologie analýzy rizik, která může omezit různé amatérské dohady, jak by měl být tunel vybaven. Je nutné skutečně nastolit vědecký přístup. Ostatně jednu z možných metod, použitou pro analýzu přepravy nebezpečných nákladů v tunelu Sitina v Bratislavě, představuje článek Ing. Rákosníka v tomto čísle. Analýza ukázala, že je mnohonásobně bezpečnější přepravovat nebezpečné náklady tunelem, než zastavenou oblastí ve městě.

Toto číslo časopisu je věnováno organizacím, které mají právě do problematiky návrhu tunelů co mluvit. Společnost PUDIS se svou 40letou tradicí byla u přípravy většiny pražských tunelů a své kapacity uplatňuje i u dálničních tunelů. I proto je zajímavý bilanční článek Od pražské podzemní tramvaje k tunelům Sliveneč, který seznamuje s geotechnickým průzkumem, tak jak byl prováděn v minulých 41 letech právě firmou PUDIS.

Společnost SATRA získala cenné zkušenosti na mnoha tunelech, to předznamenal její roli generálního projektanta stavební a technologické části tunelového komplexu Blanka, což je bezpochyby velmi významná dopravní stavba 21. století, jak je i potvrzeno ve stejnojmenném článku. Velmi významnými aktivitami společnosti je i spolupráce s vysokými školami hlavně v oblasti optimalizace ventilace a je nutné se zmínit i o mimořádné aktivitě práce v několika výběrech PIARC.

Toto číslo, které dostáváte do ruky, je zajímavé i dalšími články, kde bych upozornil i na polemický článek k tunelářské terminologii, neboť i tato terminologie podléhá jistým změnám, které je nutné sledovat. V redakční radě časopisu se dokonce uvažovalo, zda nevydat terminologii vztahovanou na tunely ve zvláštní příloze, a to ve formě výkladového slovníku.

Vážení kolegové, příjemné chvíle s časopisem Tunel a mnoho odborných podnětů Vám přeje

prof. Ing. Pavel Příbýl, CSc., řádný profesor na Fakultě dopravní ČVUT Praha, hostující profesor na Žilinské univerzitě v Žilině, viceprezident společnosti ELTODO EG, a. s.

EDITORIAL

Statistics of accidents on our roads suggests that we have permanently been occupying one of the top positions among European countries in terms of the relative number of fatalities. In July, when I was writing this contribution, 17 persons perished on our roads during a 'record-breaking' week. After the first year of the Penalty Point System in force, the numbers of fatalities imply that the consequences of serious accidents have not been alleviated and the quality of our drivers is poor, mainly in terms of the psychological condition, where the frequently exhibited aggressive style of driving can only rarely be seen in West European countries.

Surprisingly, this behaviour has not been significantly registered in tunnels. It turns out within the framework of the projects organised by the Ministry of Transport, where traffic excesses in tunnels in the Czech Republic have been monitored since 2004, that accidents are quite rare and are not accompanied by serious injuries or fatalities. We may only speculate on the reasons. One of the factors is a certain feeling of submission drivers experience when passing through a tunnel. The research into the character of driving which was carried out within the framework of the OPTUN project proved that a driver very anxiously keeps the correct track of the vehicle, as opposed to driving on an open road, and unwittingly drives at greater distance from the wall.

The other possible cause of low numbers of accidents is the fact that the level of equipment of all Czech tunnels is very high. It is even above-standard in terms of the European directive 54/2004/ES (on minimum safety requirements for tunnels in the Trans-European road network). Despite the fact that I was involved in the development of initial standards for tunnel equipment at the end of the 1990s, I begin to have a feeling that the term "above-standard" is becoming for many designers and contractors a synonym for "perfect". Unfortunately, it is not so or does not have to be so in terms of tunnel user safety. The experience obtained from tens of emergencies has proven that a fire can be nearly always suppressed on its discovery, using simple and normally available extinguishers. It is also obvious that the initial minutes after the fire origination are deciding for the participants in the emergency, whether they save themselves by their own means; initial 6 minutes are referred to as being deciding for rescue of persons.

It seems to me that there is the reasonable time just now for reviewing the thinking and reviewing the attitude toward the issue of tunnel safety. If the same equipment is designed for the 390m long Valík tunnel as that required for the highest-category long tunnel and the distance between escape exits in the Liboucheč tunnel (535m) is reduced to a half of the distance required by the stringent international standard, it is obvious that the cost of equipment will rise, as well as the complexity of tunnels.

We know that the complexity of the system is the cause of not only its lower reliability and also higher demands for operators and servicing personnel (let alone the operating costs). The analysis of the history of tunnel fires shows that fires originate regularly. For instance, in the Gotthard tunnel, they happen again with certain periodicity, which hovers between three to six years. One of the reasons may be the fact that the activity of tunnel operators is extremely high after an accident, but the knowledge and alertness ebb away ... until something happens again. Therefore, tunnel equipment is not the only highly important factor in terms of the care of safety; exceptionally important is also the organisation of the operation and information for the public. The main reason why the Mt. Blanc fire ended up as it did were organisational faults and lack of coordination in operations of two virtually independent management centres on the French and Italian sides. It was probably possible to completely prevent the catastrophe during the initial minutes.

The idea of the optimisation of tunnel equipment, or optimisation of the minimum equipment, must be seriously dealt with, in particular in the context of the fact that there are 62 tunnels at the total length of 54 km planned for construction in the Czech Republic. A definition is currently being developed within the framework of the SAFETUN project which is to define the system of (not)equipping short tunnels. About thirty short tunnels are being designed. In addition, a concept for a national testing and trial workplace for operators, which should ensure a certain constant level of knowledge and skills of operating personnel, is under preparation. The third area which requires some investment is the development of a methodology for a risk analysis which can curtail various amateur speculations on the manner of the tunnel equipment. It is necessary to establish a real scientific attitude. By the way, one of possible methods is the method used for the analysis of transport of dangerous loads through the Sitina tunnel in Bratislava, which is presented in the paper by Ing. Rákosník in this magazine issue. The analysis proved that it is multiply safer to transport dangerous loads through a tunnel than through a built-up urban area.

This issue of the magazine is dedicated to the organisations which have their voice in tunnel design. PUDIS company, with its 40-year tradition, was involved in the preparation of all Prague tunnels, and it uses its capacities even for motorway tunnels. It is one of the reasons why the retrospective paper titled 'From Prague light rail transit line to tunnels at Sliveneč', which acquaints readers with geotechnical survey as it was carried out during the past 41 years by this PUDIS company.

SATRA company had obtained precious experience from many tunnel constructions before it became the general civil and systems designer for the complex of tunnels Blanka, which is undoubtedly a very important transport-related construction project of the 21st century, as confirmed even in the paper of the same name. A very important activity of the company is also co-operation with universities, primarily in the area of optimisation of ventilation. It is necessary to mention even the extraordinary activity of the work in several PIARC committees.

The issue of the magazine you are getting in hand is interesting even owing to other papers, where I would like to draw your attention to a polemical paper on tunnel construction terminology, because even this terminology is liable to certain changes which must be followed. There was even a discussion in the Editing Board whether the terminology related to tunnels should not be issued in an extraordinary supplement, in the form of a monolingual dictionary.

Dear colleagues, I wish you to spend pleasant time with Tunel magazine and many technical impulses.

Prof. Ing. Pavel Příbýl, CSc., regular professor at the Faculty of Traffic Engineering of the Czech Technical University in Prague; guest professor at the University in Žilina, vice-president of ELTODO EG, a. s.





VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

jsm rád, že se k vám mohu obrátit a připomenout, že akciová společnost PUDIS je zde již více než 40 let. Je následníkem Projektového ústavu dopravních a inženýrských staveb, s. p., který byl založen v roce 1966 v souvislosti se zrodem pražského metra. Málokdo si dnes již vzpomene, že v kancelářích PUDIS byly v šedesátých letech minulého století navrženy i dnešní stanice Hlavní nádraží, Muzeum, Kačerov a Vyšehrad.

Ve své historii se firma PUDIS podepsala pod přípravu staveb pozemních i inženýrských. Od počátku existence bylo její předností, že poskytovala investorům úplné služby v celém multiprofesním záběru činností, které jsou s přípravou velkých stavebních celků svázány. Z této tradiční výhody čerpá společnost stále. Prováděnou konzultační činností lze proto opírat o zkušenosti a odbornosti v oblasti geologie, geotechniky, inženýrské ekologie a životního prostředí, které poskytují nezbytné podklady skupinám odborných projektantů ve všech profesích. Pracovní týmy přitom zúročují historicky získanou dokonalou znalost pražského prostředí. Na území hlavního města jsou také zaměřeny hlavní aktivity společnosti.

Převládající zaměření PUDIS bylo vždy na stavby pro automobilovou dopravu. Dopravní stavby – to jsou v dnešní době i tunely. Nikdo se nevíví tunelům na železnici, jsou tady již z předminulého století. Rovněž tak každý bere jako samozřejmost, že pražskému podzemí dominují tunely metra. Automobilovým tunelům však pražská kotlina dlouho příliš nepřála.

Nejstarší automobilový tunel v Praze byl proražen pod skalním ostrohem Vyšehradu v roce 1905. Na další automobilový tunel si Pražané počkali dlouhých 48 let, v roce 1953 byl zprovozněn tunel pod Letnou. Po dalších 27 letech, v roce 1980 to byl tunel Těšnovský. Devadesátá léta minulého století však odstartovala novodobou historii pražských tunelů. Začíná postupné naplňování smělého územního plánu, který s tunelovými stavbami počítá jako se základním návrhovým prvkem komunikační sítě. V roce 1997, tedy po 17 letech od zprovoznění Těšnovského tunelu, byl otevřen Strahovský tunel. Dále se již četnost dokončování tunelových staveb zahušťuje. Po pouhých 5 letech byl zprovozněn tunel Zlíchovský a již jen dva roky nato, v roce 2004, to byl tunel Mrázovka. A dnes? Rozestavěny jsou tunely Blanka, Komořany, Lochkov a připravují se další.

S odkazem na uvedený výčet mohu bez nadsázky říci, že společnost PUDIS byla u přípravy a realizace všech pražských automobilových tunelů, které se připravovaly nebo stavěly za dobu její existence. Bylo to ve funkci generálního projektanta (Těšnov, Strahov, Mrázovka) nebo byl PUDIS součástí projektového týmu (Blanka, Komořany) nebo se podílel při přípravě a realizaci formou průzkumů či monitoringu (Lochkov).

Doplňme-li další mimopražské akce, kde PUDIS uplatnil své kapacity (tunely Panenská, Libouchec, Prackovice) či které jsou právě ve fázi přípravy dokumentace pro územní rozhodnutí (tunely Radlice, Jinonice, Butovice) a další aktivity při monitoringu kolektorů či při zajišťování programů podzemního parkování, je zřejmé, že PUDIS je pevně zařazen mezi firmy, které mají k podzemnímu inženýrství co říci.

Oprávněné nároky veřejnosti na zvýšení ochrany životního prostředí podzemnímu stavitelství přejí, budoucnost měst je v rozvoji podzemního urbanismu. Na prahu třetího tisíciletí, ve čtvrté dekádě své existence, je společnost PUDIS ve velmi dobré kondici a je připravena tyto společenské výzvy podpořit.

DEAR READERS OF TUNEL,

I am very happy that I can use this opportunity and address you by bringing back to your mind the fact that PUDIS a. s. has been here over 40 years. It is the successor of the Projektový Ústav Dopravních a Inženýrských Staveb, s. p. which was founded in 1966 in the context of the birth of the Prague Metro. Few can today remember that it was in the office rooms of PUDIS where today's Hlavní nádraží, Muzeum, Kačerov and Vyšehrad stations were designed in the 1960s.

In its history, PUDIS signature was put under planning documents for buildings and civil engineering structures. The best quality of the company since the beginning of its existence has been the fact that it provided the clients with the full scope of services covering the multi-profession range of activities associated with the planning of large construction projects. The company has been using this traditional advantage till now. The consultancy activities can be, therefore, backed by the experience and expertise gained in the fields of geology, geotechnics, engineering ecology and environment, which provide the data necessary for teams of designers skilled in all professions. The working teams benefit from the perfect knowledge of the Prague environment, which was gathered in the history. It is also why the main activities of the company are focused on Prague.

The prevalent concern of PUDIS has always been centered on projects for automobile transportation. Tunnels today also belong among transport-related projects. Nobody wonders about tunnels on railways – they have been here since the century before last. Similarly, everybody considers the fact that the Prague underground space is dominated by the Metro to be a commonplace. On the other hand, automobile tunnels were not much favoured in the Prague basin, for a long time.

The oldest automobile tunnel in Prague was driven under the rock buttress of Vyšehrad in 1905. Prague citizens had to wait long 48 years to see another automobile tunnel; the tunnel under Letná was commissioned in 1953. The Těšnov tunnel was opened to traffic after other 27 years. The 1990s, however, started the new time history of Prague tunnels. The gradual implementation of the bold town planning scheme, which banks on tunnel structures to become the basic element of the road network design, commenced. The Strahov tunnel was commissioned in 1997, 17 years after the opening of the Těšnov tunnel to traffic. Then the frequency of tunnel completion events started to increase. The Zlíchov tunnel was opened after a mere 5 years, followed only two years later, in 2004, by the Mrázovka tunnel. How about today? The Blanka, Komořany and Lochkov tunnels are under construction and others are being planned.

With reference to the above summary, I can state without exaggeration that PUDIS participated in the planning and implementation of all Prague automobile tunnel projects which were prepared or implemented during the course of its existence. It was in the position of either the general designer (the Těšnov, Strahov and Mrázovka tunnels) or a member of the project team (the Blanka and Komořany), or the company participated in the planning and implementation phase by carrying out surveys or monitoring (the Lochkov tunnel).

When we add other activities carried out outside Prague, where PUDIS used its sources (the Panenská, Libouchec and Prackovice tunnels) or which are currently in the phase of preparation of the design documentation for issuance of zoning and planning decision (the Radlice, Jinonice and Bučovice tunnels) as well as utility tunnel monitoring activities or implementation of underground parking programmes, it becomes obvious that PUDIS firmly belongs among the companies which are fully competent in the field of underground engineering.

The legitimate requirements of the public for increased environmental protection are favourable for underground engineering. The future of cities lies in the development of the subsurface urbanism. On the threshold of the third millennium, in the fourth decade of its existence, PUDIS is in very good condition, ready to support these social challenges.

ING. ALEŠ MERTA

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



VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

je to nyní 3,5 roku od chvíle, kdy jsem vám představoval číslo časopisu Tunel věnované společnosti SATRA, spol. s r. o. Naše společnost má již stabilní pozici na trhu konzultačních a projektových firem, a proto jistě není třeba zabývat se podrobně historií jejího vzniku. Rád bych se zmínil o vývoji, kterým SATRA prošla v posledních letech.

Od srpna 2004 je v provozu tunel Mrázovka na Městském okruhu v Praze. V mnoha směrech zlomový projekt, pro který jsme zpracovávali ve všech stupních projektovou dokumentaci ražených objektů, kompletního technologického vybavení a zajištění nadzemní zástavby. Cenné zkušenosti z přípravy, realizace i prvních měsíců provozu jsme dále zúročili na dalších dopravních tunelových stavbách. Projekty různého rozsahu a stupně jsme zpracovávali mimo jiné pro Radlickou a Břevnovskou radiálu a Libeňskou spojku na síti hlavních komunikací v Praze nebo pro tunely Dobrovského v Brně. Podíleli jsme se na zpracování technologické části dokumentace pro stavební povolení stavby 513 v jižní části silničního okruhu kolem Prahy. Nelze opomenout působení našich odborníků v pozici supervizorů tunelových staveb na III. tranzitním koridoru v úseku Krasíkov – Zábřeh na Moravě a při měření poměrných deformací v sekundárním ostění na většině tunelů realizovaných v České republice od roku 2004.

Veškeré své schopnosti, znalosti a zkušenosti, získané nejen na Mrázovce, ale i na řadě jiných akcí, uplatňujeme při práci na projektu tunelového komplexu Blanka v Praze. Úsek Městského okruhu představuje podzemní dílo, které je rozsahem a významem srovnatelné asi jen s prvními provozními úseky pražského metra. Celkem 5,5 kilometru ražených a hloubených tunelů, objekty technologického zázemí, podzemních parkovišť, navazující úpravy přilehlého parteru – to vše vyžaduje komplexní přístup i smysl pro detail. Příprava stavby takového charakteru a rozsahu na samé hranici historického centra města znamená vždy značné nároky na koordinaci a organizaci. Při hloubení jam v bezprostředním sousedství budov a samozřejmě při razbě pod zástavbou a přírodní památkou Královská obora je nezbytný systém monitoringu stejně jako důsledná aplikace observační metody. První práce zahájila naše firma na této části MO koncem 90. let a nyní je nejen generálním projektantem stavební a technologické části, ale také koordinátorem celého souboru staveb MO v úseku Malovanka – Pelc-Tyrolka.

Uvědomujeme si, že naše práce má i dnes, tak jako vždy v minulosti, celou řadu vedlejších aspektů. Projektovat znamená také znát širší souvislosti, uvědomovat si věci minulé i možný budoucí dopad našich rozhodnutí. Proto nechápeme tuto práci jen jako pouhý obchodní případ, kde je vztah mezi projektantem a klientem redukován pouze na vztah mezi prodávajícím a nakupujícím. Filozofie společnosti SATRA je od jejího založení postavena na chápání projektových a konzultačních služeb jako procesu, ve kterém jsou všechny zúčastněné subjekty v pozici rovnocenných partnerů, a proces samotný je cestou od prvních idejí k úspěšnému zprovoznění stavby. Naším cílem není odevzdat projekt, ale uvést v život dílo, které po celou dobu své životnosti spolehlivě slouží svému účelu. Svým klientům nabízíme projekty zohledňující nejen vysoké technické, ale také efektivně ekonomické řešení šetrné k životnímu prostředí.

Činnost společnosti SATRA se v posledních letech rozšířila i do dalších oborů. Je to především výzkum a vývoj v oblastech bezprostředně souvisejících s naším profesním zaměřením, a to zejména s bezpečností provozu v tunelových stavbách. Zabýváme se nejen rizikovou analýzou silničních tunelů, ale také modelováním provozního a požárního větrání nebo hodnocením existujících stavebních konstrukcí. Spolupracujeme s pracovišti ČVUT v Praze a VUT v Brně stejně jako s dalšími soukromými subjekty v oboru.

Další složkou naší práce je pestrá publikační činnost. Ta zahrnuje mimo jiné audiovizuální díla pro informační centra nebo oceňované odborné publikace z oboru podzemního stavitelství. Také u těchto prací vždy akcentujeme profesionální úroveň formy i obsahu. Jsme správcem informačního portálu Tunelového komplexu Blanka (www.TUNELBLANKA.cz) a zajišťujeme zpracování informačních materiálů o stavbě včetně podpory tiskového servisu pro novináře.

Nedlouho po vydání čísla časopisu Tunel 1/2004 byla zahájena příprava světového tunelářského kongresu WTC ITA/AITES 2007. Je tak trochu symbolické, že „naše“ číslo následuje nedlouho po úspěšném završení třileté přípravy konference. Od počátku jsme byli aktivně zapojeni do činnosti přípravného výboru, vědecké rady i jednotlivých tematických skupin programu konference. Významný byl podíl na přípravě workshopu pro mladé geotechniky a také příprava, sestavení a vydání publikace Podzemní stavitelství v České republice, která byla v anglické verzi určena pro účastníky kongresu.

Za poslední tři roky prošla naše projektová a konzultační společnost SATRA dalším vývojem. Rozšířila svou činnost za hranice České republiky, upevnila pozici na trhu a doplnila portfolio nabízených služeb o řadu oborů. Ale v jádru progresivně rostoucí firmy její klienti nalézají stále stejnou filozofii.

Věřím, že tomu tak bude i nadále.

ING. LUDVÍK ŠAJTAR

ředitel společnosti SATRA, spol. s r. o.

Director of SATRA, spol. s r. o.

DEAR READERS,

It has been 3.5 years since the time when I wrote the editorial to the issue of Tunel magazine which was dedicated to SATRA, spol. s r. o. Our company has its position in the consultancy and construction design market stabilised and it is therefore unnecessary to deal with the history of its origination in detail. I would like to mention the development which SATRA has undergone during the recent years.

August 2004 saw the event of the opening of the Mrázovka tunnel on the City Circle Road in Prague to traffic. It was, in many respects, a crucial project for which our company carried out all stages of design documents covering the mined structures, all tunnel equipment and stabilisation of existing buildings. The precious experience we had obtained during the planning, implementation and initial months of operation of this tunnel was invaluable for us on other transport-related tunnel construction projects. We carried out designs of various extent and for various design stages, among other for the Radlice and Břevnov radial roads and the Libeň connecting road within the network of major roads in Prague or for the Dobrovského tunnel tubes in Brno. We participated in the work on the technological part of the final design for construction lot 513 found in the southern part of the Prague City Ring Road. I must not forget to mention the activities of our professional staff in positions of supervisors at the tunnel constructions on the 3rd railway transit corridor, in the section between Krasíkov and Zábřeh na Moravě, and at the measurements of relative deformations in the secondary lining of most of the tunnels built in the Czech Republic since 2004.

Currently we are using all our skills, knowledge and experience gained not only at the Mrázovka tunnel but also at other projects, during our work on the design for the complex of tunnels Blanka in Prague. This section of the City Circle Road (CCR) represents an underground engineering project which is comparable in terms of its extent and importance probably only with the initial operating sections of the Prague Metro. The project consisting of 5.5km of mined tunnels and cut-and-cover tunnels, facilities for technical services, underground parking facilities and the related construction work in the adjacent street level – all of this requires not only a complex approach but also the sense of detail. Planning for a project of such character and extent, which is to be implemented on the border of the historic centre of a city, is always associated with extreme requirements for coordination and organisation. A monitoring system as well as consistent application of the observational method are a prerequisite for the excavation of trenches in the close proximity of buildings and, of course, during the excavation of tunnels under existing buildings and the natural monument of Královská Obora. Our firm started the initial work on this part of the CCR at the end of the 1990s and now it is the general designer for both the civil works and mechanical and electrical works, but it is also the coordinator of the entire complex of the CCR structures within the section between Malovanka and Pelc Tyrolka.

We realise that our work has even today, as it always had in the past, a number of secondary aspects. The process of designing also requires knowledge of wider relationships, awareness of past things and possible future consequences of our decisions. We, therefore, do not perceive this work only as a mere business transaction where the relationship between the designer and the client is reduced only to a relationship between a seller and buyer. The philosophy of SATRA has been based, since the foundation of the company, on the approach where the design and consultancy services are considered to be a process in which all participating subjects are in the position of equals and the process itself is the path from initial ideas to the successful completion of the construction. Our aim is not the act of final acceptance of the work by the client. Our aim is to complete a project which will reliably serve its purpose throughout its lifetime. Our clients are offered designs which guarantee not only high engineering level but also effectively economic, environmentally friendly solutions.

The activities of SATRA have expanded even into other fields in the recent years, above all into research and development in the areas which are closely associated with our profession, first of all the safety of traffic in tunnels. We deal not only with risk analyses of road tunnels but also with modelling of operating and fire ventilation systems or assessment of existing structures. We collaborate with workplaces of the Czech Technical University in Prague and Technical University in Brno, as well as other private subjects active in the industry.

Another element of our work is the chequered publication activity. It covers, apart from others, audio-visual work for information centres or technical publications from the field of underground engineering, which are positively recognised by the professional public. We put stress on the professional level of the form and content even in the cases of technical publications. We are the administrator of the information portal for the complex of tunnels Blanka (www.TUNELBLANKA.cz) and we take care of the issuance of construction information documents, inclusive of the press service.

The preparation of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2007 started shortly after the Tunel 1/2004 issue of Tunel magazine had been published. It is a little symbolic that “our” issue follows not long after the successful conclusion of the three-year period of the conference preparation. We were actively involved in the work of the steering committee, scientific council and individual conference program thematic groups from the very beginning. Our portion of the work on the preparation of the workshop for young geotechnicians was significant, as well as the preparation, compilation and publication of the book Underground Construction in the Czech Republic, which was issued in English for the attendees of the Congress.

During the course of the recent three years, our design and consultancy company SATRA has passed through further development. It has expanded its activities beyond the border of the Czech Republic, stabilised its market position and diversified the portfolio of its services into new fields. But, in the core of the progressively growing company, our clients can find our philosophy unchanged.

I believe that it will be so even in the future.

TUNELOVÝ KOMPLEX BLANKA – MIMOŘÁDNÁ STAVBA NOVÉHO STOLETÍ

THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS – THE EXTRAORDINARY CONSTRUCTION PROJECT OF THE NEW CENTURY

PAVEL ŠOUREK, ALEXANDR BUTOVIČ, JOSEF DVOŘÁK (†), FRANTIŠEK POLÁK, LUDVÍK ŠAJTAR

ÚVOD

Největší podzemní stavbou budovanou v současné době v České republice je tunelový komplex Blanka v Praze. Tato rozsáhlá stavba je realizována v rámci výstavby severozápadní části Městského okruhu, úsek Malovanka – Pelc-Tyrolka, jehož celková délka činí 6,382 km, délka samotné tunelové části pak dosahuje úctyhodných 5,5 km. Po svém zprovoznění doplní provozovanou jihozápadní část okruhu délky cca 17 km s tunely Zlíčovským, Mrázovkou a Strahovským.

Budovaný úsek Městského okruhu hlavního města Prahy prochází urbanizovaným prostředím střední části města na hranici historického jádra a rovněž prostorem chráněné přírodní památky Královská obora. Již počátkem 90. let minulého století, kdy probíhaly studijní práce na trasování a následně výběr varianty vedení této části okruhu, bylo jasné, že převážnou část stavby bude třeba vést v tunelech budovaných jednak z povrchu, ale z velké části i ražených, aby vliv výstavby a především pak provozu na vzniklé kapacitní komunikaci způsobil minimální zásah do svého okolí. Tak vznikl souvislý tunelový komplex Blanka zahrnující, mezi křižovatkou Malovanka u severního portálu Strahovského tunelu a křižovatkou Troja u nového trojského mostu přes Vltavu, tři tunelové úseky na sebe plynule navazující.

INTRODUCTION

The largest tunnelling project which is currently being implemented in the Czech Republic is the complex of tunnels labelled as Blanka. This extensive construction consists of the section of the north-western part of the City Circle Road project (an inner ring road) in Prague between Malovanka and Pelc Tyrolka; the total length of this section is 6,382m, with the aggregate length of mined sections reaching considerable 5.5km. The opening of Blanka to traffic will mean an addition of about 17km of the road comprising the Zlíčov, Mrázovka and Strahov tunnels to the currently operating south-western part of the Circle Road.

The section of the City Circle Road which is under construction passes through an urbanised environment in the central part of the city, on the border of the historic core, and crosses, among other areas, the area of Královská Obora (Royal Deer Park, a preserved natural monument). It was obvious as long ago as the beginning of the 1990s, when the work on the project studies was in progress and the variant of the route of this part of the Circle Road was being selected, that a major part of the route must run underground, through tunnels, both cut-and-cover and mined (a significant part) so that the influence of the construction operations and, above all, of the traffic on the capacity road which will originate was minimised. This is how the uninterrupted complex of tunnels Blanka originated. It contains three tunnelled sections smoothly



Obr. 1 Situace tunelového komplexu Blanka

Fig. 1 Plan view of the complex of Blanka tunnels

V pořadí od již provozované západní části Městského okruhu jsou to: Tunelový úsek Brusnice vede od severního portálu Strahovského tunelu ve stopě ulice Patočkovy nejdříve hloubenými tunely. Za křižovatkou s ulicí Myslbekova vstupuje trasa do raženého úseku, který končí před křižovatkou Prašný most, kde již pokračují opět tunely hloubené. Celková délka úseku je 1,4 km, z toho je 550 m ražených.

Tunelový úsek Dejvice začíná v mimoúrovňové křižovatce Prašný most a pokračuje v celé délce hloubenými tunely ve stopě třídy Milady Horákové až do prostoru budoucí mimoúrovňové křižovatky U Vorlíků. Celková délka úseku je 1 km.

Tunelový úsek Královská obora pokračuje od křižovatky U Vorlíků nejdříve krátkým hloubeným úsekem na Letné, na který navazuje ražený úsek vedoucí směrem pod zástavbu, Stromovku (Královská obora), plavební kanál, Císařský ostrov, Vltavu a potom dalším hloubeným úsekem až k trojskému portálu. Celková délka úseku je 3,09 km, z toho je 2230 m ražených.

Délka celého tunelového komplexu je 5502,20 m v severní tunelové troubě a 5489,14 m v troubě jižní. Celková délka všech ražených tunelových trub dosahuje 5,54 km, celková délka všech tunelových trub hloubených je 6,60 km. Po zprovoznění, které je předpokládáno na rok 2011, tak vznikne nejdelší tunel v České republice, který překoná všechny stávající více než dvakrát. Projektantem celého tunelového komplexu jsou SATRA, spol. s r. o., PUDIS, a. s., a METROPROJEKT, a. s., přičemž SATRA je zároveň koordinátorem celého souboru staveb tohoto úseku městského okruhu. Jako zhotovitel stavby byla vybrána a. s. Metrostav, zhotovitelem technologické části je ČKD DIZ, a. s. Celkové investiční náklady stavby byly projektem stanoveny na cca 25 mld. Kč.

SMĚROVÉ A SKLONOVÉ VEDENÍ

Trasa komunikace je v celé délce vedena jako striktně směrově rozdělená se samostatným dvou- až třípruhovým tubusem v každém směru. Výškově trasa tunelů klesá v celé délce od křižovatky Malovanka až pod Vltavu, odkud stoupá k trojskému portálu. Maximální podélný sklon dosahuje 5 %. Rozdíl nivelet mezi nejvyšším a nejnižším místem tunelu je 113,5 m. Nejmenší hodnota poloměru směrového oblouku hlavní trasy činí 330 m. Šířka jízdních pruhů v celém úseku je 3,5 m, výška průjezdného profilu 4,8 m. Návrhová rychlost je stanovena na 70 km/h.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologické podmínky celé stavby jsou poměrně složité a dosti proměnlivé. Trasa tunelů leží v tzv. pražské pánvi, dlířím sedimentačním prostoru rozsáhlého barrandienského synklinoria, v němž je skalní podloží tvořeno zvrásněným komplexem aleuropelitických břidlic, drob, pískovců a křemenců ordovického stáří. Hlavní zastoupení mají vrstvy letenských břidlic monotónního i flyšového vývoje. V případě monotónního vývoje se jedná o písčité a prachovité břidlice jemně až hrubě slídnaté a tlustě deskovitě vrstevnaté s malou odolností proti zvětvávání. V případě flyšového vývoje se jedná o písčité a drobové břidlice s vložkami



Obr. 3 Třída Milady Horákové – současný stav
Fig. 3 Milady Horákové Street – the current state



Obr. 2 Křižovatka Malovanka – současný stav
Fig. 2 Malovanka intersection – the current state

linking each other between the Malovanka intersection at the northern portal of the Strahov tunnel and the Trója intersection at the new Trója Bridge over the Vltava River. The order of the sections, viewed from the western part of the Circle Road which has already been in service, is as follows:

The Brusnice tunnel section starts at the northern portal of the Strahov tunnel and proceeds, first in the form of cut-and-cover tunnels, within the footprint of Patočkovy Street. The route enters the mined section beyond the crossing with Myslbekova Street. The mined section ends before the Prašný Bridge crossing where another section of cut-and-cover tunnels begins. The whole section is 1.4km long; of this length, mined tunnels take 550m.

The Dejvice tunnel section continues from the Prašný Bridge grade-separated intersection to the space of the future grade-separated intersection U Vorlíků. The entire length of this 1.0km long cut-and-cover tunnel structure follows the footprint of Milady Horákové Street

The Královská Obora tunnel section proceeds from the U Vorlíků intersection, first in the form of a short cut-and-cover structure in Letná. The mined tunnel section, which links to this section, leads under the existing buildings, the Stromovka Park (or Royal Deer Park), a navigable canal, Císařský island and the Vltava River; then another cut-and-cover section continues up to the Trója portal. The aggregate length of the section reaches 3.09km, of that the mined section takes 2,230m.

The length of the whole complex of tunnels reaches 5,502.14m in the case of the northern tunnel tube and 5,489.14m in the northern tube. The total length of all mined tunnel tubes amounts to 5.54km; the total length of all cut-and-cover tunnels is 6.60km. After the commissioning, which is planned for 2011, the tunnel which will originate will be the longest in the Czech Republic. It will be more than twice as long as all of the currently existing tunnels. The designer for the entire complex of tunnels is SATRA, spol. s r. o., together with PUDIS a. s. and METROPROJEKT a. s., while SATRA a. s. is, at the same time, a coordinator of the whole set of structures forming this section of the City Circle Road. Metrostav a. s. was selected as the contractor for civil works; ČKD DIZ a. s. is the contractor for the electrical and mechanical installations. The total investment cost of the project was determined by the design at about 25 billion CZK.

HORIZONTAL ALIGNMENT AND VERTICAL ALIGNMENT

The road is strictly designed as a dual carriageway throughout its length, with a separate double-lane or three-lane tube for each direction. In terms of the vertical alignment, the route of the tunnels descends throughout the length from the Malovanka intersection to the point under the Vltava River; then it ascends up to the Trója portal. The maximum longitudinal gradient reaches 5%. The difference between the tunnel bottom level at the lowest and highest points is 113.5m. The lowest value of the radius of a horizontal curve on the main route amounts to 330m. The traffic lanes are 3.5m wide throughout the length of the section; the traffic clearance height is 4.8m. The design speed is set at 70km/h.



Obr. 4 Vizualizace mimoúrovňové křižovatky Malovanka (vpravo portál Strahovského tunelu, vlevo portál tunelů komplexu Blanka)

Fig. 4 Visualisation of the Malovanka grade-separated intersection (the Strahov tunnel portal on the right side, the Blanka tunnel portal on the left side)



Obr. 5 Vizualizace prostoru křižovatky Prašný most

Fig. 5 Visualisation of the area of the Prašný most intersection

křemenců. Břidlice jsou hrubě slídnaté a tlustě deskovitě vrstvenaté. Křemence a pískovce tvoří cca 30 až 50 %. Flyšový vývoj letenského souvrství je proti zvětrání odolný a mocnost zvětrání dosahuje většinou menších hodnot okolo 3 m. Úsek v údolní nivě řeky Vltavy prochází nekvalitními jílovitoprachovitými břidlicemi a silně rozpukanými křemenci libeňského souvrství a písčítprachovitými břidlicemi souvrství dobrotivského.

Mladší geologické útvary jsou zastoupeny kvarténními pokrývky. Nejrozšířenější jsou eolické sedimenty, překryté antropogenními sedimenty jako důsledek historické stavební činnosti. Zastoupeny jsou i sedimenty fluvialní a místy i deluvialní. Co do složení převládá písčítá hlína se šterkem, tj. kameny a valouny různé velikosti a stavební suť. Mocnost kvarténních sedimentů dosahuje až 38 m, zpravidla je však do 15 m.

Podzemní voda sleduje převážně povrch skalního podloží a její hladina se pohybuje v rozmezí 8 až 20 m pod terénem. V prostoru podchodu Vltavy a přilehlých říčních teras jsou vrstvy pokrývky nasyceny v závislosti na výšce hladiny v řece.

Maximální nadloží ražených tunelů je 44 m, minimální 8 m. Nejmenší nadloží pode dnem Vltavy činí 14,5 m.

V obtížném úseku ražených tunelů pod zvodnělou říční terasou Vltavy byla v rámci podrobného geotechnického průzkumu vyražena průzkumná štola. Celková délka štoly dosáhla 2150 m, v převážné délce je štola vedena v profilu budoucí jižní tunelové trouby. Pod Vltavou a v závěrečném úseku na úpatí svahu z Letné, kde jsou zastíženy velmi komplikované geotechnické podmínky, byla průzkumná štola vyražena i v profilu budoucí severní tunelové trouby.

Jedním z největších problémů při ražbě tunelů bude zvodnělost horninového prostředí. Konečný přítok do celé průzkumné štoly se pohyboval okolo 65 l/s. Zaznamenána byla závislost mezi protékajícím množstvím vody ve Vltavě a přítokem podzemní vody do průzkumné štoly.

TECHNICKÉ A KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Celý tunelový komplex Blanka se skládá z několika na sebe těsně navazujících tunelových úseků ražených i hloubených. S ohledem na požadavek sjednocení celé koncepce návrhu jsou veškeré tunely zaříděny do tří základních typů technického řešení – jednoho systému tunelů ražených a dvou systémů tunelů hloubených. Při návrhu technického řešení tunelů a zejména technologie ražeb se vycházelo ze zkušeností získaných při výstavbě tunelu Mrázovka, který byl budován v obdobných podmínkách s obdobnými technickými prostředky a mechanismy.

Veškeré ražené tunely jsou navrženy jako dvouplášťové, realizované pomocí technologie NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda). Ostění i mezilehlá izolace jsou uzavřené. Primární ostění je ze stříkaného betonu C20/25, vyztuženého příhradovými rámy z betonářské výztuže, dále svařovanými ocelovými sítěmi a svorníky. Ražba bude probíhat převážně s horizontálním členěním na kalotu, opěří a spodní klenbu ve dvoupruhových tunelech a s vertikálním členěním čelby u tunelů třípruhových. Jako

Geological conditions of the entire project are relatively complicated and very variable. The route of both tunnels is found in the so-called Prague Basin, which is a component of the sedimentation space of the extensive Barrandien synclorium, where the bedrock is formed by a complex of folded aleuropelitic shales, greywacke, sandstone and quartzite of the Ordovician age. The Letná Shale strata of both the monotonous and flysh types of evolution prevail. The shales of the monotonous type of evolution are sandy or silty, finely to coarsely micaceous, displaying a sheeting structure, little weathering resistant. The flysh type of evolution produced a sheeting structure of coarsely micaceous, sandy or greywacke shales, with quartzite interlayers. The shales and quartzites make up about 30 to 50% of the rock mass. The flysh type of the Letná Member is weathering resistant; therefore the depth of the weathering is mostly rather small, about 3.0m. The route section under the Vltava River flood plain passes through poor quality clayey-silty shales and extensively jointed quartzites of the Libeň Member and sandy-silty shales of the Dobrotiv Member.

Younger geological formations are represented by the Quaternary nappe. Eolithic sediments, which are the widest spread type of ground, are covered by anthropogenic sediments as a result of historic building activities. Fluvial sediments and locally even diluvial sediments are also present. Regarding the composition, sandy loam with gravel (i.e. boulders and cobbles of various sizes and rubble) prevails. The thickness of Quaternary sediments reaches 38m, ordinarily the layer is 15m thick.

Ground water mostly follows the surface of the bedrock; the water table depth varies from 8 to 20m under the surface. The nappe layers in the space under the Vltava River and adjacent river terraces are saturated in dependence on the water surface in the river.

The maximum and minimum thickness of the cover of the mined tunnels is 44m and 8m, respectively. The smallest thickness of the cover under the Vltava River bed is 14.5 m.

An exploratory gallery was driven along the difficult section of the mined tunnels under the water-bearing terrace of the Vltava River within the framework of the detailed geotechnical investigation. The total length of the gallery amounted to 2,150m. The major part of the gallery length ran along the profile of the future southern tunnel tube. The exploratory gallery was also driven along the profile of the future northern tunnel tube under the Vltava and, in the final section, at the base of the Letná slope, where very complicated geotechnical conditions were encountered.

One of the biggest problems of the tunnel excavation will be the saturation of the rock mass with water. The final inflow into the whole exploratory gallery fluctuated about 65 l/s. The records identified the dependence of the inflow of ground water into the exploratory gallery on the flow in the Vltava River.

STRUCTURAL DESIGN AND DESIGN OF MEANS AND METHODS

The entire complex of tunnels Blanka consists of several tunnel sections, both cut-and-cover and mined, which closely link to each other. With respect to the requirement for the unification of the overall design concept, all tunnels are divided into three basic types in terms of the construction methods, i.e. one system for mined tunnels and two sys-

doplňující opatření budou v kritických úsecích prováděny sanační injektáže, mikropilotové deštníky, protiklenba kaloty, úprava členění pobírání, případně kombinace uvedených úprav. Tloušťka primárního ostění se podle technologických tříd NRTM a velikosti výrubního profilu pohybuje od 200 mm do 400 mm. Výrubní profil dvoupruhového tunelu je 119 m² a třípruhového 173 m².

Pro zajištění vodotěsnosti ražených tunelů, s ohledem na nemožnost jejich gravitačního odvodnění trvalou drenáží, byl navržen hydroizolační systém sestávající z fóliové uzavřené izolace, vnějších spárových pásů a injektážně monitorovacího systému příčné (kolmo k ose tunelu) uložených dvouplášťových hadic umožňujících několikanásobnou injektáž mezi vnější líc definitivního ostění a izolaci. Dotěšňovací injektáž pomocí předem uložených hadic je umožněna i do spárových pásů.

Definitivní ostění ražených tunelů je navrženo jako uzavřené železobetonové monolitické. Dispozičně v příčném řezu se tunel skládá z dopravního prostoru nad vozovkou a pod ní umístěných prostor požárních vzduchotechnických kanálů a instalačních kanálů pro rozvod inženýrských sítí. Spolu s definitivním ostěním, rozděleným na spodní klenbu (dno+boční bloky) a horní klenbu, budou realizovány i některé části vnitřních konstrukcí (deska a stěny nesoucí vozovku). Jako materiál ostění je navržen beton třídy C30/37, pro boční bloky potom beton C20/25. Tloušťka definitivního ostění je minimálně 450 mm u dvoupruhového a 500 mm u třípruhového tunelu. Jako výztuže bude využito ocelových svařovaných sítí doplněných příložkami podle výsledků statických výpočtů. Do betonu horní klenby budou použita polypropylenová vlákna (2 kg PP vláken na 1 m³ s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm) jako ochrana proti počátečnímu smrštování a především pak vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy výztuže.

Úseky hloubených tunelů jsou podle jejich technického řešení rozděleny na tunely klasické a tunely realizované čelním odtěhováním tzv. modifikovanou milánskou metodou (MMM).

Hloubené tunely klasické jsou navrženy vždy do otevřené stavební jámy zajištěné buď podzemními, záporovými, štetovými, nebo mikropilotovými stěnami, případně svařováním nebo kotvenou skalní stěnou. Nosnou konstrukcí tunelu tvoří spodní základová deska se stěnami a stropem, nebo s horní klenbou. Tloušťka stěn a klenby je 800 mm, stropu min. 1000 mm. Konstrukce jsou převážně monolitické železobetonové z betonu třídy C30/37, méně z betonu C25/30. Výztuž je volná vázaná. Do konstrukcí stěn a stropu, případně horní klenby jsou rovněž navržena PP vlákna. Tento typ tunelových konstrukcí je využíván převážně v místech se složitou prostorovou dispozicí (portálové úseky, křižovatky, podzemní objekty). Vodotěsná izolace těchto částí je předpokládána na bázi izolačních bentonitových rohoží, vždy s doplňujícími prvky pro dotěšnění dilatačních a pracovních spár.

Hloubené tunely realizované čelním odtěhováním MMM jsou navrženy v místech s velmi stísněnými prostorovými podmínkami a v místech s nutností minimalizace časového omezení provozu na povrchu. Postup výstavby spočívá ve vytvoření podzemních konstrukčních monolitických stěn z povrchu, případně ze zajištěného předkopu stavební jámy. Dále se na srovnaném povrchu dna této

terms for cut-and-cover tunnels. The design of means and methods for the tunnel construction, primarily those for the mined tunnels, was based on the experience obtained from the construction of the Mrázovka tunnel, which was constructed in similar conditions, using similar means and equipment.

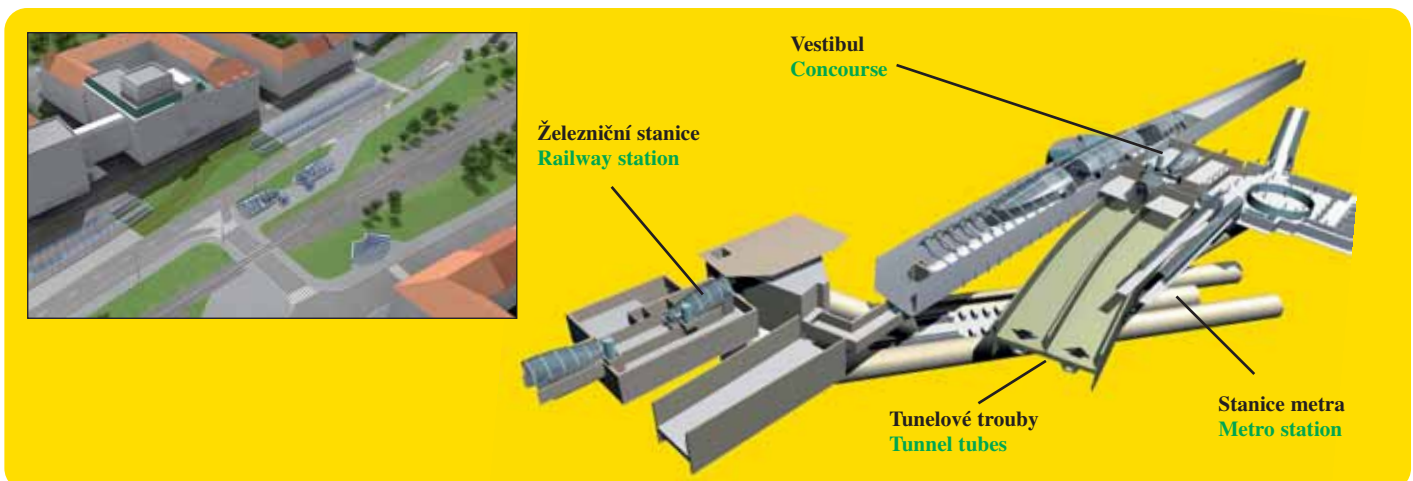
All of the mined tunnels are of the double-shell design; the NATM will be used for the excavation. A closed system of the lining and the waterproofing is required. The primary lining consists of C20/25-grade sprayed concrete, lattice girders (from concrete reinforcing bars), welded mesh and rock bolts. A horizontal excavation sequence consisting of the top heading, bench and invert will be mostly used for the double-lane tunnels, while the three-lane tunnels will be driven using a vertical sequence. Additional measures, which will be used in critical sections, will comprise improvement grouting, canopy tube pre-support, top heading invert, modifications to the excavation sequences or combinations of these measures. The thickness of the primary lining varies between 200mm and 400mm, depending on the NATM support classes and the dimensions of the excavated cross section. The excavated cross sectional areas of the double-lane tunnel and three-lane tunnel are 119 m² and 173 m² respectively.

The waterproofing system which was designed for the mined tunnels allows for the fact that gravitational evacuation of water through a permanent drainage system is impossible. It is a closed system consisting of a waterproofing membrane, waterstop strips cast at joints into the outer surface of structures and a grouting/monitoring system consisting of double-wall hoses (installed perpendicularly to the centre line of the tunnel) allowing multiple grouting between the outer surface of the final lining and the waterproofing membrane. The additional grouting through pre-installed hoses is possible even to the surface of the waterstop strips.

The cast-in-situ concrete final lining of the mined tunnels is of the closed design. The cross section of the tunnel consists of the space above the roadway, which is designed for the traffic and the space under the roadway, which houses ventilation ducts and installation ducts for utility networks. Some parts of internal structures (the slab and walls supporting the roadway structure) will be constructed concurrently with the installation of the final lining, which is divided into the invert (the bottom and side blocks) and upper vault. The lining will be cast using C30/37-grade concrete for the vaults and C20/25 for the side blocks. The minimum thickness of the final lining is 450mm for the double-lane tunnel and 500mm for the three-lane tunnel. Welded mesh with strap pieces, which will be added according to the results of structural analyses, will be used as concrete reinforcement. The concrete for the upper vault will be reinforced by polypropylene fibres (fibres 6mm long and 0.018mm in diameter; 2kg per 1 m³), which will provide protection from the initial shrinkage and, above all, from the loss of the bearing capacity or explosive spalling and the exposing of the concrete reinforcement due to a fire.

The cut-and-cover tunnel sections are divided according to the construction procedure to traditional cut-and-cover tunnels and tunnels constructed by the so-called Modified Milan Method or "cover-and-cut tunnels".

The traditional cut-and-cover tunnels will be constructed in open trenches with the sides supported either by diaphragm walls, soldier



Obr. 6 Vizualizace třídy Milady Horákové v prostoru stanice metra Hradčanská
Fig. 6 Visualisation of Milady Horákové Street in the area of Hradčanská metro station



Obr. 7 Vizualizace hloubeného tunelu na Letné s odpojovací rampou křižovatky U Vorlíků

Fig. 7 Visualisation of the cut-and-cover tunnel in Letná, with the off-ramp of the U Vorlíků intersection

jámy vybetonuje definitivní nosná konstrukce stropu (uložená na hlavy podzemních stěn), která se po zatvrdnutí opět zasype. Na povrchu se tak mohou provést finální úpravy a obnovit provoz. Odtěžení vlastního profilu tunelu se provádí až po dokončení celého úseku těchto tunelů ze zajištěné stavební jámy. V celé délce mají tunely tohoto uspořádání společnou střední stěnu pro jižní i severní tunelovou troubu a stropní deska působí jako spojitá o dvou polích. V příčném řezu je tubus tunelu tvořen spodní rozpěrnou železobetonovou deskou, podzemními stěnami tloušťky 800 mm vetknutými do únosného skalního podloží a stropní železobetonovou deskou. Stropní konstrukce a podzemní stěny jsou navrženy z betonu třídy C30/37 s přidáním PP vláken, spodní rozpěrná deska je z betonu třídy C25/30. Tloušťka stropní desky se pohybuje podle výšky záspy v rozmezí 1000–1300 mm. Ochrana tunelu proti podzemní vodě je zajištěna vodonepropustným betonem nosných konstrukcí, doplněným prvky pro těsnost dilatačních a pracovních spár včetně možnosti injektáží spár.

V celém komplexu tunelů Blanka je mnoho technicky i stavebně zajímavých řešení a náročných úseků. Ty nejzajímavější, případně nejkomplicovanější z nich jsou popsány níže:

Prvním, složitým úsekem je hned portálová část tunelu navazujícího na křižovatku Malovanka. Celý objekt hloubených tunelů se dvěma přidanými křižovatkovými rampami tvoří železobetonový monolit. Jeho součástí jsou i technologické prostory, umístěné mezi tunelové trouby. Základní problematikou návrhu této části tunelu bylo, kromě postupu výstavby ve vztahu k provozu na povrchu v ulici Patočkova, rozčlenění do dilatačních celků prostorově a dispozičně velmi komplikovaného objektu půdorysných rozměrů cca 120x100 m.

Ztížené podmínky pro návrh a výstavbu jsou dále v brusnickém úseku ražených tunelů. Části profilu třípruhových trub budou raženy ve vrstvách kvartérních pokryvů tvořených převážně eolickými sedimenty. Jako doplňující opatření jsou zde pro ražbu navrženy horizontální sloupy tryskové injektáže prováděné v předstihu nad horní klenbou tunelu.

Do rozsáhlé otevřené stavební jámy v křižovatce Prašný most jsou společně umístěny i křižovatkové rampy, technologické centrum a podzemní garáže se 463 stánkami. Především koordinace činností na jednotlivých částech objektu spolu se zachováním povrchové dopravy, včetně tramvají a umožnění přístupu do navazujících tunelů ražených, představuje velmi náročný úkol a přináší speciální požadavky na železobetonové konstrukce objektu.

Dalším náročným úsekem je průchod hloubených tunelů dejvického tunelového úseku mezi vestibulem stanice metra Hradčanská a kolejištěm nádraží ČD Praha-Dejvice. Pro výstavbu hloubených tunelů systémem MMM bude severní část vestibulu ubourána a po jejich realizaci opět obnovena, spolu s výstavbou nového podchodu pod dráhou ČD do ulice Dejvická.

Problematika koordinace výstavby s provozem je rovněž v úseku celé délky hloubených tunelů úseku Dejvice. Trasa je umístěna převážně v prostoru třídy Milady Horákové, která je v podstatě jedinou propojovací trasou mezi východní a západní částí města v celém jeho severním segmentu. Pro zkrácení



Obr. 8 Vizualizace mimoúrovňové křižovatky U Vorlíků na Letenské pláni

Fig. 8 Visualisation of the U Vorlíků grade-separated intersection in Letná Plain

beam and lagging walls or micropile walls or, as the case may be, with sloped sides or anchored side rock walls. The tunnel structure consists of a bottom slab with walls and a roof deck or an upper vault. The walls and vault are 800mm thick, while the roof deck is 1,000mm thick as the minimum. The cast-in-situ structures are mostly made of C30/37-grade reinforced concrete; the C25/20-grade concrete is used to a smaller extent. The tie-up reinforcement is applied. Polypropylene fibres are also designed for the reinforcement of the walls and roof slabs, or even for upper vaults if necessary. This type of tunnel structures is used mainly for the locations where the spatial arrangement is complex (portal sections, intersections, underground structures). The waterproofing of those parts is expected to be based on bentonite mats with additional components allowing the sealing of expansion joints and construction joints.

The cover-and-cut tunnels (built using the MMM method) are designed for the locations where the construction space is constrained or where the time permitted for surface traffic restrictions has to be minimised. The construction process comprises the construction of diaphragm walls either from the surface or from the bottom of a pre-excavated portion of the construction trench. The next step is the casting of the final concrete roof deck on the levelled bottom of the construction trench (resting on the heads of the diaphragm walls). When the concrete hardening is finished, the roof deck is backfilled. Then it is possible to carry out the surface finishing and resume the traffic. The ground found under the roof deck is excavated subsequently, from a box excavation, when the entire length of the particular sections of the tunnel structures have been completed. The tunnels have a central wall common for the southern and western tube throughout their length; the roof deck acts as a two-span continuous slab. In terms of the cross section, the tunnel tube consists of the bottom slab acting as a bracing element, 800mm – thick diaphragm walls keyed into the competent bedrock and the reinforced concrete roof deck. The C30/37-grade PP fibre reinforced concrete is designed for the roof deck and diaphragm walls; the bottom slab, which braces the walls against each other, will be from C25/30-grade concrete. The thickness of the roof deck varies between 1,000mm and 1,300mm, depending on the height of the backfill. The tunnel protection against ground water is provided by the water resistant concrete which is used for the load-bearing structures, with elements allowing the sealing of expansion joints and construction joints, including the possibility of grouting into the joints.

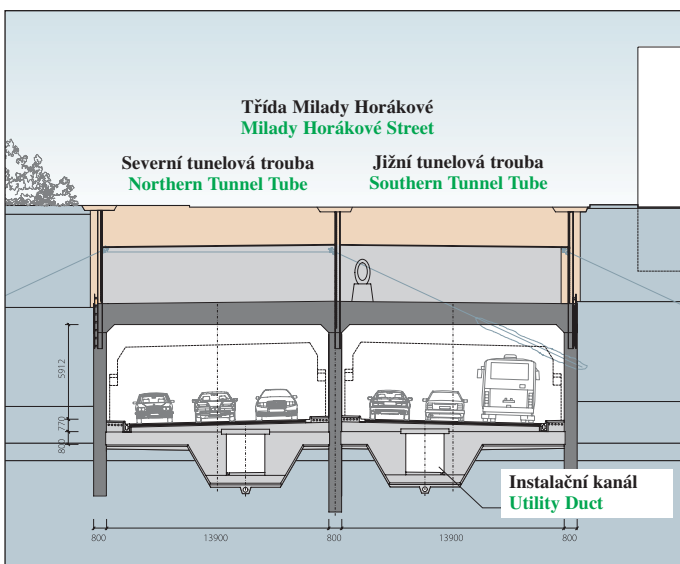
There are many interesting solutions to the structure and the means and methods and many difficult sections within the entire complex of tunnels Blanka. The most interesting or the most difficult of them are described below:

The first difficult section is just the initial, portal section linking to the Malovanka intersection. The whole structure of the cut-and-cover tunnels with two intersection ramps which are added to the tunnel structure is a cast-in-situ reinforced concrete framing. Rooms for technical services, which are located between the tunnel tubes, are parts of the structure. Apart from the problem of harmonisation of the construction activities with the surface traffic in Patočkova Street, the basic problem of the design for this part of the tunnel was the division of the structure with the ground plan dimensions of 120x100m, which is very complicated in terms of its layout and spatial arrangement, into expansion blocks.

povrchových záborů bylo využito technologie hloubených tunelů MMM s čelním odtěžováním pod ochranou trvalých nosných konstrukcí stropů a stěn. Z prostorových důvodů však je nutné rozčlenit výstavbu nosných konstrukcí (podzemní stěny+strop) některých tunelových dilatací i v podélném směru a ještě více tak zmenšit plochy dočasných záborů. To vede ke komplikovaným detailům napojování výztuže stropní konstrukce nad střední stěnou v místě největšího ohybového momentu. Velká prostorová stísněnost vyvolává i potřebu velmi redukovaných způsobů zajištění předvýkopu pro betonáž stropu tunelu, kde konstrukce zajištění jámy těsně navazuje na podzemní stěny. Ve skutečnosti se záporu zajišťující předvýkop navrtávají těsně před výstavbou podzemních stěn v prostoru vnější vodící zídky. Výjimečné je v tomto úseku i nadloží nad stropní konstrukcí dosahující cca 7 m. Z důvodů uložení kanalizačního sběrače na strop (vede šikmo přes tunely) zde nebylo možné využít klenbových konstrukcí zastropení, a tak vodorovná stropní deska přenáší celou výšku nadloží. Proto byla část zpětného zásypu nahrazena vrstvou lehčeného betonu s objemovou hmotností do 600 kg/m³.

Dalším významným prvkem tunelového komplexu je portálová část hloubených tunelů na Letné. Do otevřené stavební jámy s hloubkou až 25 m jsou kromě podzemní křižovatky, vlastních tunelových trub a podzemního technologického centra umístěny podzemní garáže s 863 parkovacími místy. Výstavba a technické řešení podzemního objektu o sedmi podlažích budou podřízeny potřebě přístupu k raženým tunelům pod Stromovkou. Samostatným problémem této části je zastropení čtyř rozpletových úseků, kde se průběžný třípruhový, resp. dvoupruhový tunel rozšiřuje o dvoupruhové odpojovací, resp. připojovací rampy mimoúrovňové křižovatky U Vorlíků. Největší rozpětí, které musí stropní konstrukce překonat, dosahuje 26,4 m. Výška zemního zásypu nad stropní konstrukcí se pohybuje okolo 6–8 m. Na přenos vznikajících extrémních ohybových momentů bylo proto navrženo zastropení s využitím dodatečně předpjaté monolitické deskové konstrukce.

Ve stavební jámě na Letné začínají ražené tunely (úsek Královská obora) vedoucí od portálu u stadionu AC Sparta a končící přibližně u Trojského jezu na druhém břehu Vltavy. Větší komplikace při výstavbě těchto ražených tunelů se očekávají v úseku o délce cca 160 m od úpatí svahu z Letné do Stromovky, v blízkosti historické budovy Šlechtovy restaurace. Obě tunelové trouby zde procházejí místem s nejnižším nadložím na rozhraní vrstev nekvalitních libeňských břidlic a řevnických křemenců. Nejmenší výška skalního nadloží zde činí cca 1,5 m. Nad tímto nadložím se nacházejí saturované štěrkopísky s mocností cca 11 m, proto bude v tomto úseku provedena z průzkumné štolky trysková a tlaková horninová injektáž pomocí systému radiálních vějířů. Výsledkem prováděných injektáží bude cca 1,0 – 1,5 m silná „betonová vrstva“ napomáhající bezpečnému průchodu ražeb



Obr. 9 Příčný řez hloubenými tunely s čelním odtěžováním (MMM)

Fig. 9 A cross section through cover-and-cut tunnels

Worsened conditions for the design and construction are further in the Brusnice section of the mined tunnels. Parts of the three-lane tunnel profile will be driven through layers of Quaternary nappe consisting mainly of Eolithic sediments. The additional measure which was designed for the excavation in this section comprises horizontal jet grouting columns; the columns will be installed in advance of the tunnel heading, above the upper vault.

The extensive open trench at the Prahný Most intersection will contain, in addition to the tunnels, the intersection ramps, a technical services centre and a below-grade car park with 463 parking spaces. The coordination of the activities on the individual parts of the structure, which has to deal with the necessity to maintain the surface traffic including the tram traffic running and allow the access to the adjacent mined tunnels, is a very difficult task; it carries with it special requirements for the reinforced concrete structures of this object.

Another demanding section is the passage of the cut-and-cover tunnels within the Dejvice tunnel section between the concourse of Hradčanská metro station and the Praha-Dejvice station yard (Czech Railways). The northern part of the concourse structure will be demolished so that the cover-and-cut tunnels can be built; when the tunnels are completed the concourse will be renewed (concurrently with the construction of a pedestrian subway to Dejvická Street, which will pass under Czech Railways' line).

The coordination of the construction with the surface traffic is a problem also throughout the length of the cover-and-cut tunnels of the Dejvice section. The route is located mostly within the footprint of Milady Horákové Street, which is practically the only route in the northern segment of the city linking the eastern and western parts of the city. The cover-and-cut technique was chosen with the aim of reducing the plan area of the temporary works. It is, however, necessary for the reason of the site space to divide the construction of the structural parts (diaphragm walls + roof deck) of some expansion blocks even longitudinally, thus to further reduce the plan areas of the temporary works. As a result, the reinforcement of the concrete roof deck must be spliced above the central wall, with complicated details of the splicing in the area of the biggest bending moment. The fact that the space available is highly constrained means that the means of supporting the pre-excavated pit for the casting of the tunnel roof deck must also be restrained in terms of space. The supporting structure is directly connected with the diaphragm walls. In fact, the holes for the soldier beams supporting the pre-excavated pit sides will be drilled just before the construction of the diaphragm walls, within the footprint of the outer guide wall (Note: The guide walls are provided at the surface level). The tunnel overburden in this section with its height of about 7m over the roof deck is also exceptional. Because of the fact that a trunk sewer passes above the tunnels (at an angle) in this section, it was not possible to use vaulted roof structures; a horizontal roof slab carries the entire height of the overburden. For that reason, part of the backfill was replaced by a layer of lightweight concrete with the specific weight up to 600 kg/m³.

Another important element of the complex of tunnels is the portal part of the cut-and-cover tunnels in Letná. The box excavation, which will be up to 25m deep, will contain, apart from the underground intersection, the tunnel tubes themselves and an underground technical services centre, and also an underground car park with 863 parking spaces. The means and methods of construction of this seven-floor underground structure will be modified to make the access to the mined tunnels under Stromovka Park possible. A separate problem is the roofing of four trouser-leg sections, where double-lane on-ramps and off-ramps of the U Vorlíků grade-separated intersection join the three-lane tunnel and double lane tunnel respectively. The largest span to be overcome by the roof deck structure reaches 26.4m. The height of the earth backfill over the roof deck varies from 6 to 8m. With respect to the above conditions, a post-tensioned cast-in-situ concrete slab capable of carrying the calculated extreme bending moments was designed for the roofing.

The box excavation in Letná is the place where mined tunnels start (the Královská Obora section), leading from the portal near the AC Sparta football stadium and ending near the Trója Weir, on the opposite bank of the Vltava River. More problems during the construction of these mined tunnels are expected to be encountered in the about 160m long section starting at the base of the slope descending from Letná to Stromovka Park, in the vicinity of a historic building, the Šlechta's restaurant. In this location, both tunnel tubes pass under the lowest cover, which is found at the interface between the poor quality

a oddělující saturované sedimenty od výrubu. Samotná ražba bude v těchto místech prováděna pod ochranou mikropilotových dešťníků, s horizontálním členěním výrubu a dočasnou spodní protiklenbou.

Významný je i podchod řeky Vltavy raženými tunely. V Praze jde v pořadí již o čtvrtou tunelovou trasu (metro A, B a C) vyraženou pod korytem řeky. V tomto případě však bude dosaženo největšího výrubního profilu (cca 120 m²), při minimálním nadloží podle dnem Vltavy 14,5 m.

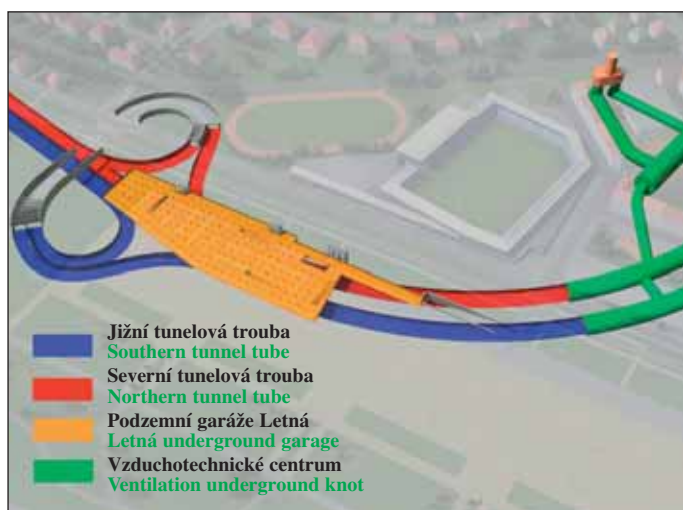
K zajištění požárního a provozního větrání převážné části ražených tunelů úseku Královská obora je pod obytnou zástavbou na Letné navržen složitý komplex podzemních technologických objektů. Největším objektem je strojovna vzduchotechniky, která je umístěna paralelně s trasou tunelů v osové vzdálenosti od severní tunelové trouby cca 85 m. Plocha výrubu činí téměř 300 m², délka 125 m. Při její ražbě v letenských břidlicích s výškou skalního nadloží cca 25 m bude použito vertikálního členění výrubu. Do objektu strojovny vzduchotechniky jsou zaústěny vzduchotechnické kanály zajišťující přívod i odvod vzduchu. Na jižním konci strojovny se napojuje tunel přivádějící čerstvý vzduch do severní tunelové trouby a sloužící zároveň jako dopravní cesta pro zavážení i následně výměny technologických zařízení ve strojovně. Na severním konci na strojovnu navazuje tunel přivádějící čerstvý vzduch přes propojku do jižní tunelové trouby. Do středu strojovny je zaústěn tunel kruhového profilu o průměru 10 m, odvádějící znečištěný vzduch z obou tunelových trub. S třípruhovými tunely je propojen svislými šachtami Ø 8 m.

Tento složitý podzemní uzel zde bylo možné navrhnout jen díky velmi příznivým geologickým podmínkám. Výsledky matematického modelování (MKP) potvrdily realnost navrženého řešení a poskytly informace o předpokládaných velikostech deformací na povrchu, které by neměly překročit 35 mm.

Poslední částí tunelového komplexu Blanka je hloubený úsek na trojském břehu. Tunely zde budou budovány v otevřených stavebních jámách, které jsou paženy do úrovně skalní báze podzemními nebo štětovými stěnami kotvenými v několika úrovních, a níže potom kotvenými skalními stěnami. Jedním z kritérií návrhu byl i vliv povodňového stavu v řece na možnost vyplavání tunelového tubusu. Po vymodelování propustnosti protipovodňového valu, včetně hydraulického odporu a piezometrické výšky, a následném posouzení konstrukce tunelu byla tato možnost vyloučena.

VYBAVENÍ TUNELŮ

Technologické a bezpečnostní vybavení tunelového komplexu Blanka splňuje a v mnoha případech překračuje minimální bezpečnostní požadavky stanovené evropskou směrnicí vydanou v roce 2004. Skutečnost, že všechny pražské automobilové tunely jsou řízeny a ovládány ze dvou dispečerských pracovišť, jedno pro řízení dopravy a druhé pro sledování a řízení technologického vybavení, podmínilo vybavení tunelového komplexu Blanka



Obr. 10 Axonometrie podzemních objektů na Letné

Fig. 10 Axonometry of the underground structures in Letná

Libeň Shale and Řevnice Quartzite. The smallest height of the rock cover is about 1.5m in this location. There is a layer of saturated gravel sand about 11m thick above the rock cover. For that reason jet grouting and pressure grouting of the rock mass will be carried out in this section, from within an exploration gallery, using a system of radial fans of grout holes. The grouting will provide about 1.0 – 1.5m thick “concrete layer” allowing the excavation to safely pass and separating the saturated sediments from the excavated opening. The excavation itself will proceed in this section under the protection of canopy tube pre-support, with a horizontal excavation sequence (top heading, bench and invert) and a permanent invert structure.

The passage of mined tunnels under the Vltava River is also important. It is already the fourth tunnel route under the Vltava River bed (metro lines A, B and C crossings). However, in this particular case, the excavated cross section will be the largest (the area of about 120m²), with the minimum height of the overburden under the riverbed of 14.5m.

The fire ventilation and operating ventilation for the major part of the mined tunnels of the Královská Obora section will be provided by a complex system of underground structures, which is designed to house the equipment. They will be built under existing residential buildings in Letná. The largest of them is a ventilation plant room, which is located in parallel to the tunnel route, at a distance of about 85m between the centre of the room and the centre of the northern tunnel tube. The excavated cross sectional area is nearly 300 m², the length is 125 m. The cavern will be excavated through the Letná Shale, with the rock cover about 25m high, using a vertical excavation sequence (side drifts and a central pillar). The ventilation plant room receives ventilation ducts providing intake and outlet of the air. The tunnel feeding fresh air to the northern tunnel tube and at the same time serving as a route for the transport of the equipment during the installation in the plant room and subsequent replacement is connected to the southern end of the cavern. The tunnel supplying fresh air via a cross passage to the southern tunnel tube is connected to the cavern at the northern end. The tunnel (a circular cross section, 10m in diameter) exhausting polluted air from both tunnel tubes is connected to the mid point of the cavern. It is connected with the three-lane tunnels via vertical shafts 8m in diameter.

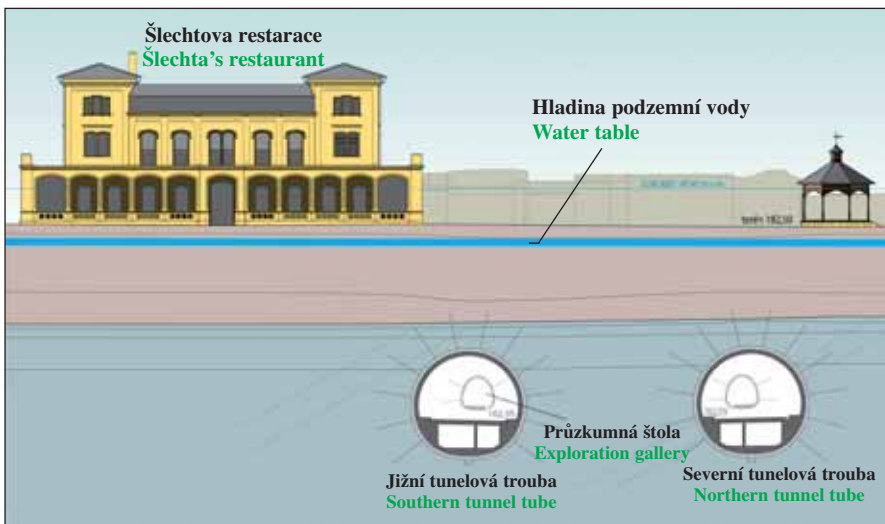
This complicated underground node could be designed only owing to very favourable geological conditions. The results of mathematical modelling (FEM) proved that the designed solution is viable and provided information on the anticipated magnitude of deformations on the surface, which should not exceed 35mm.

The cut and cover section on the Trója bank is the last part of the complex of tunnels Blanka.

The tunnels will be built in open construction trenches, which will have their sides supported down to the level of the bedrock by diaphragm walls or soldier beam and lagging walls anchored in several tiers; the rock walls in the lower level will be supported by anchors. One of the design criteria was also the influence of a flood state in the river on the possibility of the tunnel tube heaving due to buoyancy forces. This possibility was excluded after the modelling of the permeability of the flood dike, including the head loss and piezometric height and the subsequent assessment of the tunnel structure.

TUNNEL EQUIPMENT

The equipment of the complex of tunnels Blanka meets and in many cases exceeds the minimum safety requirements of the European Directive issued in 2004. The fact that all Prague road tunnels are managed and controlled from two control centres, one of them for traffic management and the other for monitoring and control of tunnel equipment, was the reason why the complex of tunnels Blanka will be equipped with adequate monitoring, control and safety systems which will be compatible with the other tunnels. The requirements for the high reliability of the equipment systems and minimum need of maintenance, including minimisation of the operating costs, above all the cost of electrical power, have been set with respect to the high importance of the entire Blanka section for the traffic in Prague as a whole. The power consumption is influenced most of all by the lighting and ventilation systems. For that reason the ventilation system design was paid especially great attention. The operating ventilation system within the complex of tunnels Blanka takes advantage of the piston effect of



Obr. 11 Příčný řez raženými tunely v prostoru pod Stromovkou
Fig. 11 A cross section through the mined tunnels under Stromovka Park

odpovídajícím monitorovacím, řídicím a bezpečnostním vybavením, kompatibilním s ostatními tunely. Důležitý význam celého úseku tunelu z hlediska dopravy v Praze a předpokládaná vysoká intenzita provozu stanovily požadavky na vysokou spolehlivost navržených technologických systémů s minimálními nároky na údržbu včetně minimalizace provozních nákladů, a to zejména nákladů na elektrickou energii. Spotřebu elektrické energie ovlivňuje zejména systém osvětlení a větrání. Z tohoto důvodu byla věnována velká pozornost právě návrhu systému větrání. Provozní systém větrání v tunelovém komplexu Blanka využívá pístopového efektu projíždějících vozidel a kombinuje principy polopříčného a podélného větrání s lokálním odvodem nebo přívodem vzduchu v jednosměrném tunelu. Za běžného provozu je vzduch do tunelu přiváděn převážně vjezdovými portály v kombinaci s lokálními přívody po délce tunelu. Znečištěný vzduch je nuceně odváděn čtyřmi příčně napojenými strojovnami tak, aby byl v co nejvyšší míře omezen výnos z výjezdových portálů. Pro odvod tepla a kouře při požáru je v ražených úsecích navržen nucený odvod polopříčného systému uzavíratelných otvorů v klenbě tunelu, umístěných po cca 80 m. V hloubených úsecích jsou kouř a teplo nuceně odváděny lokálními strojovými nebo pomocí proudových ventilátorů portály.

POSTUP PRACÍ

Pro celkovou koordinaci při výstavbě byla projektantem SATRA, spol. s r. o., zpracována velmi rozsáhlá dokumentace řešící postup realizace od jednotlivých přeložek inženýrských sítí, přes výluky dopravy až po dílčí fáze výstavby a zkušební provoz. Výstavba celého úseku je rozdělena přibližně do 20 základních, navzájem časově a prostorově provázaných etap. Z důvodu zachování provozu MHD bude třeba vybudovat přes 1 km provizorních tramvajových tratí a zřídit tři náhradní autobusové linky. Vlastní realizace tunelů potom bude probíhat z pěti hlavních a několika dílčích stavenišť umístěných po délce trasy.

Ražené tunely budou postupovat vždy od obou portálů se členěním výrubu podle technologických tříd. Ražba bude probíhat za použití trhavin, případně v měkkých horninách strojně. Izolace a definitivní konstrukce se budou provádět proudovou metodou. Celá část tunelového úseku Dejvice bude prováděna čelním odtěhováním. Ostatní hloubené tunely, spolu s provázanými technologickými objekty a podzemními garážemi, budou realizované převážně do otevřených stavebních jam z povrchu. Postup jejich výstavby se bude vždy odvíjet od dokončování navazujících ražených tunelů a tunelů s čelním odtěhováním. V rámci výstavby tunelového komplexu budou vybudovány i další navazující dopravní stavby, jako např. povrchový úsek Městského okruhu v Tróji, nový Prašný most, vestibul stanice metra Hradčanská, dvoje podzemní garáže, podchody pro pěší nebo nový most přes Vltavu v Tróji. Do množství organizačních a technických problémů navíc postupně přibývají další vlivem přípravy výstavby

vehicles passing through the tunnels and combines the semi-transverse and longitudinal ventilation systems with the local exhausting or supplying air from or to the tunnels carrying uni-directional traffic. In the case of ordinary traffic conditions, a major portion of air is supplied to the tunnel via entrance portals; additional local supply points are installed along the tunnel route. Polluted air is exhausted by four ventilation plants, which are connected transversally, so that the dragging of the polluted air by vehicles outside via the exit portals is reduced as much as possible. A forced semi-transverse ventilation system comprising gates is provided with registers in the tunnel crown, installed at about 80m spacing. In the cut-and-cover / cover-and-cut sections, the smoke and heat are evacuated by means of local ventilation plants or through portals by jet fans.

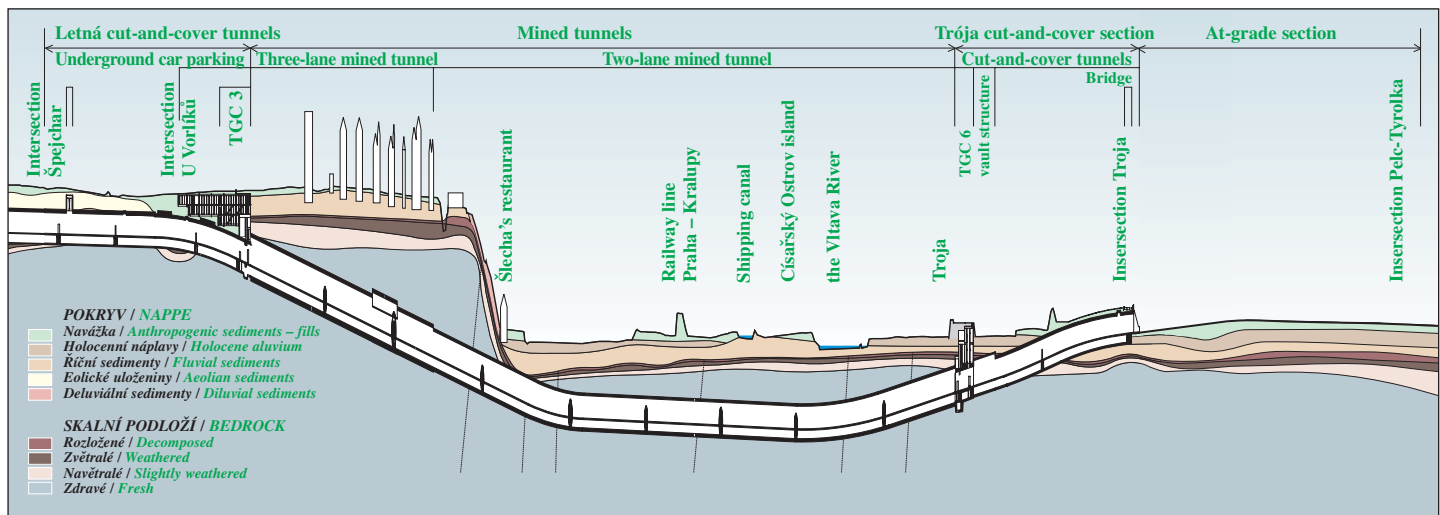
CONSTRUCTION WORKS SEQUENCE

The designer, SATRA spol. s r. o., prepared an extensive package of documents intended to facilitate the overall coordination of the construction works. The documents deal with the sequence of the works, starting from individual diversions of utility networks, through closures of traffic, to partial construction phases and commissioning. The construction of the whole section is divided into approximately 20 basic stages, which are interrelated in terms of the time and space. Over 1km of temporary tram tracks will have to be built and three alternate bus lines will be necessary to maintain the urban mass transit running. The tunnels themselves will be constructed from five major sites and several minor sites located along the route.

The mined tunnel sections will be excavated from both portals of each section. The excavation sequence will correspond to the respective excavation support classes. The rock will be disintegrated by the drill and blast technique or, in weaker rock, mechanically. The waterproofing and final lining will be installed using the flow method. The whole Dejvice tunnel section will be constructed using the cover-and-cut method. Major part of the other tunnels and related technical services structures and underground car parks will be mostly built using the cut-and-cover technique. The sequence of the construction of the cut-and-cover sections will always depend on the progress of completing the mined tunnels and cover-and-cut tunnels. There are other transport-related structures which will be constructed within the framework of the implementation of the Blanka project, for example the at-grade section of the City Circle Road in Trója, the new Prašný Bridge, a concourse hall for Hradčanská metro station, two underground car parks, pedestrian subways or a new bridge over the Vltava River in Trója. New problems gradually emerge and are added to the multitude



Obr. 12 Vizualizace raženého dvoupruhového tunelu v úseku Královská obora
Fig. 12 Visualisation of the mined double-lane tunnel in the Královská Obora section



Obr. 13 Podélný profil tunelového úseku Královská obora
Fig. 13 Longitudinal profile of the Královská Obora tunnel section

prostorově, nikoliv investičně, svázaných objektů umístěných v těsném sousedství trasy okruhu. Především jde o objekt Národní knihovny, Národní fotbalový stadion, nebo výstavbu rychlodráhy Praha–Kladno s železniční stanicí Dejvice.

Nedílnou součástí výstavby ražených tunelů je geotechnický monitoring. V případě tunelového komplexu Blanka je ovšem množství typů měření a druhů odečítaných hodnot, ovlivněných objektů, měřících profilů, sledovacích zařízení, atd. nesrovnatelné s žádnou doposud realizovanou stavbou v České republice. Celkem se předpokládá provádění 26 druhů základních typů měření určených pro bezpečný postup výstavby, návazné kroky observační metody a rovněž pro zkušební provoz tunelu.

ZÁVĚR

Rozsah celé stavby je unikátní a lze ho srovnat snad pouze s výstavbou pražského metra v 60. až 80. letech minulého století. Tomu odpovídá i délka přípravy stavby, množství vyvolaných investic, počty přeložek inženýrských sítí, výluky a omezení dopravy včetně MHD a vůbec koordinace a organizace celé výstavby. Ve výsledném efektu dojde v průběhu realizace k ovlivnění dopravního života převážné části hlavního města. Výstavba byla započata v dubnu roku 2005 v prostoru budoucí mimoúrovňové křižovatky Malovanka a postupně se rozbíhá i v dalších částech trasy. Od dubna 2007 probíhají stavební práce na stavební jámě a přípravě portálu pro ražené tunely v Tróji. Počátek ražeb od trojského portálu nastal v polovině července letošního roku. V červnu již začaly i první práce v prostoru letenské pláně.

Po dokončení plánovaném na rok 2011 dojde ke značnému zlepšení životního prostředí nejen v bezprostředním okolí stavby, v oblasti na hranicích historického centra Prahy zapsaného na seznam kulturního a historického dědictví UNESCO. Dnes je tento prostor neúměrně zatěžován průjezdnou dopravou se všemi ekologickými, ale i dopravně-kapacitními důsledky. Zároveň dojde k dalšímu rozšíření, pro život města nezbytně důležitých, hlavních automobilových komunikací, v souladu s předpoklady stanovenými v platném územním plánu hlavního města Prahy.

Hlavní autor: ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
Spoluautoři:

ING. ALEXANDR BUTOVIČ, alexandr.butovic@satra.cz,

ING. JOSEF DVOŘÁK (†),

ING. FRANTIŠEK POLÁK, frantisek.polak@satra.cz,

ING. LUDVÍK ŠAJTAR, ludvik.sajtar@satra.cz,

Grafická spolupráce: JAKUB KARLÍČEK,

jakub.karlícek@satra.cz,

SATRA, spol. s r. o.

Main Author: ING. PAVEL ŠOUREK
pavel.sourek@satra.cz

Co-Authors:

ING. ALEXANDR BUTOVIČ, alexandr.butovic@satra.cz,

ING. JOSEF DVOŘÁK (†),

ING. FRANTIŠEK POLÁK, frantisek.polak@satra.cz,

ING. LUDVÍK ŠAJTAR, ludvik.sajtar@satra.cz,

Graphic Design:

JAKUB KARLÍČEK, jakub.karlícek@satra.cz

SATRA, spol. s r. o.

of organisational and engineering problems owing to the preparation of other structures in the close vicinity of the Circle Road route which relate to the Blanka project in terms of the space but not in terms of the funding sources. The main examples of such constructions are the National Library building, the National Football Stadium or the high-speed track Prague – Kladno with the Dejvice railway station.

Geotechnical monitoring is an inseparable part of the tunnel excavation operations. However, none of the projects which have been completed in the Czech Republic till now can compare with the complex of tunnels Blanka in terms of the quantity of measurement types and kinds of measured variables, the number of structures affected by the excavation, the number of monitoring stations, monitoring instruments etc. The total of 26 basic types of measurements is expected to be sufficient for securing the safe progress of the construction, for determination of the subsequent steps of the observational method and also for the trial operation of the tunnels.

CONCLUSION

The extent of the entire project is unique. It may be probably compared only with the development of the Prague Metro lines in the 1960s to 1980s. The duration of the construction planning phase, the number of induced investment cases, diversions of utility networks, closures of traffic and traffic restrictions including urban mass transit restrictions and the organisation of the works as the whole correspond to this extent. The resultant effect which will take place during the course of the construction operations will manifest itself in the form of worsened traffic conditions in most parts of the capital of the Czech Republic. The construction started in April 2005 in the area of the future grade-separated intersection Malovanka. The work is gradually starting on other parts of the route. April saw the beginning of the work on the construction trench and preparation of the portal for the mined tunnels in Trója. The tunnel excavation from the Trója portal will start before mid July 2007. Initial construction operations in the area of Letná Plain began in June.

After the completion, which is scheduled for 2011, the environment will be significantly improved not only in the close vicinity of the Blanka structures, i.e. in the area on the border of the UNESCO listed historic centre of Prague. This area is today inadequately burdened by through traffic and all of the attending impacts on the environment and the capacity of traffic. At the same time, the principal roads will be further widened to comply with the assumptions set by the valid development plan of the City of Prague.

KVANTITATIVNÍ ANALÝZA PŘEPRAVY NEBEZPEČNÝCH NÁKLADŮ SILNIČNÍM TUNELEM SITINA V BRATISLAVĚ

QUANTITATIVE ANALYSIS OF TRANSPORT OF DANGEROUS GOODS THROUGH THE ROAD TUNNEL SITINA IN BRATISLAVA

LUKÁŠ RÁKOSNÍK

ÚVOD

V souladu s požadavky směrnice Evropského parlamentu a rady o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely transevropské silniční sítě [1], včleněné do slovenské legislativy nariadením vlády č. 344/2006 Z. z. [2], zhotovila společnost SATRA, spol. s r. o., pro Národnú diaľničnú spoločnosť, a. s., bezpečnostní dokumentaci v etapě projektování pro tunel Sitina ležící na úseku Lamačská cesta – Staré grunty dálnice D2 v Bratislavě. Jedním z požadavků výše uvedené směrnice je i vypracování analýzy rizik před tím, než jsou stanovena omezení a požadavky týkající se přepravy nebezpečných nákladů tunelem a začlenění výsledků analýzy rizik do bezpečnostní dokumentace. Pro hodnocení rizik vzniklých provozem vozidel s nebezpečnými náklady a zejména pro stanovení „kategorie tunelu“ ve smyslu ADR – Evropské dohody o mezinárodní silniční přepravě nebezpečných věcí (včetně její novelizace s platností od 1. 1. 2007), tzn. zda vůbec, a nebo jaká kategorie nebezpečných nákladů bude v tunelu povolena, byl použit program QRAM verze 3.61 vytvořený ve spolupráci Organizace pro ekonomickou spolupráci a rozvoj (OECD) a světové silniční asociace WRA (PIARC).

SOFTWARE QRAM 3.61

QRAM (Quantitative Risk Assessment Model) je softwarový produkt umožňující kvantifikaci rizik spojených s přepravou nebezpečných nákladů silničními tunelem. Program se používá pro podporu rozhodování o povolení nebo vyloučení průjezdu vozidel s nebezpečným nákladem tunely již v několika evropských státech (Francie, Rakousko, Švýcarsko, Norsko, Německo, Velká Británie a další). Standardně se používá při analýze rizik, kterou vyžaduje směrnice Evropského parlamentu a rady 2004/54/EC. S pomocí programu se nechají porovnat rizika nejen samotného tunelu s vybranými kritérii, ale i rizika na celé trase s tunelem s případnou objízdou trasou.

Základ programu tvoří 11 realistických scénářů nehod těžkých nákladních vozidel s nebezpečným nákladem (každý scénář zastupuje určitou typickou skupinu nebezpečných nákladů). Program je pro možnost porovnání doplněn dvěma scénáři požáru (20 MW a 100 MW) těžkého nákladního vozidla bez nebezpečného nákladu. Pro každý scénář byly na základě studií konkrétních nehod a studií chování nebezpečných materiálů sestaveny matematické rovnice. Do těchto rovnic se dosazují vstupní hodnoty popisující geometrii tunelu, způsob jeho větrání, odvodnění, vzdálenost únikových cest, dále intenzity a složení dopravního proudu, nehodovost a jiné parametry. Program hodnotí následky způsobené vlastním nebezpečným materiálem (tzn. požár, exploze, únik nebezpečného nákladu), nehodnotí následky srážky vozidel.

Výsledky kvantitativní analýzy QRAM jsou vyjádřeny formou sociálního nebo očekávaného rizika. Sociální riziko se znázorňuje v grafu formou tzv. F/N křivek, které zobrazují kumulativní pravděpodobnost F (vztaženou na 1 000 m délky tunelu/na délku trasy a na 1 rok, svislá osa grafu) toho, že počet ztrát na životech překročí určitý počet N (vodorovná osa grafu). Program QRAM dokáže vytvořit F/N křivky (obr. 2) pro každý ze 13 scénářů nehod, takže dovoluje vzájemně porovnávat sociální rizika jednotlivých scénářů. Součtem 11 F/N křivek scénářů nehod vozidel s nebezpečným nákladem se získá jedna celková křivka, která reprezentuje výsledné sociální riziko přepravy nebezpečných nákladů v daném tunelu nebo na dané trase (tato výsledná křivka může sloužit k účelům porovnávání výsledků s jinými tunelem nebo trasami).

Očekávané riziko udává pravděpodobnost, s jakou může dojít ke smrtelnému zranění alespoň jedné osoby za jeden rok při daných

INTRODUCTION

In compliance with the requirements of the Directive of the European Parliament and of the Council on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European road network [1], which has been incorporated into Slovakian legislation through the Decree No. 344/2006 Coll. [2], SATRA spol. s r.o. carried out Safety Documentation for Národná diaľničná spoločnosť, a.s. (the National Motorway Society) in the designing stage of the Sitina tunnel, which is found within the D2 motorway section between Lamačská Cesta and Staré Grunty in Bratislava. One of the requirements of the above-mentioned directive is the requirement for a risk analysis to be carried out prior to the determination of restrictions and requirements regarding the transport of dangerous goods through a tunnel and the incorporation of the risk analysis results into the Safety Documentation. The assessment of the risks associated with the passage of vehicles carrying dangerous goods and, above all, the determination of the “Tunnel Category” in the meaning of the – European Agreement concerning the International Carriage of Dangerous Goods by Road (ADR) (inclusive of the amendment effective from 1.1.2007), which means which category of dangerous goods, if any, will be permitted to pass the tunnel, was carried out using the QRAM program version 3.6.1, which had been developed by the Organisation for Economic Cooperation and Development (OECD) in co-operation with the World Road Association (WRA – PIARC).

SOFTWARE QRAM 3.61

QRAM (Quantitative Risk Assessment Model) is a software product allowing the quantification of risks associated with the transport of dangerous goods through road tunnels. The program is already used for the support of the decision-making process regarding the permission or exclusion of the passage of vehicles carrying dangerous goods through tunnels in several European countries (France, Austria, Switzerland, Norway, Great Britain etc.). It is used as a standard for the risk analysis which is required by the Directive of the European Parliament and of the Council No. 2004/54/EC. It is possible to use the program not only for the comparison of risks with selected criteria related to the tunnel itself but also the comparison of the risks identified throughout the length of the route containing tunnels with the risks on a potential bypass route.



Obr. 1 Instalace technologického vybavení v tunelu Sitina
Fig. 1 Installation of technical equipment in the Sitina tunnel

podmínkách provozu vozidel s nebezpečnými náklady. Program QRAM opět dokáže toto riziko vyčíslit pro každý scénář zvlášť i pro všechny scénáře celkem, takže je možné výsledky porovnávat.

Výsledky programu byly hodnoceny podle metodiky ústavu CETU (Ústav pro výzkum tunelů, Francie) [3]. Princip této metodiky spočívá ve vyhodnocení očekávaných hodnot rizika přepravy nebezpečných nákladů silničním tunelem, tzn. vlastního rizika tunelu. Pokud hodnota vlastního rizika je nižší než 10^{-3} /rok, přeprava nebezpečného nákladu přes tunel není výrazně rizikovější než přeprava po otevřených úsecích pozemní komunikace a vjezd do tunelu může být povolen pro všechny druhy nebezpečných nákladů. Pokud však je vypočítané vlastní riziko tunelu vyšší než 10^{-3} , mělo by být podle metodiky CETU přistoupeno k porovnání výsledných hodnot očekávaného rizika na trase s tunelem a na alternativní objíždné trase (způsob porovnání je podrobněji komentován v uvedeném literatuře). Jak bude ukázáno dále, k porovnání rizik na trase s tunelem a na alternativní trase bylo přistoupeno i v případě tunelu Sitina.

Aby bylo možno vyhodnotit sociální rizika tunelu Sitina, musí být stanovena kritéria, podle kterých se výsledky analýzy budou vyhodnocovat, tzn. hraniční hodnoty, které nám říkají, zda je průběh F/N křivky sociálních rizik přijatelný, nebo zda musí být přijata opatření ke snížení rizik. Protože na Slovensku v současnosti nejsou tato kritéria stanovena, byla pro vyhodnocení sociálních rizik v tunelu Sitina použita kritéria využívaná v Rakousku a Švýcarsku, dále pak kritéria doporučená pro Českou republiku prof. Holickým [4].

PROBLEMATIKA VSTUPNÍCH ÚDAJŮ

Vstupní údaje zadávané do programu QRAM lze obecně rozdělit na dva typy. První typ vstupních údajů popisuje parametry jednotlivých úseků trasy, jako jsou směrové vedení trasy, hodinové intenzity provozu v daném časovém období (zohledňuje variaci dopravy), podíl těžkých nákladních vozidel, podíl těžkých nákl. vozidel s nebezpečným nákladem, obsazenost jednotlivých druhů vozidel apod. Druhý typ vstupních údajů popisuje konstrukční a provozní parametry vlastního silničního tunelu, jako jsou plocha příčného průřezu tunelu, vzdálenosti nouzových východů, podélné sklony vozovky, režimy provozní ventilace, režimy nouzové ventilace, čas potřebný pro aktivaci požárního větrání a další.

Analýza byla zpracována v době, kdy tunel Sitina ještě nebyl v provozu. Z tohoto důvodu byly provozní údaje potřebné pro QRAM, které nebyly v době analýzy k dispozici (především údaje týkající se dopravy), nahrazeny údaji z modelů provozu založených na statistických datech a studiích. Konkrétně to platí o výhledových intenzitách dopravy v tunelu; hodnoty intenzit použité pro QRAM byly stanoveny na základě údajů ze sčítání dopravy v roce 2005 (poslední hodnoty výhledových intenzit dopravy v tunelu Sitina byly stanovovány pro dokumentaci pro stavební povolení v polovině 90. let 20. století a naprosto neodpovídaly současným intenzitám provozu na komunikacích Lamačská cesta a Mlynská dolina, které má úsek s tunelem Sitina nahradit). Velkým problémem bylo stanovení vstupních údajů týkajících se přepravy nebezpečných nákladů. Do programu se zadává podíl těžkých nákladních vozidel přepravujících nebezpečný náklad na počtu všech těžkých vozidel a dále podíly jednotlivých druhů nebezpečných nákladů na celkovém množství nebezpečných nákladů v dopravním proudu. Bohužel na Slovensku ani v České republice se údaje o intenzitách přepravy nebezpečných nákladů po síti pozemních komunikací nesledují, proto byly pro výpočet použita data zjištěná ve Francii (francouzským hodnotám odpovídají i hodnoty známé z Norska a Kanady), implicitně nabízená programem.

VÝSLEDKY QRAM ANALÝZY TUNELU SITINA

Pro stanovení hodnot rizik přepravy nebezpečných nákladů tunelem Sitina byl proveden základní výpočet, pro který byla použita základní sada vstupních parametrů, tzn. byly použity známé reálné vstupní údaje a reprezentativní údaje z modelů provozu. Vzhledem k absenci reálných údajů z provozu, diskutovaných v předchozí kapitole, byla provedena citlivostní analýza jednotlivých vstupních parametrů, tzv. postupnou změnou hodnot jednotlivých vstupních parametrů a prováděním dalších výpočtů byl zjišťován vliv parametrů na výsledná rizika.

Výsledný průběh sociálního rizika úmrtí v tunelu Sitina pro jednotlivé scénáře a též pro všechny scénáře s nebezpečným nákladem celkem jsou zobrazeny na obr. 2. Očekávané hodnoty rizika (OR) jsou

The program is based on 11 realistic scenarios of accidents where heavy goods vehicles with dangerous goods are involved (each of the scenarios represents a certain typical group of dangerous goods). To allow comparison, two scenarios of a fire (20MW and 100MW) of a heavy goods vehicle without dangerous goods are added to the program. An equation was derived for each scenario, on the basis of studies of the behaviour of dangerous materials. Mathematical equations were derived for each of the scenarios, on the basis of studies on actual accidents and studies on the behaviour of dangerous materials. The input data describing the geometry of the tunnel, the ventilation and drainage systems, distance between escape exits, the intensity and composition of traffic flow, accident rate and other parameters is put into these equations. The program performs the assessment of the consequences caused by the dangerous material itself (i.e. a fire, explosion, leakage of dangerous cargo) but it does not assess consequences of road vehicle collisions.

The results of a QRAM analysis are expressed in the form of a social risk or expected risk. The social risk is demonstrated in the chart in the form of so-called F/N curves, which depict the cumulative probability F (related to 1,000m of the tunnel length / the route length/the tunnel length and 1 year, the vertical axis of the chart) of the case that fatalities will exceed a certain number N (the horizontal axis of the chart). The QRAM program is capable of plotting F/N curves (see Fig. 2) for each of the 13 accident scenarios, therefore, it allows the comparison between the social risks associated with the individual scenarios. By summing up the 11 F/N curves, we will obtain a single cumulative curve, which represents the resultant social risk of the transport of dangerous goods through the particular tunnel or along the particular route (this resultant curve can be used for the purpose of comparing the results with the results obtained from other tunnels or routes).

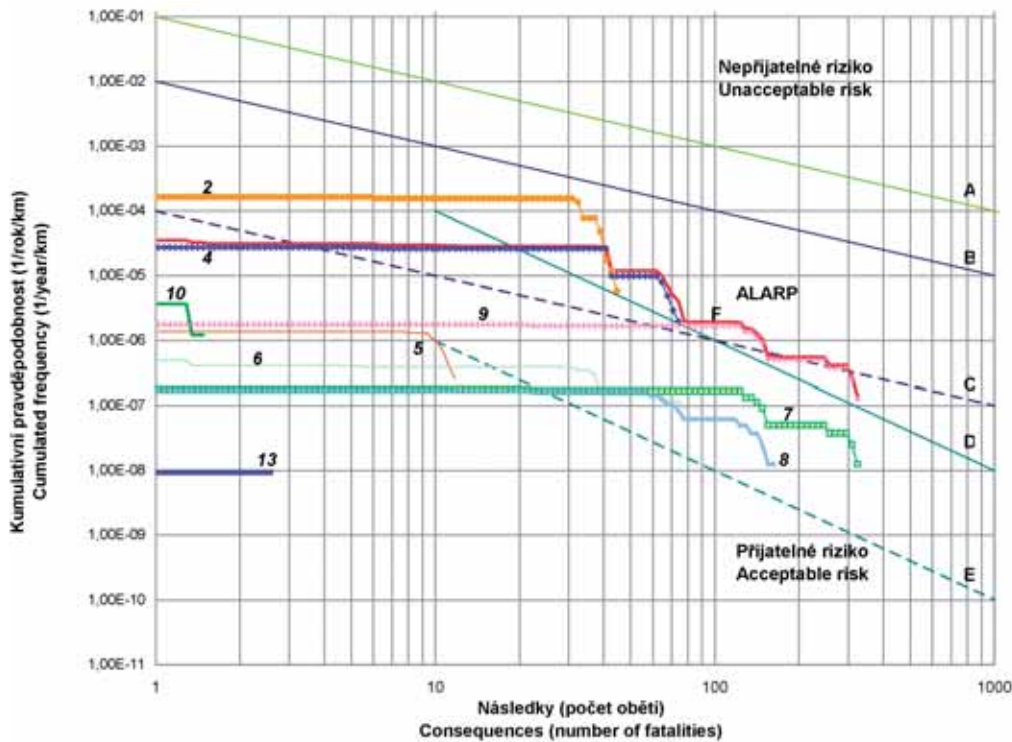
The expected risk indicates the probability with which a fatal injury may happen to at least one person per one year, under the particular conditions of the traffic involving vehicles carrying dangerous goods. The QRAM program is again capable of quantifying this risk for each of the scenarios, separately for each of them or cumulatively for all scenarios; it is then possible to compare the results.

The results of the program were assessed according to the CETU (a tunnel survey centre, France) methodology [3]. The principle of this methodology is based on the assessment of the expected values of the risk of the transport of dangerous goods through a road tunnel, i.e. the inherent risks of the tunnel. If the value of the inherent risk is lower than 10^{-3} /year, the transport of dangerous goods through the tunnel is not significantly more risky than the transport on the open road sections, therefore the entry to the tunnel can be permitted to all kinds of dangerous goods. On the other hand, if the calculated inherent risk is higher than 10^{-3} , the CETU methodology requires that the comparison of the resultant values of the risk expected on the route with the tunnel with the risk expected on the alternative by-pass route be undertaken (the comparison method is commented on in the references). As shown below, the comparison of the risks on the route with a tunnel with the risks on an alternative route was carried out also in the case of the Sitina tunnel.

It is necessary for the purpose of the assessment of social risks at the Sitina tunnel to determine the criteria according to which the results of the analysis will be evaluated, i.e. the boundary values which tell us whether the development of the F/N curve is acceptable or risk reducing measures must be implemented. Because no criteria of this kind have been set out, the assessment of the social risks in the Sitina tunnel was performed using the criteria which had been used in Austria and Switzerland, and the criteria which had been recommended for the Czech Republic by Prof. Holický [4].

THE ISSUE OF INPUT DATA

The input data for the QRAM program can be generally divided into two types. The first type of input data describes the parameters of individual sections of the route, such as the horizontal alignment, hourly traffic flows in a given time interval (a parameter allowing for the variation in the traffic flow), percentage of heavy goods vehicles, percentage of heavy goods vehicles carrying dangerous cargo, occupancy of individual types of cars etc. The other type of



Obr. 2 Sociální riziko úmrtí v tunelu Sitina následkem nehody podle scénářů QRAM

A – Rakousko, horní hranice kritéria
 B – Česká republika (dopor.), horní hranice kritéria
 C – Rakousko, Česká republika (dopor.), dolní hranice kritéria
 D – Švýcarsko, horní hranice kritéria
 E – Švýcarsko, dolní hranice kritéria
 F – F/N křivka – všechny scénáře s nebezpečným nákladem celkem
 1-13 – F/N křivky pro jednotlivé scénáře (číslování odpovídá tabulce 1)

Fig. 2 Social risk of fatality in the Sitina tunnel due to an accident according to the QRAM scenarios

A – Austrian criterion, upper limit
 B – Czech Rep. recommended criterion, upper limit
 C – Austria, Czech Rep. recommended criterion, lower limit
 D – Swiss criterion, upper limit
 E – Swiss criterion, lower limit
 F – F/N curve – all dangerous goods involved QRAM scenarios
 1-13 – F/N curve for each QRAM scenario according to table 1

uvedeny v tabulce 1. Uvedené očekávané hodnoty rizika však nelze chápat jako exaktní reprezentativní hodnoty, slouží spíše pro orientační představu, v jakých řádech se riziko v tunelu pohybuje (tzn. zda k nehodě podle daného scénáře může docházet v řádech měsíců nebo třeba stovek let). Z výsledků vyplývá, že celkové sociální riziko úmrtí uživatelů tunelu v důsledku nehody vozidla s nebezpečným nákladem podle scénářů s DG se nachází v přijatelných mezích ALARP rakouských a českých kritérií; u švýcarských kritérií křivka sociálního rizika úmrtí v tunelu zasahuje do nepřijatelné oblasti, což je způsobené především vyšším rizikem nehody podle scénářů 4 a 9. Celkové očekávané riziko úmrtí v důsledku přepravy nebezpečného nákladu tunelem Sitina má hodnotu $2,47 \cdot 10^{-3}$ (tato hodnota odpovídá pravděpodobnosti úmrtí 1 osoby za 405 let) a pohybuje se nepatrně nad hranicí kritéria CETU 10^{-3} .

Č.	Scénář	OR pouze úmrtí
1	Požár těžkého nákl. vozidla bez nebezpečného nákladu (20 MW)	0
2	Požár těžkého nákl. vozidla bez nebezpečného nákladu (100 MW)	$7,98 \cdot 10^{-3}$
3	Výbuch expandujících par vroucího LPG v tlakových láhvích (50 kg)	0
4	Požár kaluže motorového benzínu vyteklého z cisternového návěsu	$1,90 \cdot 10^{-3}$
5	Výbuch par motorového benzínu vyteklého z cisternového návěsu	$2,03 \cdot 10^{-5}$
6	Únik chlóru z cisternového návěsu	$2,83 \cdot 10^{-5}$
7	Výbuch expandujících par vroucího LPG v cisternovém návěsu	$4,43 \cdot 10^{-5}$
8	Výbuch par LPG v cisternovém návěsu	$2,25 \cdot 10^{-5}$
9	Vznícení LPG v cisternovém návěsu	$4,43 \cdot 10^{-4}$
10	Únik amoniaku z cisternového návěsu	$7,07 \cdot 10^{-6}$
11	Únik akroleinu z cisternového návěsu	0
12	Únik akroleinu z tlakových láhví	0
13	Výbuch expandujících par vroucího CO ₂ v cisternovém návěsu (bez toxických následků)	$3,48 \cdot 10^{-8}$
3-13	Scénáře s nebezpečným nákladem (3-13) celkem	$2,47 \cdot 10^{-3}$
1-13	Všechny scénáře celkem	$1,04 \cdot 10^{-2}$

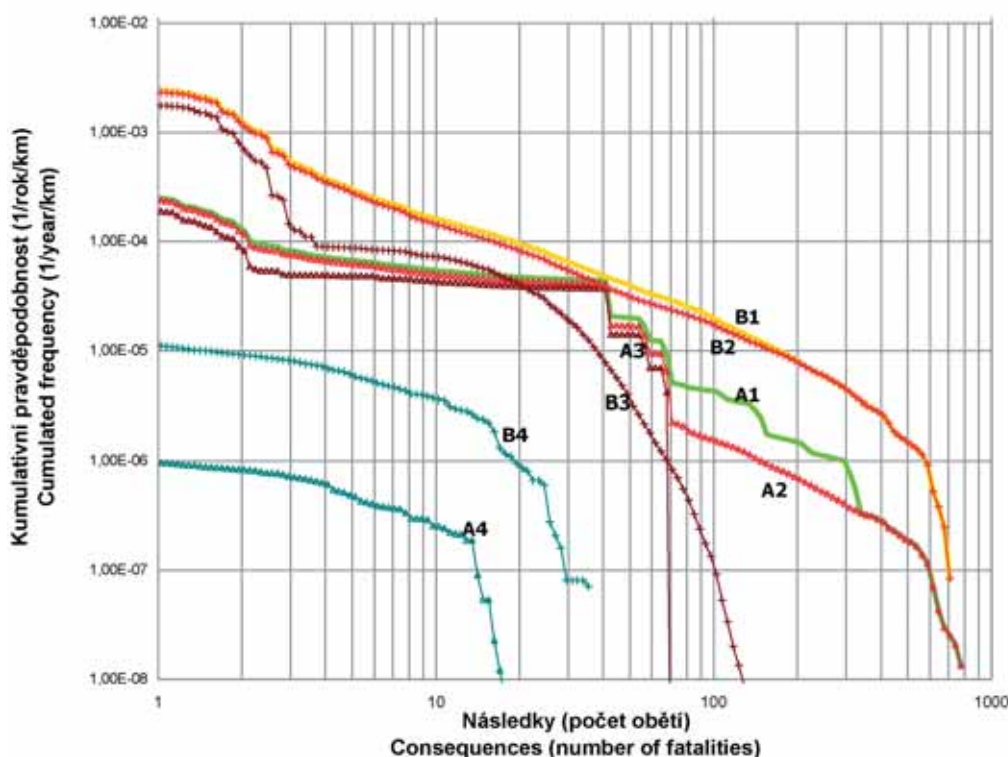
Tab. 1 Očekávané hodnoty rizika úmrtí v tunelu Sitina následkem nehody podle scénářů QRAM

the input data describes structural and operational parameters of the road tunnel itself, such as the tunnel cross sectional area, distances between emergency exits, longitudinal gradients of the roadway, operating ventilation regimes, emergency ventilation regimes, the time necessary for the activation of the fire ventilation etc.

The analysis was carried out in the time when the tunnel had not been in operation yet. For that reason the operational data required for the QRAM, which was not available at the time of the work on the analysis (above all the data on the traffic flow), was replaced by the data obtained by means of models of the operation which were based on statistical data and studies. This specifically applies to predicted volumes of traffic through the tunnel; the traffic volumes used for the QRAM were determined on the basis of the data obtained from the traffic census conducted in 2005 (last values of the predicted volumes of traffic through the Sitina tunnel was determined in the mid 1990s and it did not correspond to the current volumes of the traffic flow on the Lamačská Cesta and Mlynská Dolina roads, which are to be replaced by the section containing the Sitina tunnel). The task to determine the input data related to the transport of dangerous goods was a big problem. The program is to be fed with the data on the percentage of heavy goods vehicles carrying dangerous cargo of the number of all heavy goods vehicles, and with the percentages of individual types of dangerous goods of the overall amount of dangerous goods found in the traffic flow. Unfortunately, no data on intensities of dangerous goods traffic within the road network is followed neither in Slovakia or the Czech Republic. For that reason the data which was used for the calculation and is implicitly offered by the program was obtained in France (the values found out in France correspond to the values known from Norway and Canada).

RESULTS OF THE QRAM ANALYSIS FOR THE SITINA TUNNEL

A basic calculation was carried out to determine the values of risks to the transport of dangerous goods through the Sitina tunnel. It was carried out using a basic input data set, which means that the known real input data and representative data obtained from traffic models was used. To compensate for the absence of the real operational data which was discussed in the previous chapter, a sensitivity analysis of individual entry parameters of the program was carried out, i.e. the influence of the parameters on the resultant risks was identified by means of gradually changing the values of individual



Obr. 3 Sociální riziko úmrtí na trase dálnice D2 s tunelem Sitina a na objížděné trase Lamačská cesta – Mlynská dolina následkem nehody podle scénářů QRAM

- A1 – Trasa dálnice D2, všechny nebezp. náklady, ADR: A (sc. 3-13)
- A2 – Trasa dálnice D2, náklady povolené v ADR: B (sc. 3-6, 10-13)
- A3 – Trasa dálnice D2, náklady povolené v ADR: C (sc. 3-5, 12)
- A4 – Trasa dálnice D2, náklady povolené v ADR: D (sc. 3, 12)
- B1 – Objížděná trasa, všechny nebezp. náklady, ADR: A (sc. 3-13)
- B2 – Objížděná trasa, náklady povolené v ADR: B (sc. 3-6, 10-13)
- B3 – Objížděná trasa, náklady povolené v ADR: C (sc. 3-5, 12)
- B4 – Objížděná trasa, náklady povolené v ADR: D (sc. 3, 12)

Fig. 3 Social risk of fatality on the D2 motorway route and on the alternative route Lamačská cesta – Mlynská dolina due to an accident according to the QRAM scenarios

- A1 – D2 motorway route, all dangerous goods allowed, ADR: A (sc. 3-13)
- A2 – D2 motorway route, dangerous goods allowed in ADR: B (sc. 3-6, 10-13)
- A3 – D2 motorway route, dangerous goods allowed in ADR: C (sc. 3-5, 12)
- A4 – D2 motorway route, dangerous goods allowed in ADR: D (sc. 3, 12)
- B1 – Alternative route, all dangerous goods allowed, ADR: A (sc. 3-13)
- B2 – Alternative route, dangerous goods allowed in ADR: B (sc. 3-6, 10-13)
- B3 – Alternative route, dangerous goods allowed in ADR: C (sc. 3-5, 12)
- B4 – Alternative route, dangerous goods allowed in ADR: D (sc. 3, 12)

POROVNÁNÍ TRASY S TUNELEM SITINA A ALTERNATIVNÍ TRASY

Vzhledem k faktu, že hodnota očekávaného rizika úmrtí v tunelu následkem nehody vozidla s nebezpečným nákladem se ve většině případů citlivostní analýzy pohybovala nad hraniční hodnotou 10^{-3} kritéria CETU, bylo přistoupeno k porovnání rizik na trase dálnice D2 s tunelem Sitina a na alternativní objížděné trase Lamačská cesta–Mlynská dolina. Obě trasy byly podle specifických požadavků programu rozděleny na jednotlivé úseky a na základě statistik sčítání dopravy v Bratislavě v roce 2005 byl sestaven dopravní model. Pro vyhodnocení vlivu nehodových scénářů nejen na osoby v tunelu, ale i na okolní populaci byl sestaven model rozložení populace v okolí tras pro třídní období. Pro zhodnocení možností šíření důsledků nehody byla od Slovenského hydrometeorologického ústavu získána a do programu zadána větrná růžice pro danou oblast. Pro tunel Sitina byly v rámci trasy samozřejmě použity stejné vstupní

entry parameters and carrying further calculations.

The resultant curve for the social risk of a fatality in the Sitina tunnel in the cases of the individual scenarios and all of the scenarios involving dangerous goods as a whole is presented in Fig. 2. The expected values of the risk (EV) are presented in Table 1. However, the expected values of risk cannot be understood as exact, representative values; they only provide a rough idea of the range within which the risk in the tunnel fluctuates (i.e. whether the frequency of an accident according to the particular scenario may be in the order of months or, for example, hundreds of years). It follows from the results that, according to the DG scenarios, the overall social risk of a death of a tunnel user due to an accident where a vehicle carrying dangerous goods is implicated is found within acceptable limits in terms of the Austrian and Czech ALARP criteria; regarding the Swiss criteria, the curve for the risk of a fatality in a tunnel gets in the unacceptable area, which fact is caused by a higher accident risk level according

to the scenarios 4 and 9. The overall level of the expected risk of a fatality due to the dangerous goods transport through the Sitina tunnels is $2,47 \cdot 10^{-3}$ (this value corresponds to the probability of a death of one person per 405 years), which is slightly above the value of the CETU criterion limit of 10^{-3} .

No.	Scenario	EV only for fatality
1	HGV fire 20 MW	0
2	HGV fire 100 MW	$7,98 \cdot 10^{-3}$
3	BLEVE of LPG in cylinder	0
4	Motor spirit pool fire	$1,90 \cdot 10^{-3}$
5	VCE of motor spirit	$2,03 \cdot 10^{-5}$
6	Chlorine release	$2,83 \cdot 10^{-5}$
7	BLEVE of LPG in bulk	$4,43 \cdot 10^{-5}$
8	VCE of LPG in bulk	$2,25 \cdot 10^{-5}$
9	Torch fire of LPG in bulk	$4,43 \cdot 10^{-4}$
10	Ammonia release	$7,07 \cdot 10^{-6}$
11	Acrolein in bulk release	0
12	Acrolein in cylinder release	0
13	BLEVE of liquefied refrigerated CO ₂	$3,48 \cdot 10^{-8}$
3-13	Scenarios dealing with dangerous goods (3-13) - aggregated	$2,47 \cdot 10^{-3}$
1-13	All scenarios - aggregated	$1,04 \cdot 10^{-2}$

Table 1 Expected values of the risk of a fatality in the Sitina tunnel due to an accident according to the QRAM scenarios

COMPARISON OF THE ROUTE CONTAINING THE SITINA TUNNEL WITH AN ALTERNATIVE ROUTE

Because of the fact that the value of the expected risk of a fatality in the tunnel due to an accident in which a vehicle carrying dangerous goods is implicated was in the majority of cases above the limit of 10^{-3} of the CETU criterion, the risk on the D2 motorway containing the Sitina tunnel was compared with the risk on an alternative by-pass route Lamačská cesta–Mlynská dolina. Each of the two routes was divided into sections according to specific requirements of the program, and a traffic model was developed on the basis of the traffic census carried out in Bratislava in 2005. A model of distribution of population in the vicinity of the routes for a 3-day period was developed for the purpose of the assessment of the influence of the

údaje jako v případě výpočtů rizik pro samostatný tunel. Cílem porovnání obou tras bylo vyhodnotit, která z tras je vhodnější pro přepravu určitého počtu vozidel s nebezpečným nákladem z počátečního do koncového bodu. Z tohoto důvodu byl uvažován shodný konstantní počet vozidel s nebezpečným nákladem po celé délce obou tras.

Č.	ADR*	Scénář	OR1 Dálnice D2	OR2 L. cesta - M. dolina	OR2/ /OR1
1	A-E	Požár těžkého nákladního vozidla bez nebezpečného nákladu (20 MW)	$1,24 \cdot 10^{-2}$	$1,97 \cdot 10^{-1}$	15,94
2	A-E	Požár těžkého nákladního vozidla bez nebezpečného nákladu (100 MW)	$4,19 \cdot 10^{-2}$	$2,00 \cdot 10^{-1}$	4,78
3	A-D	Výbuch expandujících par vroucího LPG v tlakových láhvích (50 kg)	$4,41 \cdot 10^{-6}$	$6,29 \cdot 10^{-5}$	14,27
4	A, B, C	Požár kaluže motorového benzínu vyteklého z cistern. návěsu	$2,04 \cdot 10^{-3}$	$3,21 \cdot 10^{-3}$	1,57
5	A, B, C	Výbuch par motorového benzínu vyteklého z cisternového návěsu	$1,33 \cdot 10^{-4}$	$1,82 \cdot 10^{-3}$	13,71
6	A, B	Únik chlóru z cisternového návěsu	$5,30 \cdot 10^{-4}$	$5,32 \cdot 10^{-3}$	10,03
7	A	Výbuch expandujících par vroucího LPG v cisternovém návěsu	$8,46 \cdot 10^{-5}$	$8,17 \cdot 10^{-4}$	9,66
8	A	Výbuch par LPG v cisternovém návěsu	$3,42 \cdot 10^{-5}$	$1,87 \cdot 10^{-4}$	5,45
9	A	Vznícení LPG v cisternovém návěsu	$4,47 \cdot 10^{-4}$	$2,25 \cdot 10^{-4}$	0,50
10	A, B	Únik amoniaku z cisternového návěsu	$1,24 \cdot 10^{-4}$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	13,81
11	A, B	Únik akroleinu z cisternového návěsu	$2,90 \cdot 10^{-5}$	$4,03 \cdot 10^{-4}$	13,91
12	A-D	Únik akroleinu z tlakových láhví	$2,02 \cdot 10^{-6}$	$2,82 \cdot 10^{-5}$	13,98
13	A, B	Výbuch expandujících par vroucího CO ₂ v cisternovém návěsu	$9,00 \cdot 10^{-7}$	$1,29 \cdot 10^{-5}$	14,33
3-13		Scénáře s nebezpečným nákladem (3-13) celkem	$3,43 \cdot 10^{-3}$	$1,38 \cdot 10^{-2}$	4,02
1-13		Všechny scénáře celkem (1-13)	$5,77 \cdot 10^{-2}$	$4,11 \cdot 10^{-1}$	7,13

* Tento sloupec znázorňuje kategorie tunelů podle ADR, kterými smí být daný nebezpečný náklad provážen.

Tab. 2 Očekávané hodnoty rizika úmrtí na trase dálnice D2 s tunelem Sitina a na objížděné trase Lamačská cesta – Mlynská dolina následkem nehody podle scénářů QRAM

Výsledný průběh sociálních rizik na trase dálnice D2 Lamačská cesta – Staré grunty a na alternativní trase Lamačská cesta – Mlynská dolina jsou porovnány na obr. 3. Na obr. 3 je rovněž provedeno porovnání rizik jednotlivých scénářů seskupených do kategorií podle požadavků dodatku dohody ADR pro

accident scenarios not only on persons in the tunnel but also on the population in the vicinity. The wind rose for the particular area was obtained from the Slovakian hydrometeorologic institute and incorporated into the program so that the assessment of the possibilities of the spreading of a fire caused by the accident was possible. Of course, the input data which was used within the framework of the route for the Sitina tunnel was the same as that used for the calculation of risks for the separate tunnel. The objective of the comparison of both routes was to assess which of the routes is more suitable for the transport of a certain number of vehicles carrying dangerous goods from the starting point to the end point. For that reason, an identical, constant number of vehicles carrying dangerous goods was assumed to exist throughout the length of both routes. '

No.	ADR*	Scenario	EV1 Motorway D2	EV2 L. Cesta - M. Dolina	EV2/ /EV1
1	A-E	HGV fire 20 MW	$1,24 \cdot 10^{-2}$	$1,97 \cdot 10^{-1}$	15,94
2	A-E	HGV fire 100 MW	$4,19 \cdot 10^{-2}$	$2,00 \cdot 10^{-1}$	4,78
3	A-D	Bleve of LPG in cylinder	$4,41 \cdot 10^{-6}$	$6,29 \cdot 10^{-5}$	14,27
4	A, B, C	Motor spirit pool fire	$2,04 \cdot 10^{-3}$	$3,21 \cdot 10^{-3}$	1,57
5	A, B, C	VCE of motor spirit	$1,33 \cdot 10^{-4}$	$1,82 \cdot 10^{-3}$	13,71
6	A, B	Chlorine release	$5,30 \cdot 10^{-4}$	$5,32 \cdot 10^{-3}$	10,03
7	A	Bleve of LPG in bulk	$8,46 \cdot 10^{-5}$	$8,17 \cdot 10^{-4}$	9,66
8	A	VCE of LPG in bulk	$3,42 \cdot 10^{-5}$	$1,87 \cdot 10^{-4}$	5,45
9	A	Torch fire of LPG in bulk	$4,47 \cdot 10^{-4}$	$2,25 \cdot 10^{-4}$	0,50
10	A, B	Ammonia release	$1,24 \cdot 10^{-4}$	$1,71 \cdot 10^{-3}$	13,81
11	A, B	Acrolein in bulk release	$2,90 \cdot 10^{-5}$	$4,03 \cdot 10^{-4}$	13,91
12	A-D	Acrolein in cylinder release	$2,02 \cdot 10^{-6}$	$2,82 \cdot 10^{-5}$	13,98
13	A, B	Bleve of liquefied refrigerated CO ₂	$9,00 \cdot 10^{-7}$	$1,29 \cdot 10^{-5}$	14,33
3-13		Scenarios dealing with dangerous goods (3-13) - aggregated	$3,43 \cdot 10^{-3}$	$1,38 \cdot 10^{-2}$	4,02
1-13		All scenarios (1-13) - aggregated	$5,77 \cdot 10^{-2}$	$4,11 \cdot 10^{-1}$	7,13

* This column represents the ADR categories of tunnels where the passage of the particular kind of dangerous goods is permitted.

Table 2 Expected values of the risk of a fatality on the route containing the Sitina tunnel and on the alternative by-pass route Lamačská Cesta – Mlynská Dolina due to an accident according to the QRAM scenarios

The resultant curves for the social risks on the route of the D2 motorway between Lamačská Cesta and Staré Grunty and the alternative route between Lamačská Cesta and Mlynská Dolina are compared in Fig. 3. Figure 3 also contains the comparison of the risks of the individual scenarios aggregated according to the requirements contained in the amendment to the ADR agreement for both routes. We have found out, by means of comparing the social risks of a fatality due to an accident on the routes according to the scenarios for dangerous goods, that the risk calculated for the D2 motorway route containing the Sitina tunnel is locally even several times lower than the risk on the alternative route Lamačská Cesta – Mlynská Dolina.

The expected values of the risk (EV) are presented in Table 2. We can find out, by means of comparing the expected overall values of the risk on the two routes, that the risk on the D2 motorway route containing the Sitina tunnel is roughly four times lower than the risk on the alternative route Lamačská Cesta – Mlynská Dolina.

A recommendation has been made to the owner on the basis of the above-mentioned comparisons and calculations of the risks for the Sitina tunnel (and the sensitivity analysis), the risks for the D2 route and for the alternative by-pass route, also taking into consideration the setting of the input parameters (they had been set to correspond rather to more unfavourable conditions, therefore we can expect that the resultant risk will be slightly lower) that the Sitina tunnel be included in the category A (i.e. the transport of all dangerous goods be permitted) under the condition that a contaminated water intercepting trap with the volume corresponding to the volume of one semi-trailer tank (approximately 60m³) as a minimum will be incorporated into the roadway drainage system. If the trap is not built, the tunnel should be included in the category E (the transport of all kinds of dangerous goods through the tunnel restricted).

Obr. 4 Pro porovnání rizik přepravy nebezpečných nákladů po trase s tunelem a po alternativní trase je možné do programu QRAM zadávat údaje o rozložení populace v dané oblasti až pro tříleté období. Na obrázku je znázorněno předpokládané rozložení populace za běžného provozu v okolí tunelu Sitina.

Fig. 4 For a risk comparison of tunnel route and alternative route the QRAM calculations considering population density (up to three periods) in the vicinity of the routes can be optionally elaborated. This picture shows an example of QRAM input of population density during normal traffic period in the vicinity of Sitina tunnel.

obě trasy. Porovnáním sociálních rizik úmrtí na trasách v důsledku nehody podle scénářů s nebezpečným nákladem zjistíme, že vypočítané riziko úmrtí na trase dálnice D2 s tunelem Sitina je místy až několikanásobně nižší než riziko na alternativní trase Lamačská cesta – Mlýnská dolina.

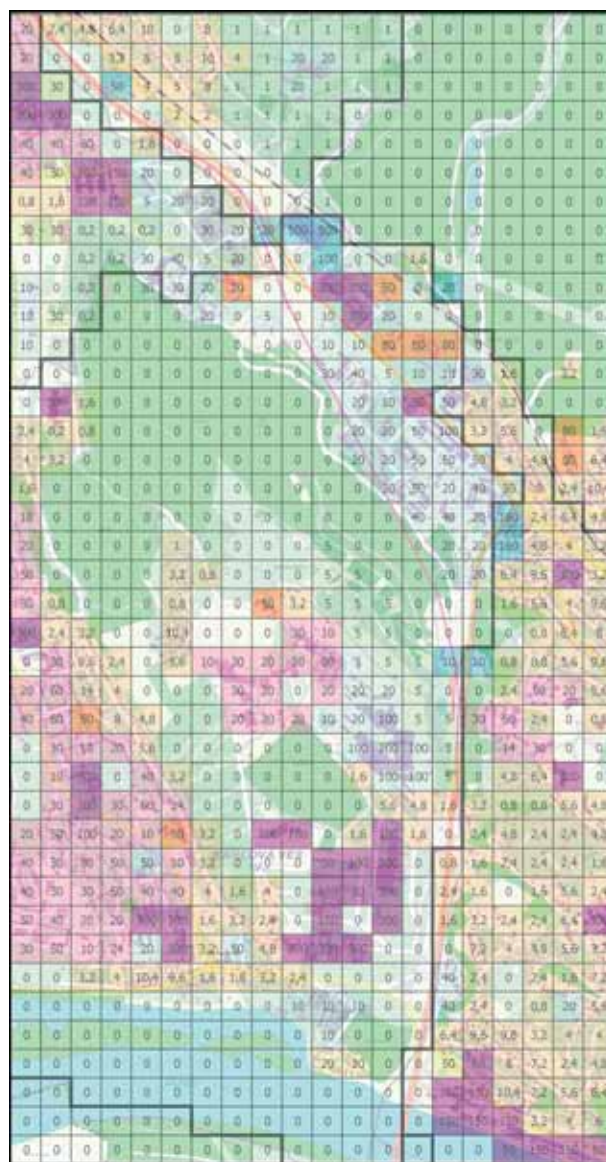
Očekávané hodnoty rizika (OR) jsou uvedeny v tabulce 2. Porovnáním celkových očekávaných hodnot rizika obou tras zjistíme, že riziko na trase dálnice D2 s tunelem Sitina je přibližně 4x nižší než na alternativní trase Lamačská cesta – Mlýnská dolina.

Na základě těchto porovnání a výsledků výpočtů rizik pro tunel Sitina (a jejich citlivostní analýze), rizik pro trasu D2 a pro objízdnu trasu a po zvážení nastavení vstupních parametrů (byly nastaveny na spíše nepříznivější podmínky, takže výsledné riziko můžeme očekávat o něco nižší) bylo investorovi doporučeno zařadit tunel Sitina do kategorie A (povolit přepravu všech nebezpečných nákladů tunelem), ovšem jen pokud bude do systému odvodnění vozovky zabudována záchytná jímka kontaminovaných vod o objemu minimálně jednoho cisternového návěsu (cca 60 m³). Pokud nádrž nebude vybudována, měl by být tunel zařazen do kategorie E (zákaz přepravy všech nebezpečných nákladů tunelem).

ZÁVĚR

Článek popisuje postupy a výsledky vyhodnocování rizik přepravy nebezpečných nákladů silničním tunelem Sitina. Výsledky byly vypočítány pro tunel Sitina, který ovšem v době analýzy ještě nebyl v provozu, takže některé ze vstupních parametrů (především data týkající se dopravy) musely být stanoveny odhadem nebo převzaty z výhledových studií. Údaje o intenzitách provozu vozidel přepravujících nebezpečný náklad na komunikační síti se v České republice ani na Slovensku nesledují, proto byla pro analýzu použita zahraniční data. V zájmu každého správce silničního tunelu, ve kterém je přeprava alespoň některých druhů nebezpečných nákladů povolena, by mělo být sledování a vyhodnocování údajů o vozidlech přepravujících nebezpečný náklad tunelem, a to nejen pro účely analýzy rizik, ale i pro lepší součinnost operátorů s jednotkami záchranných systémů v případě havárie nebo nehody. Na závěr lze jen podotknout, že důležitější než hodnocení možných následků nehod v tunelu je prevence dopravních nehod použitím vhodné informační kampaně zaměřené na uživatele pozemních komunikací.

ING. LUKÁŠ RÁKOSNÍK, lukas.rakosnik@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.



CONCLUSION

The article describes the procedures and results of the assessment of risks associated with the transport of dangerous goods through the road tunnel Sitina. The results were calculated for the Sitina tunnel, which, however, was not operating at the time of the work on the analysis; therefore, some of the input parameters (above all the traffic data) had to be determined by means of estimation or were borrowed from forward-looking studies. Foreign data was used for the analysis because the data on the traffic flow of vehicles carrying dangerous goods within the road network in the Czech Republic or Slovakia has not been monitored. The monitoring and assessment of the data on vehicles carrying dangerous goods through a tunnel should be in the interest of the operator of any road tunnel through which the transport of at least some type of dangerous goods is permitted; this is not only for the purpose of risk analyses but also for improving the cooperation between the operators and rescue units in the case of an emergency or accident. To conclude, it is possible only to remark that prevention of accidents by means of an appropriate information campaign focused on road users is more important than the assessment of potential consequences of accidents in a tunnel.

ING. LUKÁŠ RÁKOSNÍK, lukas.rakosnik@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on minimum safety requirements for tunnels in the trans - European road network. Official Journal of the European Union L 201/56 of 7 June 2004.
- [2] Nariadenie Vlády Slovenskej republiky z 24. mája 2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti. Zbierka zákonov č. 344/2006, Čiastka 121.
- [3] CETU: Guide to Road Tunnel Safety Documentation, Booklet 3 – Risks analyses relating to dangerous goods transport. December 2005
- [4] Holický, M.: Kritéria rizik silničních tunelů. Silniční obzor 11/2006, str. 323-326.

ZKUŠENOSTI PUDIS, A. S., S PRESIOMETRICKÝMI ZKOUŠKAMI PRO TUNELY

THE EXPERIENCE OF PUDIS a. s. IN PRESSUREMETER TESTING FOR TUNNELS

JIŘÍ HUDEK

ÚVOD

Presiometrické zkoušky jsou jednou z terénních metod geotechnického průzkumu pro stanovení přetvárných a pevnostních charakteristik hornin. Provádějí se zatěžováním stěn maloprofilových vrtů (nejčastěji na nepažených úsecích), a to až do hloubky cca 100 m. Použitelné jsou prakticky ve všech druzích zemin a ve skalních horninách tříd R 6 až R 3, tj. s extrémně nízkou až střední pevností, u hornin s vysokou a velmi vysokou pevností R 2 a R 1 už zpravidla musí být nahrazeny dilatometrickými zkouškami (s výjimkou zón tektonicky porušených). Aplikují se při průzkumech pro všechny typy náročných staveb a zejména jsou vhodné pro stavby podzemní. Pro tunely ověřují vlastnosti zemin a hornin především v jeho nadloží a bocích.

Princip presiometrického přístroje patentoval francouzský inženýr Louis Ménard v roce 1955 (tehdy ještě student pařížské École Nationale des Ponts et Chaussées) a v následujících letech široce rozvíjel jeho výrobu (řada typů) a používání až do své předčasné smrti v roce 1978. Metoda se rychle rozšířila po celém světě, stala se jednou z nejčastěji používaných speciálních geotechnických zkoušek. Příslušné aparatury nyní vyrábí několik firem (mimo 2 francouzské, které navazují na původní Ménardovu, například anglická a japonská). PUDIS, a. s., disponuje touto metodou terénního testování horninového prostředí již od roku 1979 (pomineme-li měření československým prototypem pro metro v letech 1968 – 1969), kdy svým prvním přístrojem například zjišťoval geotechnické charakteristiky pro projekt Strahovského tunelu (v současné době vlastní 4 aparatury typu Ménard).

METODIKA PRESIOMETRICKÝCH ZKOUŠEK

Presiometrickou zkouškou se zjišťuje závislost deformace stěn vrtu na působícím radiálním tlaku. Tento se stupňovitě zvyšuje až po kapacitu přístroje nebo k dosažení mezního tlaku, při kterém nastane porušení horninového prostředí (vytvří se smyková plocha nad a pod presiometrickou sondou).

Schéma presiometru typu Ménard zachycuje obr. 1. Presiometrická válcová sonda se skládá ze 3 buněk: střední měřicí a dvou krajních ochranných. Do měřicí buňky se přivádí kapalina, zpravidla voda, jejíž objemové změny se sledují volumetrem, ochranné buňky se plní plynem (nejlépe dusíkem). Ochranné buňky zabezpečují rovnoměrné přetvoření stěny vrtu po celé délce měřicí buňky – zajišťují splnění okrajových podmínek zkoušky. Na povrchu terénu zůstává druhá část presiometrické aparatury – ovládací a odečítací jednotka (tlaky se sledují prostřednictvím příslušných manometrů, objemové změny volumetrem). Tyto dvě části jsou propojeny hadicemi pro vedení zatěžovacího plynu a kapaliny. Některé novější přístroje jsou již vybaveny počítačem a tiskárnou, takže jsou ihned k dispozici výsledky zkoušky s přetvárnými diagramy.

Pro přístroje typu Ménard se vyrábí presiometrické sondy průměru 74, 58 a 44 mm. Pro zkoušky se připravují jádrové vrty průměru 76 mm (NX), 60 mm (BX) a 46 mm (AX). Zatěžovací kapacita přístrojů typu GA (resp. rozsah radiálního tlaku vyvozaného na horninové prostředí) je 8 MPa.

Zatěžovací postup a vyhodnocení presiometrických zkoušek byl nejprve normalizován ve Francii, kde příslušné návrhy (viz lit. 1 – 3) zpracoval osobně Louis Ménard. Po světovém rozšíření byla zkouška standardizována například v USA (lit. 5). Relativně velmi brzo byly příslušné směrnice a normy (lit. 4 a 6) zpracovány i v Československu (což byla zásluha především bratislavských specialistů – zejména Prof. O. Ťavody, DrSc. a Prof. Ing. M. Matyse, Ph.D.). Rovněž současné návrhy evropských norem se také zabývají presiometrickou problematikou (lit. 7 a 8).

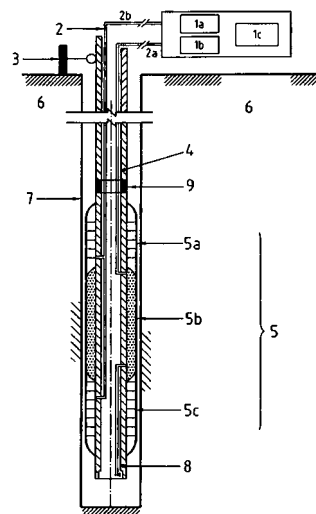
INTRODUCTION

A pressuremeter test is one of field methods of geotechnical survey for the determination of deformation behaviour and strength properties of ground. The tests are carried out by means of applying loads on the walls of small-profile boreholes (most often within uncased sections), up to a depth of about 100m. They are applicable in virtually any type of soil and in rocks classified as class R 6 through R 3, i.e. those with extremely low to medium strength; they usually must be replaced by dilatometer tests in the cases of the R 2 to R 1 class hard and very hard strength rocks (with the exception of those found in tectonically disturbed zones). They are applied in the course of surveys for all types of difficult constructions and they are especially suitable for underground construction projects. In the case of tunnels, they are used for the verification of properties of the soil and rock in the overburden and along their sides.

The pressuremeter principle was patented by Louis Ménard, a French engineer, in 1955 (at that time being still a student at the École Nationale des Ponts et Chaussées in Paris). In the following years he continued to extensively develop the production (many types of the apparatus) and the use, till his premature death in 1978. The method rapidly spread all over the world and has become one of the most frequently used specialist geotechnical tests. The respective types of the apparatus are manufactured by several companies (apart from 2 French firms, which are successors of the original Ménard's firm, there are others, for instance, English and Japan). PUDIS a.s. has had this field testing method in its portfolio since 1979 (if we neglect the measurements carried out by a Czechoslovak prototype for the Prague metro in 1968 – 1969); at that time the company used its first apparatus for the determination of geotechnical properties for the Strahov tunnel construction (today it owns 4 pieces of the Ménard-type apparatus).

PRESIOMETRICKÝ TESTOVACÍ METODIKA

Pressuremeter tests are used to determine the relationship between the deformation of borehole walls and the radial pressure acting on them.



Obr. 1 Schéma Ménardova presiometru: 1 – ovládací jednotka, 1a – regulační ventil diferenciálního a měřicího tlaku, 1b – měřiče tlaku a objemu, 1c – jednotka snímání, ukládání a tisku dat, 2a – hadice přívodu vody do sondy, 2b – hadice přívodu plynu do sondy, 3 – hloubkoměr, 4 – tyče, 5 – presiometrická sonda, 5a – horní ochranná buňka, 5b – střední měřicí buňka, 5c – dolní ochranná buňka, 6 – zemina, 7 – presiometrický vrt, 8 – duté tělo sondy, 9 – připojovací průřeba sondy

Fig. 1 Diagram of a Ménard pressuremeter 1 - control unit, 1a - pressurization, differential pressurization and injection devices, 1b - pressure and volume measuring devices, 1c - acquisition, storage and printing out of the data, 2a - line for liquid injection, 2b - line for gas injection, 3 - depth measurement system, 4 - rods, 5 - pressuremeter probe, 5a - upper guard cell, 5b - central measuring cell, 5c - lower guard cell, 6 - ground, 7 - pressuremeter borehole, 8 - probe body, hollow, 9 - probe rod coupling

Dle standardního normového postupu se při zkouškách odečítají objemové deformace po 15, 30 a 60 sekundách. Při vyhodnocení je nutné respektovat korekce tlakových a objemových ztrát dle příslušných kalibračních křivek. Zde je zejména důležité normové kritérium (lit. 8) omezující rozsah objemových korekcí (parazitní deformace – například membrán a povlaků presiometrické sondy a propojovací hadice) hodnotou 25 %. Z této totiž vyplývá hranice, do jaké tuhosti horninového prostředí (vyjádřené presiometrickým modulem přetvárnosti) lze ještě použít konkrétní aparaturu. Tato hodnota se většinou pohybuje (především v závislosti na typu povlaku presiometrické sondy) v intervalu E_{oM} 2000 až 5000 MPa. Při vyhodnocení je dále respektován účinek hydrostatického tlaku (resp. vrtného výplachu).

Z přetvárných diagramů (příklad na obr. 2) se stanovují ze závislosti objemové deformace na vyvozeném radiálním tlakovém napětí (resp. především z funkce tečení mezi 30 a 60 sekundami) následující hraniční body mezi třemi fázemi (pružnou, pseudoelastickou a plastickou):

- p_o začátek pseudoelastické fáze, tj. radiální napětí, při kterém dochází k opětovnému uzavírání pórů či dělicích ploch rozevřených po uvolnění v důsledku odvtřátí. Toto napětí se někdy (nesprávně) označuje jako „tlak v klidu“;
- p_f hranice mezi pseudoelastickou a plastickou fází přetvoření (resp. konec lineárního stadia přetvárného diagramu) označovaná jako mez tečení či dotvarovací napětí;
- p_{LM} mezní radiální tlak, při kterém se porušuje materiál na stěnách vrtu (vytváření kluzných ploch v důsledku překročení smykové pevnosti). Je zpravidla extrapolovaný (při jeho vlastním dosažení by se v důsledku vývoje smykových ploch vrt zavalil), konstruovaný například jako asymptota (ve směru osy úseček) k přetvárnému diagramu.

Nejdůležitějším výsledkem zkoušky je Ménardův presiometrický modul přetvárnosti E_{oM} , který je stanoven vždy z lineární pseudoelastické fáze přetvárného diagramu (a je tedy maximální hodnotou modulu přetvárnosti v závislosti na napjatostních oborech). Tento je zpravidla počítán ze vztahu:

$$E_{oM} = 2(1 + \nu)(v_o + v_m) \cdot \Delta p / \Delta v$$

- kde značí: v_o základní objem středního článku sondy (nulové čtení)
 v_m objem vody natlačené do měřicí buňky středním tlakem p_m
 $\Delta p / \Delta v$ směrnice přetvárného diagramu v lineární pseudoelastické fázi
 ν Poissonovo číslo

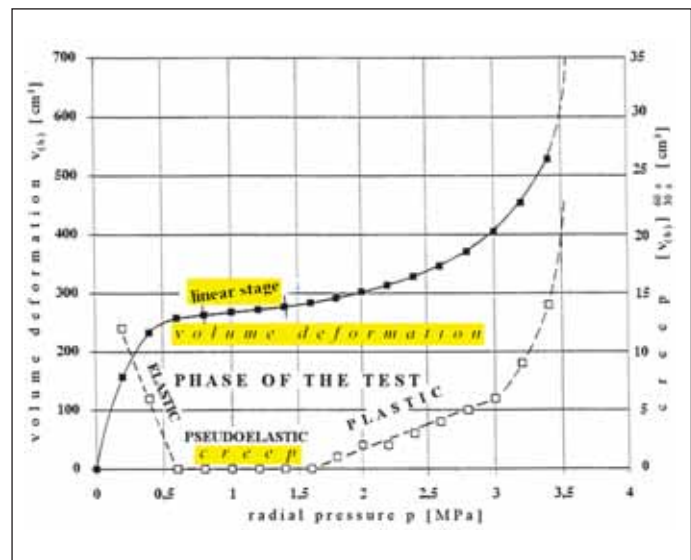
Výše popsaný postup platí pro tzv. standardní Ménardovu zkoušku. V případech nutnosti zjistit nejen modul přetvárnosti, ale i modul pružnosti se v lineární pseudoelastické fázi zařazuje smyčka s postupným odlehčením a opětovným zatěžováním (tzv. modifikovaná Ménardova zkouška) a ze stejného vztahu se analogicky (ale na podkladě pružných přetvoření) stanoví Ménardův presiometrický modul pružnosti E_M .

Presiometrické zkoušky se umísťují do zájmových intervalů horninového prostředí, obecně L. Ménard doporučoval jejich provádění v metrových vzdálenostech. Jejich výsledky se často zobrazují v hloubkovém diagramu.

PRESIOMETRICKÉ ZKOUŠKY PUDIS, A. S., PRO GEOTECHNICKÉ PRŮZKUMY

Zkušební PUDIS, a. s., s presiometrickými zkouškami pro geotechnické průzkumy sahají až do konce 60. let minulého století (prototyp československé výroby zapůjčený VUT Brno pro měření na I. provozním úseku trasy C pražského metra), pravidelně používání po získání presiometru typu Ménard GB od roku 1979. V letošním roce byl překročen počet 10 000 presiometrických zkoušek realizovaných tímto pracovištěm. Část jich byla pro náročné pozemní a mostní stavby s plošnými či pilotovými základy, pro které již i návrhy evropských norem (EUROCODE 7 – lit. 8) obsahují algoritmy pro únosnost a sedání se vstupními geotechnickými charakteristikami přímo stanovovanými z výsledků presiometrických zkoušek.

Z geotechnických průzkumů pro tunelové stavby realizoval PUDIS, a. s., jednu ze svých prvních sérií presiometrických měření (brzy po získání presiometru typu Ménard GB v roce 1979) na trase Strahovského tunelu, který je součástí Městského okruhu v Praze (zde paralelně prováděl i dilatometrické zkoušky). Velké množství (několik set) presiometrických zkoušek proběhlo pro dosud nejnáročnější tunel v České republice – Mrázovka – budovaný rovněž na



Obr. 2 Příklad charakteristického přetvárného diagramu presiometrické zkoušky
 Fig. 2 An example of the characteristic stress-strain curve obtained by a pressuremeter test

The pressure is stepwise increased until the capacity of the apparatus is exhausted or the limit state is reached under which the ground environment fails (a shear plane develops above and below the pressuremeter probe).

A diagram of the Ménard-type pressuremeter is shown in Fig. 1. The pressuremeter cylindrical probe consists of 3 cells: a measuring cell in the middle and two guard cells on its ends. A liquid, usually water, is supplied to the measuring cell; the volumetric changes of the liquid are monitored using a volumeter. The guard cells are filled with a gas (preferably nitrogen). The guard cells ensure uniform deformation of the borehole wall throughout the length of the measuring cell, thus they ensure that the boundary conditions are met. The second part of the pressuremeter apparatus, i.e. the control and read-out part (the pressures and volumetric changes are monitored through pressure gauges and a volumeter), remains on the terrain surface. The two parts are interconnected by the loading gas and the liquid feeding hoses. Some newer types of the apparatus are equipped with a computer and printer. They provide immediate test results and stress-strain curves.

The diameter of pressuremeter probes which are manufactured for Ménard-type apparatus is 74, 58 and 44mm. The diameter of the boreholes which are prepared for the testing is 76 mm (NX), 60 mm (BX) and 46 mm (AX). The loading capacity of GA-type apparatus (or the range of the radial pressure applied to the rock mass) is 8 MPa.

The loading procedure and evaluation of the pressuremeter tests were first standardised in France, where the respective specifications (see Ref. 1 – 3) were developed personally by Louis Ménard. Once the test had spread all over the world, it was standardised, for instance, in the USA (see Ref. 5). Relatively very soon, the relevant directives and standards (Ref. 4 and 6) were prepared even in Czechoslovakia (primarily owing to specialists in Bratislava, mainly Prof. O. Ťavody, DrSc, and Prof. Ing. M. Matyse, PhD.). The current drafts of European standards also deal with the pressuremeter issues (Ref. 7 and 8).

According to the standard procedure, the volumetric strain is read every 15, 30 and 60 seconds during the tests. The pressure losses and volumetric losses determined according to the respective calibration curves must be respected when the evaluation is being carried out. The standard criterion (Ref. 8) which sets a limit to the extent of the volumetric corrections (parasite strain, e.g. that of membranes and coatings on the pressuremeter probe and the interconnecting hose) at a value of 25% is particularly important here. This is because this value is a basis from which a limit for the stiffness of the rock mass is derived (expressed by means of the pressuremeter modulus of deformation) to which a particular type of the apparatus is applicable. This value varies (above all depending on the type of the coating of the pressuremeter probe) mostly within the interval E_{oM} 2000 to 5000 MPa. The effect of the hydrostatic



Obr. 3 Presiometrické zkoušky z průzkumné štoly Mrázovka (přístroj Ménéard – typ GA)

Fig. 3 Pressuremeter tests carried out from within the Mrázovka exploratory gallery (the GA type of Ménéard pressuremeter)

Městském okruhu v Praze (velké rozměry třípruhového tunelu a rozpletu s malým nadložím tvořeným velmi málo pevnými a zvětráním a tektonikou porušenými horninami a současně s podchodem pod starou až pětipodlažní zástavbou). Zkoušky zde byly prováděny jak v etapě podrobného průzkumu ve vertikálních vrtech z povrchu terénu, tak i při etapě doplňující z průzkumné štoly. Podmínky těchto zkoušek v podzemí ilustruje fotografie na obr. 3. Jako příklad výsledků jsou na obr. 4 uvedeny hodnoty presiometrických modulů přetvárnosti zjištěné ve vějíři (skladajícího se z 5 různě orientovaných vrtů) ve staničení 14,512 km východního tunelu pod ulicí na Doubkové. Příslušné vrty a presiometrické zkoušky byly v tomto případě realizovány v rámci doplňujícího geotechnického průzkumu z předstihově vyražené kaloty pravého bočního tunelu. Horninové prostředí tvořily zdravé jílovité břidlice libeňského souvrství (ordovik). V nadloží tunelu byl zjištěn průměrný presiometrický modul přetvárnosti E_{oM} v hodnotě cca 170 MPa, v bocích 620 a v podloží 1000 MPa. Při interpretaci do statických výpočtů je tyto moduly nutné redukovat s ohledem na vystižení objemového a časového měřítka zkoušek. Tato redukce zde činila přibližně 50 %.

Z dalších geotechnických průzkumů pro tunelované části na Městském okruhu v Praze je důležitý především úsek Špejchar – Pelc-Tyrolka (včetně podchodu Vltavy a Stromovky), kde bylo celkem několik set presiometrických zkoušek (především měření z průzkumné štoly).

Při geotechnických průzkumech pro tunely na silničním okruhu kolem Prahy byly presiometrické zkoušky jak ve vrtech z povrchu terénu, tak i z průzkumné štoly pro stavby 514 (tunel Lochkov) a 513 (tunel Komořany).

V rámci mimopražských geotechnických průzkumů realizovala firma PUDIS, a. s., presiometrické zkoušky například pro silniční tunel Hřebeč a dále především na dálnici D8 tunely Radejčín a Prackovice (opět z povrchu terénu i z průzkumné štoly).

Významná jsou i presiometrická měření PUDIS, a. s., pro železniční tunely (nové trasy i rekonstrukce). V roce 1988 to bylo pro rozplet III. Vinohradského železničního tunelu, zde se dokonce jednalo již o presiometrickou část kontroly úspěšnosti zpevňovací injektáže v tunelovém nadloží pod Anglickou ulicí. Na optimalizaci železniční tratě Zábřeh – Krasíkov to bylo pro tunely Malá Huba, Hněvkov I a Hněvkov II a tratě Krasíkov – Česká Třebová pak tunely Třebovický a Krasíkov. Na železničním koridoru byly presiometrické zkoušky pro dva tunely u Nelahozevsi. Z nových tras byly série zkoušek pro tunel Březno (zde byla aplikována i dilatometrická měření) a v Praze na stavbě Nového spojení pro tunely Vítkov.

Pro pražské metro se presiometrickými zkouškami podílel PUDIS, a. s., pouze měření pro IV. provozní úsek trasy C Nádraží Holešovice – Ládví, a to dvěma sériemi zkoušek pro traťový tunel poblíž stanice Kobylišy.

pressure (or the pressure of the drilling fluid) is another factor which is respected during the assessment.

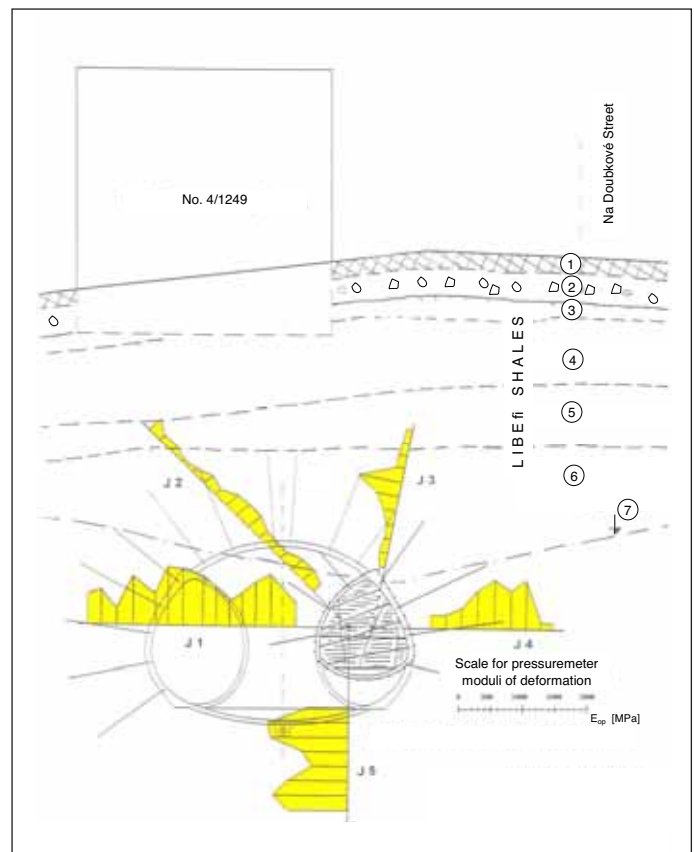
The stress-strain curves (see, for example, Fig. 2) are used for the determination of the dependence of volumetric strain on the induced radial compression stress (or, above all, the dependence on the function of creep in the time interval between 30 and 60 seconds), which allows the determination of the following boundary points between three phases (elastic, pseudoplastic and plastic):

- p_0 is the beginning of the pseudoplastic phase, i.e. the radial stress under which the pores or joints which opened after the relaxation caused by the drilling again close. This stress is in some cases called (incorrectly) "a pressure at rest".
- p_1 is the border between the pseudoplastic and plastic phases of deformation (or the end of the linear stage of the stress-strain curve), which is referred to as the creep limit or creep stress.
- p_{LM} is the limit radial pressure under which the material of the borehole walls fails (slipping planes develop as a result of the shear strength being exceeded). It is usually extrapolated (the borehole walls would collapse if the limit were reached); it is constructed, for example, as an asymptotic line to the stress-strain curve (in the direction of the coordinate axis y).

The most important result of the test is Ménéard's modulus of deformation E_{oM} , which is always determined from the linear pseudoplastic phase of the stress-strain curve (therefore, it is the maximum value of moduli of deformation relative to the stress ranges). It is usually calculated from the relationship:

$$E_{oM} = 2(1 + \nu)(v_0 + v_m) \cdot \Delta p / \Delta v$$

where: v_0 is the basic volume of the central part of the probe (a zero reading)



Obr. 4 Tunel Mrázovka – presiometrický vějíř pod ulicí Na Doubkové s výsledky modulů přetvárnosti E_{op} v 5 ověřovacích vrtech v libeňských břidlicích 1 – navážky, 2 – deluviální sedimenty, libeňské břidlice: 3 – rozložené, 4 – zvětralé, 5 – navětralé, 6 – zdravé, 7 – hladina podzemní vody (po snížení ražbou štoly)

Fig. 4 Mrázovka tunnel – a fan of pressuremeter boreholes under Na Doubkové Street; with the results of measurements of moduli of deformation E_{op} in five verification boreholes through the Libeň Shale 1 – man-made ground, 2 – diluvial sediments, Libeň Shale: 3 – decomposed, 4 – weathered, 5 – slightly weathered, 6 – fresh, 7 – water table (drawn down by the gallery excavation)

V náročných úsecích se používá presiometrie i u tunelů menších profilů. Příkladem v tomto směru je kolektor Hlávčům most při podchodu pod řečištěm Vltavy, vrtné i měřicí práce zde byly prováděny z pontonu na řece (viz. foto č. 7), dále kolektor Centrum (smíčovská část) nebo například ražený kolektor Český Krumlov – Latrán (r. 1989).

Z výše uvedeného přehledu je zřejmé, že v souvislosti s rozvojem tunelového stavitelství v České republice v posledních asi dvaceti letech se při geotechnických průzkumech široce uplatňují jako moderní metoda presiometrické zkoušky a jejich dodavatelem je zde nejčastěji PUDIS, a. s. Je to i v případech, kdy zpracovatelem celého geotechnického průzkumu pro příslušnou stavbu je jiná průzkumná organizace a PUDIS, a. s., zde dodává pouze presiometrické zkoušky a jejich zhodnocení (nebo například ještě i laboratorní zkoušky mechaniky hornin).

Dlouhodobé zkušenosti PUDIS, a. s., s presiometrickými zkouškami byly zúročeny i při geotechnických průzkumech pro tunelové a podzemní stavby v zahraničí. U našich nejbližších sousedů ve Slovenské republice to bylo v roce 1994 při průzkumu pro podzemní sklad jaderného paliva v jaderné elektrárně Mochovce a v roce 2005 pro dálniční tunely na D1 v úseku Hubová – Ivachnová. Již dříve (v letech 1985 – 1987) to bylo v Alžírské arabské republice, kde se sice jednalo o řadu průzkumů pro přehradu (asi 10 – převážně na řekách v podhůří Atlasu), ale jako doplňující konstrukce zde byly i podzemní stavby (například obtokové tunely). Z dálničních tunelů to byla presiometrická (a dilatometrická) měření v letech 1991 – 1992 v Rakousku v oblasti Semmeringu (zde to byly zkoušky až do hloubky 100 m).

PRESIOMETRIE PŘI GEOTECHNICKÉM MONITORINGU – KONTROLA INJEKČNÍHO ZPEVNĚNÍ

Presiometrické zkoušky lze aplikovat kromě geotechnických průzkumů také pro různé kontroly při realizaci staveb. Příkladem v tomto směru bylo ověření injekčního zpevnění hornin v nadloží automobilového tunelu Mrázovka v Praze (Česká republika). Tento třípruhový tunel (schéma na obr. 5) byl velmi náročnou podzemní stavbou se šířkou výrubu 16,6 m, výškou 12,5 m a průřezovou plochou 165 m² (v rozpletu až 335 m²). V části trasy je tunel veden velmi mělko pod povrchem terénu, například v oblasti přilehlé k ulici Ostrovského mocnost tunelového nadloží klesá až na 16 m. Z tohoto na navětralou a zdravou skalní horninu (ordovické libeňské souvrství – měkká jílovitá břidlice s nízkou pevností R 4 – zde průměrná pevnost úlomků 12 MPa a masiv s vysokým stupněm tektonického porušení) připadá pouze 5 m. Tunel zde prochází pod 100 let starou zástavbou (až pětipodlažní, jejíž základy jsou pouze 12,5 m nad jeho vrcholem. Bezpečně ražený Novou rakouskou tunelovací metodou vyžadovalo mimo vertikální členění výrubu ještě doplňující soubor sanačních opatření. Jedním z nich byla zpevňovací injektáž. Jejich úkolem bylo vyplnit rozdělovací plochy injekční směsí a dosáhnout:

- snížení pravděpodobnosti provozních havárií (typu nadměrných výlomů nebo ztráty stability čela výrubu) z důvodů výskytu mimořádně nekvalitních skalních hornin;
- snížení extrémů průběhu poklesové kotliny;
- omezení sedání nadloží tunelu s ovlivněním povrchové zástavby;
- zamezení náhlým přítokům podzemní vody do tunelového díla.

Injektáž byla prováděna z dřívě vyražené průzkumné štoly. Byla používána injekční směs cementová, stabilizovaná bentonitem. Systém uspořádání injekčních vrtů (až 21 kusů v jednom vějíři) v příčném řezu zachycuje obr. 5. Vzájemná vzdálenost injekčních vějířů byla 3,5 m a mocnost obálky proinjektované horniny od 3 m do 5 m. Injekční tlaky byly voleny do 6 MPa (trhací do 17 MPa).

Presiometrické zkoušky kontrolující úspěšnost injektáže byly součástí geotechnického monitoringu výstavby tunelu. Jejich úkolem bylo poskytnout podklady pro posouzení účinnosti zpevňujících (sanačních) injektáží, a to jak po stránce zvýšení tuhosti, tak i pevnosti horninového prostředí.

Kontrolní presiometrické zkoušky byly situovány do jádrových vrtů průměru 60 mm, které byly umístěny do vějířů uprostřed mezi injekčními vějíři (obr. 5). Pro srovnávací měření zachycující stav před injektáží sloužily dovrchní vrty situované v ose průzkumné štoly. Posouzení bylo založeno na statistickém zpracování výsledků z obou etap. Ke zkouškám byl použit presiometr francouzské firmy

v_m is the volume of water pumped to the measuring cell using the medium pressure p_m

$\Delta p/\Delta v$ is the slope of the stress-strain curve in the pseudoplastic phase

ν Poisson's ratio

The above described procedure is applicable to the so-called standard Ménard's test. In the cases where it is necessary to determine not only the modulus of deformation but also the modulus of elasticity, a loop is added in the linear pseudoplastic phase, with gradual decompression and repeated loading (the so-called modified Médard's test), and the Médard's pressuremeter modulus of elasticity E_M is derived from the same relationship analogically (but on the basis of elastic deformation).

Pressuremeter tests are located at specific intervals of interest in the ground environment; in general, L. Ménard recommended that they be carried out at 1m intervals. Their results are often displayed in the form of a vertical diagram.

PRESSUREMETER TESTS CONDUCTED BY PUDIS A.S. FOR THE PURPOSE OF GEOTECHNICAL SURVEYS

PUDIS a.s. experience in pressuremeter tests for geotechnical surveys goes back to the end of the 1960s (a Czechoslovakia-made prototype, which was borrowed from the Technical University in Brno for the purpose of measurements on the 1st operating section of Prague metro Line C); the regular use started in 1979 after the purchase of a Ménard GB pressuremeter. This year, the number of pressuremeter tests carried out by this workplace has exceeded 10,000. Part of the tests was conducted for complex buildings and bridges founded on spread footings or piles, i.e. the structures for which the algorithms for the loading capacity and settlement have been contained even in the drafts of European standards (EURO-CODE 7 – ref. 8) – the input geotechnical characteristics were determined directly from the pressuremeter test results.

One of the first series of pressuremeter measurements, which were carried out for tunnelling projects by PUDIS a.s. within the framework of geotechnical surveys (soon after the Ménard GB-type pressuremeter had been obtained) were the measurements along the route of the Strahov tunnel, which is part of the City Circle Road in Prague (dilatometer tests were carried out there in parallel).

A large number (several hundreds) of pressuremeter tests were conducted for the till now the most difficult tunnelling project in the Czech republic, the Mrázovka tunnel, which was also built on the City Circle Road in Prague (large dimensions of the three-lane tunnel and a trouser leg section, which was built under a shallow cover consisting of very weak rock disturbed due to weathering and faulting, passing under old, up to five-storey buildings). The tests were carried out in the phase of both the detailed survey (in vertical holes bored from the surface) and an additional survey (from within an exploration gallery). The conditions under which the underground tests were carried out are illustrated in Fig. 3. An example of the results is presented in Fig. 4 showing the values of the pressuremeter moduli of elasticity determined in the eastern tunnel tube, in a fan consisting of 5 boreholes drilled at chainage km 14.512, under Na Doubkové Street. In this particular case, the respective boreholes and pressuremeter tests were carried out within the framework of an additional geotechnical survey, from within the top heading excavated in advance as a part of the right side-wall drift. The rock environment consisted of sound Libeň strata of clayey shale (the Ordovician period). The average pressuremeter modulus of deformation E_{oM} values of about 170MPa, 620MPa and 1000MPa were determined in the overburden, on the sides and in the sub-grade respectively. When these moduli are being incorporated into structural calculations, they must be reduced with respect to the need to allow for the volume and time scale of the tests. This reduction made up roughly 50% in this particular case.

Another significant geotechnical survey of those carried out for tunnels on the City Circle Road in Prague is, above all, the survey along the route section between Špejchar and Pelc Tyrolka (inclusive of the passage under the Vltava River and Stromovka Park), where several hundreds of pressuremeter tests were carried out (mostly measurements from within an exploration gallery).

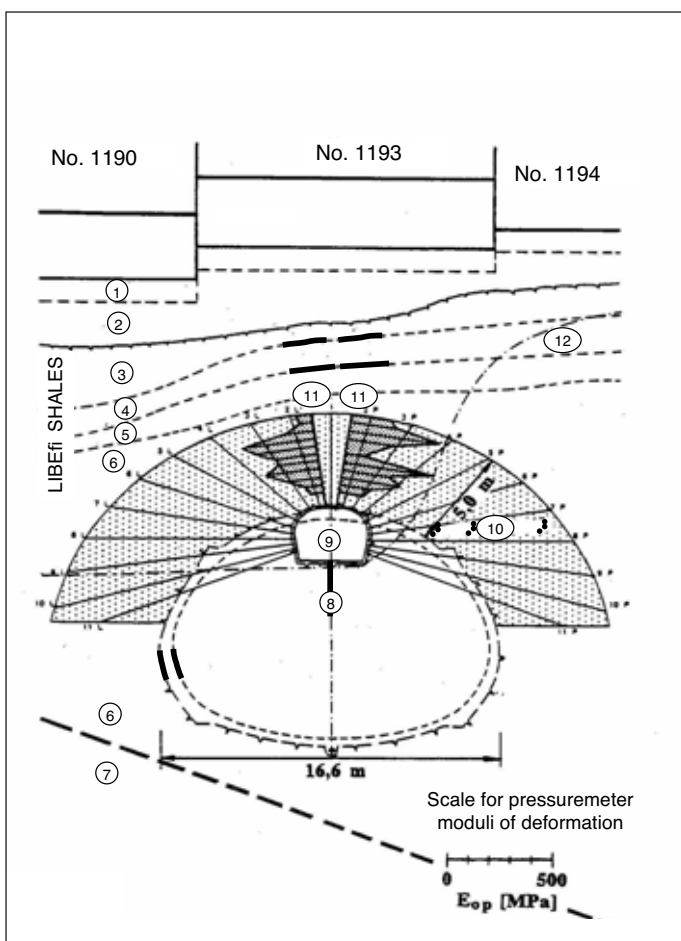
Ménard typ GA, určený pro skalní horniny (rozsah radiálního tlakového napětí 8 MPa) s namontovanou sondou BX (průměr 58 mm).

Na podkladě výsledků dvou injekčních pokusů (provedených v obdobném prostředí v rámci doplňujícího inženýrsko-geologického průzkumu a zahrnující presiometrické zkoušky před a po injektáži) byla stanovena následující kritéria pro horninové prostředí zpevněné injektáží vztahená k presiometrickým modulům přetvárnosti E_{op} :

- průměrná hodnota > 200 MPa
- rozsah hodnot menších než 100 MPa < 22 %
- rozsah hodnot menších než 70 MPa < 15 %
- rozsah hodnot menších než 50 MPa < 8 %
- rozsah hodnot menších než 30 MPa < 5 %

Příklad průběhu presiometrických modulů přetvárnosti E_{op} ve vybraném kontrolním profilu 008 (střed vrtu v km 4,851 – tj. pod domem Ostrovského č. 19/1193) zachycuje obr. 5. Před injektáží byla průměrná hodnota E_{op} = 131 MPa a po ní E_{op} = 212 MPa.

Posouzení efektu zpevňující injektáže v celém úseku přilehlém k ulici Ostrovského umožňuje statistické zpracování výsledků presiometrických modulů přetvárnosti E_{op} z kontrolních profilů 005 až 009 (umístění podél trasy – viz obr. 6). Především se zde zvýšila průměrná hodnota (z měření u 5 vějířů) presiometrického modulu přetvárnosti ze 101 MPa před injektáží na 216 MPa po ní.



Obr. 5 Tunel Mrázovka – průběh presiometrických modulů přetvárnosti po injektáži v kontrolním profilu 008 (střed vrtu v km 4,851) s vyznačeným systémem injektážních vrtů

1 – základy domů, 2 – deluviální sedimenty, libeňské břidlice: 3 – rozložené, 4 – zvětralé, 5 – navětralé, 6 – zdravé, 7 – řevnické křemence, 8 – západní tunelová trouba Mrázovka, 9 – průzkumná štola, 10 – zóna injektáže, 11 – kontrolní presiometrické vrtů

Fig. 5 Mrázovka tunnel - the curve for pressuremeter moduli of deformation at the check profile 008 (the boreholes centre being at km 4.851) after the grouting, with the system of grouting holes

1 - foundations, 2 - diluvial sediments, LIBEŇ SHALES: 3 - decomposed, 4 - weathered, 5 - slightly weathered, 6 - fresh, 7 - Řevnice Quartzites, 8 - Mrázovka tunnel - western tube, 9 - exploratory gallery, 10 - grouting zone, 11 - checking pressuremeter boreholes

The geotechnical surveys for the tunnels on the Prague City Ring Road comprised pressuremeter tests carried out in boreholes drilled both from the ground surface and from within the exploration gallery for construction lots 514 (the Lochkov tunnel) and 513 (the Komořany tunnel).

PUDIS a.s. carried out pressuremeter tests also in the framework of geotechnical surveys outside Prague, for example for the Hřebeč road tunnel or, above all, the Radejčín and Prackovice tunnels on the D8 motorway (again from the ground surface and from within an exploratory gallery).

The pressuremeter measurements carried out by PUDIS s. r. o. for railway tunnels (new lines and reconstructions), are also important. The work for the bifurcation chamber of the Vinohrady III railway tunnel in 1988 represented the pressuremeter part of the process of checking on the effectiveness of the stabilisation grouting into the tunnel overburden under Anglická Street. Regarding the work on the optimisation of railway lines, the tests were conducted for the Zábřeh – Krasíkov line (the Malá Huba, Hněvkov I and Hněvkov II tunnels) and the Krasíkov - Česká Třebová line (the Třebovice and Krasíkov tunnels). The pressuremeter tests were carried out on a railway corridor, namely for two tunnels near Nelahozeves. Of the new railway lines, series of tests were conducted on the Březno tunnel (dilatometer measurements were also applied to this tunnel construction) and on the Vítkov tunnels in Prague (the New Connection project).

The Prague metro required PUDIS a.s. to carry out pressuremeter tests only for the 4th operating section of Line C (between Nádraží Holešovice and Ládví stations); two series of the tests were performed there, namely for a running tunnel near Kobylisy station.

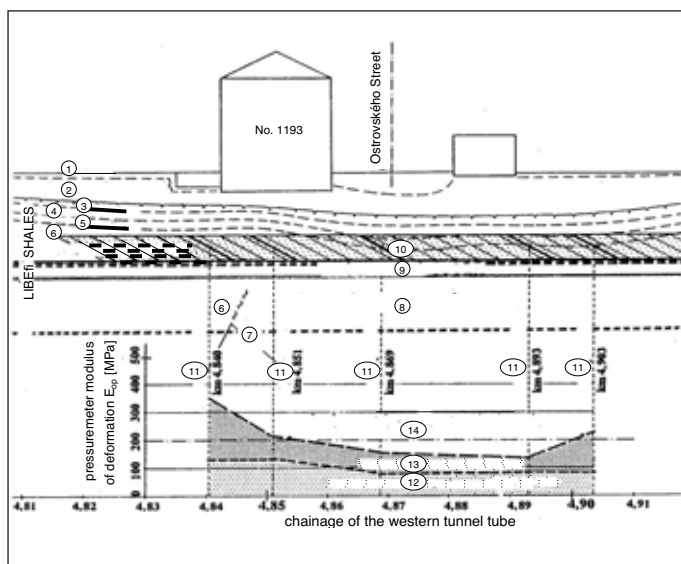
The pressuremeter testing is used even for smaller profile tunnels, in difficult sections. As examples, we can mention the section of the utility tunnel Hlávkův Bridge passing under the Vltava River bed (the drilling and measurement operations were carried out from a pontoon - see Fig. 7), the utility tunnel Centrum (the part in the Smíchov district) or the mined utility tunnel under Latrán Street in Český Krumlov.

It is obvious from the above overview that pressuremeter testing has broadly asserted itself as a modern method in the field of geotechnical survey roughly during the course of the recent twenty years, in the context of the development of tunnel engineering in the Czech Republic. The testing contractor has most frequently been PUDIS a.s. It is so even in the cases where the contractor for the overall geotechnical survey for the particular project is another survey organisation and PUDIS a.s. is a sub-contractor providing the pressuremeter tests and assessment of their results (or, for example, also rock mechanics laboratory testing).

PUDIS a.s. used its long experience in the pressuremeter testing also at geotechnical surveys for tunnelling projects and other underground constructions abroad. It worked for our closest neighbours in Slovakia when it carried out a survey for the underground storage for nuclear fuel at the nuclear power plant in Mochovce in 1994 and for tunnels on the motorway D1 section Hubová – Ivachnová in 2005. Even earlier, in 1985 – 1987, it operated in the Algerian Republic Arabic. The main objective of the surveys were dams (about 10 dams mostly on rivers in the foothills of the Atlas) but they also comprised underground structures (e.g. diversion tunnels). Regarding motorway tunnels, pressuremeter (and dilatometer) measurements were performed in the Semmering region, Austria, in 1991 – 1992 (the testing boreholes reaching a depth up to 100m).

PRESSUREMETER TESTING FOR MONITORING PURPOSES – CHECKING ON STRENGTHENING BY GROUTING

Apart from geotechnical surveys, pressuremeter tests are applicable to various checks during the construction phase. As an example, we can mention the verification of the strengthening of the rock mass in the overburden of the Mrázovka vehicular tunnel in Prague, the Czech Republic. The construction of this three-lane tunnel (see the chart in Fig. 5) with the excavated cross section width of 16.6m, height of 12.5m and cross sectional area of 165m² (up to 335m² in the trouser leg section) was very difficult. A part of the tunnel route leads very near to the surface; for example, the thickness of the cover in the area adjacent to Ostrovského Street decreases to about 16m. Only 5m of this thickness is made up of slightly weathered and fresh rock (the Ordovician Libeň strata – weak clayey shale with



Obr. 6 Průběh průměrných presiometrických modulů přetvárnosti před a po injektáži v úseku západní trouby tunelu Mrázovka přilehlé k ulici Ostrovského (s vyznačeným systémem injektážních vějířů)

1 - navážky, 2 - deluviální sedimenty, libeňské břidlice: 3 - rozložené, 4 - zvětralé, 5 - navětralé, 6 - zdravé, 7 - řevnické křemence, 8 - západní tunelová trouba Mrázovka, 9 - průzkumná štola, 10 - zóna injektáže 5 m, 11 - kontrolní profily s presiometrickými vějíři, 12 - před injektáží, 13 - zvýšení dosažené injektáží, 14 - požadované smluvní kritérium: Průměrný presiometrický modul přetvárnosti $E_{op} = 200$ MPa

Fig. 6 The curve for pressuremeter moduli of deformation prior to and after grouting within the Mrázovka west tunnel section adjacent to Ostrovského Street (with the system of fans of grouting boreholes)

1 - man-made ground, 2 - diluvial sediments, Libeň Shales: 3 - decomposed, 4 - weathered, 5 - slightly weathered, 6 - fresh, 7 - Řevnice Quartzites, 8 - Mrázovka tunnel - western tube, 9 - exploratory gallery, 10 - grouting zone, 11 - check profiles with pressuremeter fans, 12 - prior to grouting, 13 - increase achieved by grouting, 14 - the criterion required by the contract: average pressuremeter modulus of deformation $E_{op} = 200$ MPa

Toto zvětšení modulů (resp. zmenšení stlačitelnosti) reprezentuje 114 %. Také se snížily relativní charakteristiky rozptylu, tj. zvýšila se homogenita horninového masivu.

Z komplexního porovnání s výše uvedenými smluvními kritérii vyplývá, že před injektáží byl stav horší u všech profilů. Po injektáži bylo vyhovujícího stavu dosaženo v profilech 005, 008 a 009. Profily 006 a 007 sice ještě nevyhovovaly, ale stupeň zpevnění zde byl relativně také vysoký – před injektáží průměrný $E_{op} = 84$ a 80 MPa, po injektáži 135 a 156 MPa. Tyto profily se nenacházely přímo pod náročnou povrchovou zástavbou a bezpečnost ražby tunelu zde byla zajištěna souborem dalších opatření. Důležité dále bylo, že po injektáži se podstatně zmenšil výskyt nejnížších změřených hodnot, například průměrná četnost modulů přetvárnosti nižších než 100 MPa klesla z 65 % na 27 % a zastoupení modulů menších než 50 MPa se snížilo z 11 % na 3 %. Zpevňující injektáží se tedy podařilo výrazně zmenšit rozsah hornin s nejvyšší stlačitelností (resp. deformovatelností). Obdobně průměrná mez tečení p_f byla před injektáží 2,02 MPa a po ní 2,74 MPa, tj. smyková pevnost přibližně vzrostla o 39 %.

V nadloží tunelu Mrázovka v úseku přilehlém k ulici Ostrovského došlo po injektáži k výraznému zlepšení mechanických charakteristik horninového masivu. Z výše uvedeného je zřejmá vysoká úspěšnost zpevňující cementové injektáže, která podstatně zlepšila tuhost a pevnost horninového masivu a umožnila bezpečné ražení náročného podzemního díla pod zástavbou se 100 let starými bytovými domy. Kontrola prostřednictvím presiometrických zkoušek kvantifikovala efekt injektáže a společně s dalšími měřeními geotechnického monitoringu přispěla k bezpečné a technicky optimální realizaci náročného automobilového tunelu.

ZÁVĚR

Presiometrické zkoušky umožňují při geotechnických průzkumech pro tunely získat rychle spolehlivé informace o přetvárných

a low strength R 4 – in this particular case the average strength of fragments is 12 MPa and the rock mass is disturbed by faulting). In this area, the tunnel passes under 100-year old buildings (up to five storeys) having their foundations only 12.5m above its top. It was necessary for the reasons of the NATM excavation safety to apply a set of measures enhancing the positive effect of the decision to use a vertical excavation sequence (side drifts and a central pillar). Stabilisation grouting was one of the measures. Its objective was to fill discontinuities with grout, thus achieving:

- reduction in the probability of operating accidents (such as overbreaks or a loss of stability of the face) caused by an occurrence of exceptionally poor quality rock ;
- reduction in the extremes in the settlement trough curve;
- reduction in the settlement of the tunnel overburden affecting the existing buildings;
- prevention of abrupt ground water inflows to the tunnel.

The grouting was carried out from within an exploration gallery, which had been driven in advance. Cementitious grout stabilised with bentonite was injected. The cross-sectional arrangement of the grouting holes (up to 21 in one fan) is presented in Fig. 5. The fans were installed at 3.5m spacing; the thickness of the envelope improved by the grouting varied from 3.0 to 5.0m. The grouting pressures were designed not to exceed 6 MPa (split grouting pressures up to 17 MPa).

Pressuremeter tests checking the effectiveness of grouting were part of the geotechnical monitoring over the tunnel construction. Their task was to provide data for the assessment of the efficiency of the stabilisation (improving) grouting, expressed in terms of the increase in the stiffness and strength of the rock mass.

The pressuremeter check tests were carried out in core holes 60mm in diameter, which were arranged in fans located in the middle between the grouting fans (see Fig. 5). Boreholes which were drilled in an upwards direction on the centre line of the exploratory gallery were used for the comparison measurements recording the condition before the grouting. The assessment was based on the statistical processing of the results from both phases. The tests were conducted using the GA type of pressuremeter manufactured by the French company Ménard (the type designed for application in hard rock – the range of the radial compression stress of 8MPa) provided with a BX probe (58mm in diameter).

The results of two grouting tests (which were carried out in similar conditions, within the framework of a supplementary engineering geological survey and comprised pressuremeter tests prior to and after the grouting) provided the basis for the determination of the following criteria for the rock environment stabilised by grouting, relative to the pressuremeter moduli of deformation E_{op} :

- average value > 200 MPa
- percentage of values lower than 100 MPa < 22%
- percentage of values lower than 70 MPa < 15%
- percentage of values lower than 50 MPa < 8%
- percentage of values lower than 30 MPa < 5%

An example of the curve for pressuremeter moduli of deformation at the selected check profile 008 (the centre of the borehole being at km 4.851, i.e. under the building No. 19/1193 in Ostrovského Street) is presented in Fig. 5. The average values prior to the grouting and after the grouting were $E_{op} = 131$ MPa and $E_{op} = 212$ MPa respectively.

The assessment of the effect of the stabilisation grouting throughout the length of the section adjacent to Ostrovského Street allows the statistical processing of the moduli of deformation E_{op} determined at the check profiles 005 through 009 (for the locations along the route see Fig. 6). The most significant fact is that the average value (of the values measured on 5 fans) of the pressuremeter modulus of deformation grew from 101MPa prior to the grouting to 216MPa after the grouting. This increase in the values of the moduli (or decrease in the compressibility) makes up 114%. In addition, the relative characteristics of the variance decreased, which means that the homogeneity of the rock mass improved.

It follows from a comprehensive comparison with the above-mentioned contractual criteria that the prior-to-grouting condition was worse at all profiles. The after-grouting condition was satisfactory at the profiles 005, 008 and 009. Even though the profiles 006 a 007 did not meet satisfy the criteria, the degree of strengthening was also relatively high: $E_{op} = 84$ a 80 MPa prior to the grouting and



Obr. 7 Presiometrické zkoušky pod řečištěm Vltavy pro kolektor Hlávkův most (presiometr francouzské firmy APAGEO)

Fig. 7 Pressuremeter tests under the Vltava riverbed for the Hlávkův Bridge utility tunnel (a pressuremeter of a French company APAGEO)

a pevnostních vlastnostech horninového prostředí. Ve speciálních případech se uplatňují i při monitoringu výstavby. Celkově tak přispívají k optimalizaci technického řešení, bezpečnosti a ekonomice výstavby náročných staveb v komplikovaném horninovém prostředí. Další rozvoj presiometrie lze očekávat v souvislosti s aplikací nových evropských norem (například EUROCODE 7) pro geotechnické konstrukce.

Firma PUDIS, a. s., provádí presiometrické zkoušky od roku 1979 a v letošním roce jejich celkový počet již přesáhl 10 000 (v jednotlivých desetiletích je postupná vzrůstající tendence), což ji v tomto směru řadí na první místo v České republice. Podstatná část těchto měření byla pro geotechnický průzkum tunelových staveb, zejména pro městský okruh v Praze (Strahovský tunel, Mrázovka, Špejchar – Pelc-Tyrolka) a silniční okruh kolem Prahy (stavba 514 a 513). Část jich byla i pro účely monitoringu výstavby těchto tunelů (například kontrola injekčního zpevnění). Některé série zkoušek pro tunely proběhly i v zahraničí (Slovensko, Alžír, Rakousko). Preferujeme ovšem měření s výhledem na Hradčany, jak ilustruje obr. 7 (průzkum pro tunel kolektoru Hlávkův most v úseku pod řečištěm Vltavy), a to i když měřicí práce musejí být prováděny z pontonu na řece. Technický přínos presiometrických zkoušek potvrdila bezpečná a ekonomická realizace příslušných staveb.

ING. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz, PUDIS, a. s.

135 to 156MPa after the grouting. These profiles were not found directly under the existing buildings; for that reason the safety was secured by other measures. Another important fact was that the occurrence of the lowest measured values significantly decreased after the grouting; for example, the average frequency of moduli of deformation lower than 100MPa decreased from 65% to 27%, and the percentage of moduli lower than 50% decreased from 11% to 3%. The stabilisation grouting was, therefore, very successful in reducing the proportion of rock displaying the highest compressibility (or deformability). Similarly, the average creep limit p_f prior to the grouting and after was 2.02 MPa and 2.74 MPa respectively, which means that the shear strength rose roughly by 39%.

The mechanical properties of the rock mass in the Mrázovka tunnel overburden, the section adjacent to Ostrovského Street, significantly improved after the grouting. It follows from the above data that the cementitious stabilisation grouting was very successful, substantially improving the stiffness and strength of the rock mass. Owing to the grouting, it was possible to safely carry out the complicated excavation under 100-year old residential buildings. The checking by means of pressuremeter tests provided the quantification of the effect of the grouting. Together with the other measurements which were parts of the geotechnical monitoring, it helped the demanding excavation of the vehicular tunnel to be safer and technically optimal.

CONCLUSION

Owing to pressuremeter tests, we can quickly obtain reliable information on deformational properties of a rock environment during geotechnical surveys for tunnels. In special cases, the tests come useful even during the monitoring of the construction process. On the whole, they contribute to the optimisation of the design of means and methods of excavation, safety and economy of implementation of demanding projects in a complicated rock environment. The further development of the pressuremeter testing is expectable to begin in the context of the application of new European standards (e.g. EUROCODE 7) to geotechnical structures.

PUDIS a. s. has been active in the pressuremeter testing since 1979. The number of the tests has exceeded 10,000 this year (there is a gradually growing trend visible throughout the decades), which fact ranks the company first in the Czech Republic. A substantial part of the measurements was performed for tunnelling projects, namely for the City Circle Road in Prague (the Strahov, Mrázovka and Špejchar – Pelc Tyrolka tunnels) and the Prague City Ring Road (construction lots 514 and 513 of this outer ring road). Part of the tests was performed for the purpose of the monitoring over the construction of the above-mentioned tunnels (e.g. the checking on the effectiveness of stabilisation grouting). Some series of the tests for tunnels even took place abroad (Slovakia, Algeria, Austria). We, however, prefer the measurements allowing us to view Prague Castle, as shown in Fig. 7 (the survey for the utility tunnel Hlávkův Bridge in the section passing under the Vltava River), even if the measurements must be carried out from a pontoon in the river. The fact that pressuremeter testing is technically beneficial has been proven by the safe and economic implementation of the respective projects.

ING. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz, PUDIS, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- MÉNARD, L.: Le pressiomètre Louis Ménard. Notice generale. Techniques L. Ménard, Longjumeau, 1960.
- Mode opératoire MS.IS – 2. Essai pressiométrique normal. Dunod, Paris, 1971.
- Techniques Louis Ménard: B.P. n° 2 – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Longjumeau, 1972.
- ŤAVODA, O. – MATYS, M.: Využitie presiometrických skúšok pri návrhu základovej konštrukcie. [Účelová publikace VÚIS č. 110]. Výzkumný ústav inžinierskych stavieb, Bratislava, 1976.
- ASTM D 4719-87: Standard Test Method for PRESSUREMETER TESTING. 1987.
- ČSN 72 1004: Presiometrická zkouška. 1990.
- ČSN 73 1000, ČSN P ENV 1997-3: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek. 2000.
- Draft International standard ISO/DIS 22476-4: Geotechnical investigation and testing - Field - testing - Part 4: Ménard pressuremeter test. International Organization for Standardization, 2005.
- HUDEK, J. – BREZINA, B. aj.: Presiometrické zkoušky a jejich zhodnocení (několik set zpráv). PUDIS, a. s., Praha, 1979 – 2007.

OD PRAŽSKÉ PODPOVRCHOVÉ TRAMVAJE K TUNELŮM SLIVENEC

(41 let geotechnického průzkumu a monitoringu podzemních staveb s firmou PUDIS, a. s.)

FROM PRAGUE LIGHT RAIL TRANSIT LINE TO TUNNELS AT SLIVENEC

(41 years of geotechnical survey and monitoring for underground construction by PUDIS a. s.)

JIŘÍ HUDEK, RADOVAN CHMELÁŘ

ÚVOD

V souvislosti se světovým kongresem WTC 2007 v Praze byla mnohokrát připomenuta bohatá tunelářská tradice v Čechách. Výstavba podzemních staveb v metropolích vždy vyžaduje důkladné podklady pro projektovou dokumentaci, jejíž správnost pak do jisté míry ověřuje geotechnické sledování při výstavbě. Jako důležitý zdroj informací slouží inženýrsko-geologický (geotechnický) průzkum a také následně geotechnický monitoring. Tento článek by chtěl připomenout několik zajímavých příkladů, které svou aktuálností mají nespornou vazbu na současné problémy v oboru podzemního stavitelství. Příklady byly vybrány z bohaté historie geotechnických průzkumů a monitoringu prováděných v minulých 41 letech Projektovým ústavem dopravních a inženýrských staveb – PÚDIS (dnes PUDIS, a. s.). S vývojem výstavby podzemních staveb probíhal souběžně i vývoj IG průzkumu a GT monitoringu. Je však zajímavé, jak se cítí obstávají IG průzkumy z konce 60. let 20. století. Tato dnes již historie se odvíjí od přípravy a zahájení projektování pražské podpovrchové tramvaje, jejíž byl PÚDIS od svého vzniku v dubnu 1966 generálním projektantem a dodavatelem inženýrsko-geologických průzkumů. Od koncepce podpovrchové rychlodráhy se však velmi záhy v roce 1967 upustilo a operativně přešlo na systém metra, což se ukázalo jako správné řešení.

Inženýrsko-geologické průzkumy pro metro, silniční a železniční tunely a další podzemní stavby především v Praze, na kterých se PUDIS, a. s., výrazně podílel, jsou zde rozděleny do pěti dekad od 60. let minulého století až do současnosti. Vzhledem k rozsahu článku se většinou jedná jen o výčet akcí, některé zajímavosti mohou být uvedeny pouze u omezeného počtu vybraných staveb, přičemž je zde relativně největší prostor věnován době nejstarší a nejmladší.

GEOTECHNICKÉ PRŮZKUMY A MONITORINGY PUDIS, A. S., PRO TUNELY

LÉTA ŠEDESÁTÁ (1966 – 1969)

Firma PÚDIS byla pro tunely přímo stvořena – 1. dubna 1966 byla založena především pro účely projektování a inženýrsko-geologický průzkum pražské podpovrchové rychlodráhy. Zakladatelem byl Národní výbor hl. m. Prahy a působnost podniku byla zejména na území hlavního města (po stránce průzkumů zahrnovala i například veškeré práce pro tehdy probíhající sídlištní výstavbu).

Inženýrsko-geologický průzkum pro úsek hlavní nádraží – Nuselský most byl neprodleně zahájen v červenci 1966. Navazoval na předchozí etapu zpracovanou v roce 1965 n. p. Inženýrsko-geologický a hydrogeologický průzkum Žilina – závod Praha (IGHP – O. Vrba). V srpnu 1967 byly však projekční a průzkumné práce PÚDIS pro podzemní rychlodráhu zastaveny na podkladě vládního usnesení č. 288, týkajícího se změny koncepce městské hromadné dopravy ve prospěch metra. V souvislosti s tímto byl současně určen nový generální projektant – Státní ústav dopravního projektování (SUDOP). PÚDIS však pro metro dále projektoval 4 stanice – Hlavní nádraží, Muzeum, Vyšehrad a Kačerov a rovněž traťový úsek Nuselského mostu. V této situaci se také inženýrsko-geologický průzkum pro metro stal předmětem „soutěže“, ze které však PÚDIS vyšel vítězně a generální dodavatelství těchto prací mu bylo ponecháno.

Průzkum pro I. provozní úsek trasy C metra byl zpracován v následujících termínech:

1. stavba – stanice Hlavní nádraží – Nuselský most – 28. 2. 1968
2. stavba – Nuselský most – Budějovické náměstí – 25. 10. 1968
3. stavba – stanice Hlavní nádraží – Florenc – 30. 8. 1970 (zde tedy již patří do následující dekad)

INTRODUCTION

The long tradition of tunnel construction in the Czech Republic was many times reviewed in the context of the world tunnel congress WTC 2007 in Prague.

Development of underground projects in metropolises has always required thoroughly prepared documents for the work on designs. The correctness of a design is subsequently, to some extent, verified by geotechnical monitoring during the construction. One of the important sources of information is engineering-geological (geotechnical) survey and, subsequently, geotechnical monitoring. This paper is intended to remind us of several interesting examples, which are still so topical that they undoubtedly relate to the current problems in the field of underground engineering. The examples were picked out of the chequered history of geotechnical surveys and monitoring which had been carried out by Projektový Ústav Dopravních a Inženýrských Staveb – PÚDIS (a transport-related and civil engineering design office, today PUDIS a. s.) during the past 41 years. The EG survey and GT monitoring means and methods have been developing along with the development of underground construction projects. It is, however, interesting that the EG surveys which were carried out at the end of the 1960s have stood the test of time. This history has its roots at the time when the planning for the work on the design of the Prague light rail transit system commenced, with PÚDIS being the general designer and provider of engineering-geological survey services from 1966. The LRT concept was, however, very soon abandoned (1967) and operatively switched to the heavy rail system (the metro), which turned out to be a reasonable solution.

The engineering-geological surveys for the metro, road and railway tunnels and other underground structures (mostly in Prague) on which PUDIS a. s. fully participated, are divided in this paper into five decades, from the 1960s to the present. With regard to the extent of the paper, it contains mostly a mere list of activities; some interesting details can be presented only on a limited number of selected projects, while the widest space is devoted to the oldest time and the most recent time.

GEOTECHNICAL SURVEYS AND MONITORING FOR TUNNELS BY PUDIS A.S.

„THE SIXTIES“ (1966 – 1969)

PUDIS was a company which was, in a sense, created for tunnels. It was founded on 1st April 1966, first of all for the purpose of designing and engineering-geological surveying for the Prague Light Rail Transit system. Its founder, the People's Committee of the City of Prague, restricted its activities mainly to the area of the capital (the survey tasks contained, for example, the work for residential areas, which were then being developed). The engineering-geological survey for the section Hlavní nádraží (the Main Station) – the Nusle Bridge was started immediately, in July 1966. It picked up the threads of the work carried out by the Prague plant of Inženýrsko-Geologický a Hydrogeologický Průzkum Žilina in 1965 (IGHP – O. Vrba). However, August 1967 saw the design and survey work of PÚDIS for the LRT project stopped on the basis of the Degree No. 288 Coll. of the Government dealing with the change of mass urban transit system in behalf of the urban underground railway (metro) system. At the same time, in connection with this action, Státní Ústav Dopravního Projektování (SUDOP – a state institute for traffic designing) replaced PÚDIS in the role of the general designer. However, PUDIS continued with the work on the design for 4 metro stations, i.e. Hlavní nádraží, Muzeum, Vyšehrad and Kačerov, and also for the Nuselský Bridge track section. In this situation, even the engineering-geological survey became a subject of “competition”, which was, however, won by PÚDIS, which retained the position of the general contractor for this work.

4. stavba – stanice Budějovické náměstí – Kačerov – 26. 7. 1969

5. stavba – depo Kačerov – 13. 10. 1969

Pro návrh průzkumných prací byly vždy nejprve interpretovány informace z rozsáhlého archivu, který si PÚDIS v té době vybudoval pro území Velké Prahy (v šedesátých letech již více než 50 tisíc dokumentačních bodů) pro potřeby průzkumů pro metro a další velké pražské stavby (a rovněž pro zpracování souboru inženýrsko-geologických map v měřítku 1 : 5000). Základem tohoto pražského archivu byl archiv akademika Q. Záruby. Rovněž byly využity podrobné geologické dokumentace výkopů pro předstihové investice.

Nové průzkumné práce pro metro se skládaly ze sítě vrtů doplněné v místech náročných objektů (především stanic metra) kopanými šachticemi. Tato díla byla podrobně inženýrsko-geologicky dokumentována a dále sloužila k odběru vzorků (zemín, hornin a podzemní vody) ke zkouškám v laboratoři. Laboratoř pro mechaniku zemín a pro chemické analýzy měl PÚDIS již vybudovanou z předchozích let, zkoušky mechaniky hornin z počátku zadával Fakultě stavební ČVUT Praha (J. Barták, M. Bucek a J. Pauli) a v průběhu roku 1968 si i tuto laboratoř zařídil. Obdobně to bylo i s technologickými zkouškami hornin (zejména pevnost vtláčná dle Šrejnera, tvrdost dle Shore, koeficient plastičnosti a koeficient abrazivnosti) – v roce 1967 byly zadány Ústavu geologického inženýrství Brno (L. Štěrba) a výsledky vyhodnotil M. Oplt (VKD) a od roku 1969 zkoušení i zhodnocení převzal PÚDIS. U vrtů byl většinou doplněn soubor terénních karotážních měření n. p. Geindustria Praha (především elektrokarotáž, kavernetrie, resistivimetrie, stratometrie, gama-karotáž a gama-gama-karotáž) a ve vybraných místech dále například krátkodobé čerpací

The survey for for the 1st operating section of Metro Line C was carried out in the following terms:

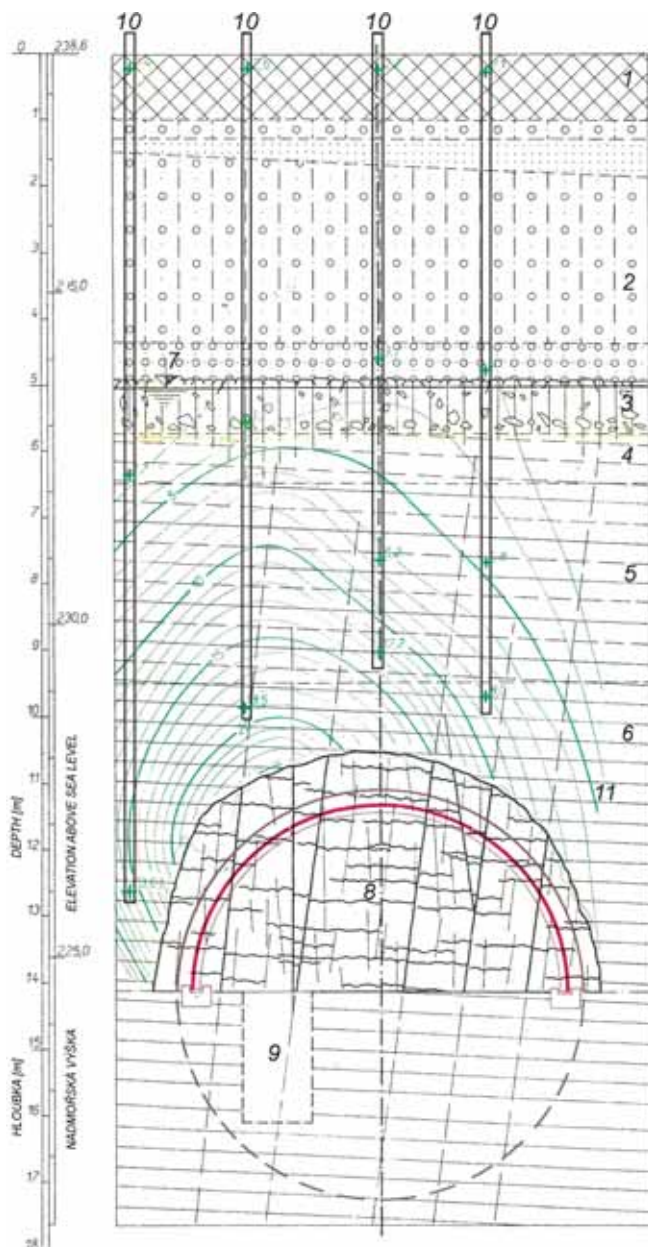
- construction lot 1 - Hlavní nádraží station – the Nusle Bridge - 28.2.1968
- construction lot 2 - the Nusle Bridge – Budějovické Square - 25.10.1968
- construction lot 3 - Hlavní Nádraží station - Florenc - 30.8.1970 (this lot therefore falls to the next decade)
- construction lot 4 - Budějovické Square station - Kačerov - 26.7.1969
- construction lot 5 - Kačerov depot - 13.10.1969

The initial work on the planning of the surveys was always the interpretation of the information obtained from an extensive archive it had set up for the area of Greater Prague (at that time it already contained over 50 thousand documentation points) for the needs of surveys for the metro and other large construction projects in Prague (and also for the plotting of an extensive sets of maps in the 1 : 5000 scale). The basis of this archive was an archive obtained from academician Q. Záruba. Another source was detailed geological documentation of excavations for advance building investments.

The new surveys for the metro consisted of a network of boreholes supplemented by dug holes in the locations of demanding structures (primarily the metro stations). From the engineering-geological point of view, these workings were documented in great detail and were used for sampling (soils, rocks and ground water) for laboratory purposes. PÚDIS had had its own rock mechanics and chemistry laboratory built in the past; in the beginning, it placed the orders for rock mechanics tests with the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague (J. Barták, M. Bucek and J. Pauli) it provided its own laboratory equipment during 1968. Similar situation was also about technological testing of rocks (above all the Šrajner indentation strength tests, Shore hardness tests, plasticity coefficient and abrasiveness coefficient tests), for which the order was placed with Ústav Geologického Inženýrství Brno (L. Štěrba) in 1967 and the results were assessed by M. Oplt (VKD); PÚDIS took over this testing and assessment work in 1969. Regarding exploration drilling, a set of in-situ borehole surveys carried out by n.p. Geindustria Praha was added to the scope of testing (above all electrical logging, calliper logging, resistivity logging, strata logging, gamma-ray logging and gamma-gamma-ray logging) plus the testing required in selected locations, for example short-term pumping tests and recovery tests for determination of water inflows to a borehole and calculation of the filtration coefficient, inspection of walls by a TV probe, geophysical tests (including seismic or ultrasound measurements for determination of velocity of propagation of elastic waves), pressuremeter tests (measurements by a Czechoslovak prototype borrowed from the Technical University in Brno). The dug holes served for documentation of the mode of deposition of Palaeozoic sedimentary rocks and the intensity of their tectonic faulting (including the joint spacing). Systematic measurements of bedding planes, cleavage planes and joint planes were assessed and, taking the directions of mechanical weakening determined in this way into consideration, the locations of rock mechanics field tests designed to determine the deformational properties and strength-related characteristics (including the heterogeneity and anisotropy of the properties) were determined (in the walls of the holes or in short side adits). Deep shafts and dug holes were used for measurements of temperatures of the rock environment (which depend on the depth and season of the year) required for calculations of the thermal regime in the metro spaces, and thermal conductivity was determined on the taken samples (the Technical University in Brno – TU Brno).

The comprehensive interpretation of the results of geological survey allowed, for example, the refining of the idea of the Quaternary evolution of the erosion base level and extent of the accumulations of Vltava River terraces. The Vltava River terrace system which had been described by Q. Záruba was innovated by A. Paluska on the basis of the new information.

The survey for the Metro Line C contained even a historic part, which was prepared by V. Kratěk (PÚDIS). This part dealt with special problems which



Obr. 1 Schéma pokusného výrubu na Fügnerově náměstí (rok 1968 – 1. stavba I. provozního úseku trasy C metra)

1 – navážka, 2 – fluvialní sedimenty, ORDOVICKÉ LETENSKÉ SOUVRSTVÍ: 3 – rozložené, 4 – zvětralé, 5 – navětralé, 6 – zdravé, 7 – hladina podzemní vody, 8 – půlkruhový pokusný výrub průměru 6 m, 9 – podélná rýha (modelující zvětšení na kruhový výrub), 10 – vrt s extenzometry, 11 – izolinie poklesů horninového nadloží
 Fig. 1 A scheme of the trial excavation in Fügnerovo Square (1968 – construction lot 1 of the 1st operating section of the Metro Line C). 1 - man-made ground, 2 - fluvial sediments, ORDOVICIAN LETNÁ FORMATION: 3 - decomposed, 4 - weathered, 5 - slightly weathered, 6 - fresh, 7 - water table, 8 - semi-circular trial excavation opening 6.0m in diameter, 9 - longitudinal slot (modelling the enlargement to a circular cross-section excavation), 10 - borehole with extensometers, 11 - isolines for settlements in the excavation overburden



Obr. 2 Povrchová část pracoviště pokusného výrubu na Fügnerově náměstí, v popředí ocelová výztuž VKD n. p. (rok 1968 – 1. stavba I. provozního úseku trasy C metra)

Fig. 2 The surface part of the trial excavation workplace in Fügnerovo Square; the VKD n.p. steel frames in the foreground (1968 - construction lot 1 of the 1st operating section of the Metro Line C).

a stoupačí zkoušky pro zjištění přítoků vody do vrtu a výpočet koeficientu filtrace, prohlídka stěn televizní sondou, geofyzikální zkoušky (včetně seismického či ultrazvukového měření pro stanovení rychlosti šíření elastických vln), presiomrické zkoušky (měření československým prototypem zapůjčeným z VUT Brno). V kopaných šachticích byly dokumentovány úložné poměry paleozoických sedimentárních hornin a intenzita jejich tektonického porušení (včetně hustoty diskontinuit). Systematická měření ploch vrstevnatosti, břidličnatosti a puklinatosti byla statisticky vyhodnocována a v závislosti na takto určených směrech mechanického oslabení byly stanovány rychlosti šíření elastických vln, presiomrické zkoušky (měření československým prototypem zapůjčeným z VUT Brno). V kopaných šachticích byly dokumentovány úložné poměry paleozoických sedimentárních hornin a intenzita jejich tektonického porušení (včetně hustoty diskontinuit). Systematická měření ploch vrstevnatosti, břidličnatosti a puklinatosti byla statisticky vyhodnocována a v závislosti na takto určených směrech mechanického oslabení byly stanovány rychlosti šíření elastických vln, presiomrické zkoušky (měření československým prototypem zapůjčeným z VUT Brno). V kopaných šachticích byly dokumentovány úložné poměry paleozoických sedimentárních hornin a intenzita jejich tektonického porušení (včetně hustoty diskontinuit). Systematická měření ploch vrstevnatosti, břidličnatosti a puklinatosti byla statisticky vyhodnocována a v závislosti na takto určených směrech mechanického oslabení byly stanovány rychlosti šíření elastických vln, presiomrické zkoušky (měření československým prototypem zapůjčeným z VUT Brno).

Komplexní zpracování geologických výsledků průzkumu umožnilo například upřesnit názor na kvartérní vývoj erozní báze a rozsah akumulací teras Vltavy. Na základě nových informací byl A. Paluskou inovován systém teras Vltavy od Q. Záruby.

Průzkum pro trasu C metra obsahoval i historickou část, kterou zpracoval V. Kratěk (PÚDIS). Jednalo se o speciální problematiku, které měly dopad na cenu a technologii výstavby tunelů. Například to byl průzkum vedení, konstrukce a likvidace novoměstských fortifikačních prací. Před novou ověřovací sondáží byly v roce 1967 studovány materiály ve vojenském archivu na Invalidovně v Praze a vídeňském válečném archivu.

Důležitým úkolem geotechnického průzkumu bylo stanovit pro statické výpočty vstupní hodnoty přetvárných a pevnostních charakteristik horninového masivu. U skalních hornin (horizontu zvětralého, navětralého a zdravého) bylo zejména nutné zjištění smykové pevnosti (a její anizotropie) podél stěn hloubených stanic metra – v roce 1967 bylo v tomto směru velmi málo informací a častý byl příliš optimistický názor na hodnoty příslušného úhlu pevnosti (resp. vnitřního tření) a pevnosti na počátku souřadnic (resp. soudržnosti). K tomuto účelu byly použity terénní zkoušky na horninových blocích situované do kopaných šachtic a jejich krátkých rozrážek. Z nich byla již v té době běžná statická zatěžovací zkouška deskou či smyková zkouška s předurčenou plochou porušení, i když příslušné modifikace aparatur se na jednotlivých pracovištích dosti lišily. Další byly pro metro

influenced the costs and technique of the tunnel construction. One of them was, for example, the survey into the location, structure and demolition of the New Town fortification. Before new verification probing, documents were studied in 1967 in the Military Archive in Invalidovna, Prague, and the War Archive in Vienna.

The determination input values of deformational and strength features of the rock mass for the needs of the structural analyses was one of important tasks for the geotechnical survey. Regarding rocks (found in the weathered, slightly weathered or non-weathered horizons), it was necessary to determine first of all the shear strength (and its anisotropy) along the walls of cut-and-cover metro stations; there was a lack of information in this area in 1967 and too optimistic opinion on the values of the respective angle of shear strength (or angle of internal friction) and the strength at the beginning of the coordinates (or cohesion) was very widely spread. The determination was carried out by means of in situ tests on rock blocks, which were located into dug holes and short side adits driven from within the dug holes. Of these tests, a test which was already common at that time was the static plate-bearing test or the shearing test with a predetermined failure surface, despite the fact that the particular modifications of the testing equipment significantly differed at individual workplaces. Other tests were developed for the metro as prototypes: the uniaxial compression test and triaxial compression test (in cooperation with the Technical University in Brno) on blocks with the cross section 50 x 50cm and 100 cm high. These test sets have been used since then, therefore the modification which was developed much later (see the photo in Fig. 6) was chosen for presentation in this paper.

The surveys for the 1st and 2nd construction lots of the 1st operating section of Metro Line C, which were carried out in 1968, comprised, among others, two trial excavation sites with geotechnical monitoring (in Fügnerovo Square and Na Veselí Street). They were used for the modelling (full-scale) of excavation of a metro running tunnel (through the Letná Shale and Kopaniny Shale) using the Prague modification of the Ring Method, with concurrent monitoring of the deformations of the rock mass and excavation support (or with the derivation of the state of stress in the lining). A chart of the trial excavation in Fügnerovo Square is presented in Fig. 1. The excavation covered the upper half of the 6m-diameter circular cross section (the influence of the excavation of the lower half was approximately modelled by means of a 2m deep trench); it was 10.0m long, and the last 3.2m of the excavation were without any support. The overburden was 11m thick, of that about 5.5m was the nappe (consisting of 1m of made ground and 4m of mostly gravely fluvial sediments of the higher accumulation of the Vinohrady terrace) and 6m of silty shale of the monotonous evolution of the Letná Formation (weathered roughly to the depth of 6.5m and slightly weathered to 9.5m, therefore the non-weathered overburden height was only 1.5m). The mining work was carried out by Výstavba Kladenských Dolů n.p. (VKD – managed by M. Opl). This national enterprise assembled a prototype of the steel lining (a semi-circle 6.0m in diameter, consisting of 3 segments, the ring width of 0.75m). The structural design of the lining corresponded to the reinforced concrete segments which were planned for the construction of the metro running tunnels. This lining is shown in the photograph of the surface part of the trial excavation workplace in Fig. 2.

The monitoring (neither this term nor some of the other below mentioned terms were used in the Czech Republic in 1968) of trial excavation workplaces was carried out using the following methods:

- monitoring of the ground surface settlement – high-precision levelling
- monitoring of settlement in the excavation overburden – extensometer measurements in a network of boreholes (at up to five levels in each borehole) – using extensometers with spring anchors from the TU Brno (I. Kameníček, I. Trávníček)
- convergence measurements (at that time called “spherical paths”)
- photogrammetric measurements of the face deformation – Hornický Ústav ČSAV (the Institute of Mining of the Czechoslovak Academy of Sciences) (M. Vencovský)
- measurements of the rock pressure on the excavation lining using pressure cells with pressure equalisation valves – the VUIS workplace in Brno (Z. Čermák)
- measurement of deformation of the lining – using photoelastic transducers (J. Málek)
- monitoring of seismic effects of blasting operations on existing buildings – the Prague plant of IGHG n.p. (A. Dvořák) and the Brno workplace of Brno (L. Bartoš)

To illustrate the measured values of the settlement of the excavation overburden, we present their isolines in Fig. 1. They were determined in the central row of the extensometer boreholes (the maximum measured value was 18.6mm). On the whole, the following main conclusions for the above described rock environment resulted from the monitoring of the trial excavation in Fügnerovo Square:

prototypově vyvinuty – zkouška pevnosti v jednoosém tlaku a tříosém tlaku (spolupráce s VUT Brno) na blocích nejčastěji průřezu 50 x 50 cm a výšky 100 cm. Tyto soubory zkoušek jsou od té doby používány až do současnosti, a proto pro ilustraci je zde vybrána modifikace z doby podstatně pozdější (obr. 7).

Součástí průzkumu pro 1. a 2. stavbu I. provozního úseku trasy C metra byly v roce 1968 i dva pokusné výrubu s geotechnickým monitoringem (na Fügnerově náměstí a v ul. Na Veselí). Bylo zde modelováno (v měřítku 1 : 1) ražení traťového tunelu metra (v prostředí břidlic letenského a kopaninského souvrství) pražskou modifikací prstencové metody se současným sledováním přetvoření horninového masivu a výztuže (resp. s odvozením napjatosti ve výztuži). Schéma pokusného výrubu na Fügnerově náměstí je zachyceno na obr. 1. Jednalo se o horní polovinu kruhového výrubu o průměru 6 m (vliv ražby dolní polovinu byl přibližně modelován prostřednictvím rýhy hloubky 2 m), délka výrubu 10 m, z čehož bylo posledních 3,2 m nevystrojeno. Nadloží bylo mocné 11 m, z čehož tvořily cca 5 m zeminy pokryvných útvarů (resp. 1 m navážky a 4 m převážně štěrkovité fluvialní sedimenty vyšší akumulace vinohradské terasy) a 6 m prachovitá břidlice monotónního vývoje letenského souvrství (cca do hloubky 6,5 m zvětřalá a do 9,5 m navětralá – mocnost zdravého nadloží byla tedy u výrubu pouze 1,5 m). Důlní práce byly zadány Výstavbě Kladenských dolů n. p. (VKD – řídil M. Oplt). Tento podnik pro uvedené dva pokusné výrubu vyrobil prototypovou ocelovou výztuž (půlkruh o průměru 6 m byl složen ze tří segmentů, montážní šířka prstence byla 0,75 m), jejíž dimenzování odpovídalo železobetonovým prvkům, které byly předpokládány pro výstavbu traťových tunelů metra. Tato výztuž je patrná na fotografiích povrchové části pracoviště pokusného výrubu na obr. 2.

Pro monitorování (tento termín ani některé z dalších níže uvedených se u nás ještě v roce 1968 nepoužívaly) pokusných výrubů byly použity následující metody:

- sledování poklesů povrchu terénu – velmi přesná nivelace,
- sledování poklesů nadloží výrubu – extenzometrie v síti vrtů (v každém až v pěti hloubkových úrovních) pérovými kotvami VUT Brno (I. Kameníček, I. Trávníček),
- konvergence (tehdejší pracovní název byl „kulové dráhy“),
- fotogrametrické měření deformace příděl – Hornický ústav ČSAV (M. Vencovský),
- měření tlaku horniny na výztuž hydraulickými vaky s vyrovnávacími ventily – VÚIS pracoviště Brno (Z. Čermák),
- měření deformací výztuže – fotoelastickými snímači (J. Málek),
- seismické účinky trhacích prací na zástavbu a inženýrské sítě – IGHG n. p. závod Praha (A. Dvořák) a VÚIS pracoviště Brno (L. Bartoš).

Pro ilustraci naměřených hodnot poklesu nadloží výrubu jsou v obr. 1 vyznačeny jejich izolinie stanovené v prostřední řadě extenzometrických vrtů (maximální změřená hodnota byla 18,6 mm). Celkově z monitoringu pokusného výrubu na Fügnerově náměstí vyplynuly pro výše popsané horninové prostředí následující hlavní závěry:

- Horninové prostředí bylo schopné výrub překlenout – vytvářela se horninové klenba.
- Zatížení ostění odpovídalo tíze horniny z uvolněné zóny.
- Šířka poklesové kotliny byla do vzdálenosti 3 průměrů výlomu od jeho osy.
- Maximální délka předražené části (nevystrojené) by neměla překročit 250 cm (nemá-li být ohrožena stabilita výrubu).

Extenzometrický monitoring byl dále v roce 1969 použit i při vlastní výstavbě metra pro ražbu prstencovou metodou (kruhový profil o průměru 5,6 m, výstroj z ocelolitinových tubinků výroby SSSR v prostředí řevnických křemenců pod Čelakovského sady a břidlic libeňského souvrství v oblasti Kateřinské ul. Pro ražbu ve štěrkopískových sedimentech vyšší akumulace vinohradské terasy se zajištěním prostřednictvím nemechanizovaného štítu sovětské výroby bylo určeno měření pod Štětkovou ulicí na Pankráci, zde dosáhl poklesy (viz příklad pro řadu extenzometrických vrtů č. II na obr. 3) maximální hodnotu 12 cm. Záložné úhly byly stanoveny z výsledků měření v hodnotách 62° až 72°.

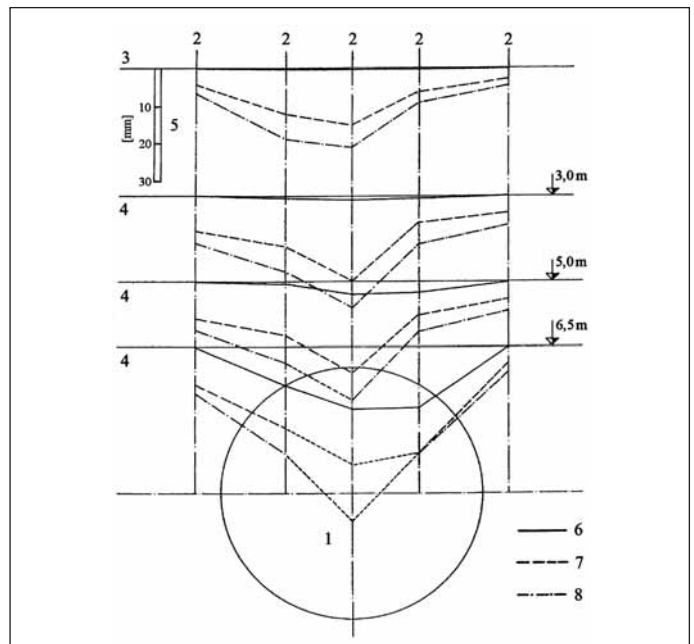
Otázky spojené s procesem přetváření horninového masivu při ražbě tunelů byly ověřovány v rámci průzkumu pro trasu C metra nejen přímými měřeními in situ na pokusných výrubech či při vlastním ražení traťových tunelů, ale i měřeními na hmotných modelech z ekvivalentních materiálů. Toto umožnilo sledovat vývoj deformací až do meze pevnosti (kdy dochází k závalu), což samozřejmě při

- The rock mass was capable of bridging the opening – the natural arch developed.
- The load acting on the lining corresponded to the weight of the rock in the loosened zone.
- The settlement zone width extended to the distance of 3 diameters from the centre of the excavated opening.
- The maximum length of the non-supported section at the face should not exceed 250cm (if the excavation stability is not to be threatened).

The extensometer monitoring was further used in 1969 even during the construction of the metro itself, for the excavation by the ring method (a circular profile 5.6m in diameter, lined with Soviet-made cast steel segments designed for the environment consisting of the Řevnice Quatzites under Čelakovského Sady and the shales of the Libeň Formation in the area of Kateřinská Street. The excavation through gravel-sand sediments of the higher accumulation of the Vinohrady terrace, which was carried out using a Soviet-made non-mechanised shield was monitored through the measurements under Štětkova Street in Pankrác. The settlement values reached (see the example for the row of extensometer boreholes No. II in Fig. 3) the maximum of 12cm. The angles of pull were determined on the basis of the measurement results at 62° to 72°.

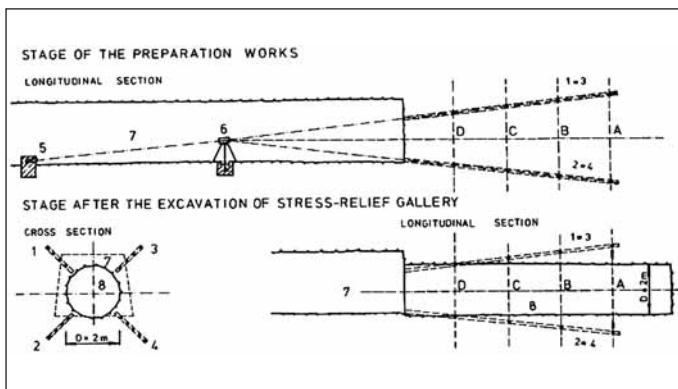
The issues connected with the process of rock mass deformation during tunnel excavation were examined within the framework of the survey for the Metro Line C not only by direct in situ measurements at trial excavation sites or during the excavation of the running tunnel itself, but also by mass models form equivalent materials. This method allowed the monitoring of the development of deformations to be carried out until the ultimate strength (where a collapse takes place) is reached, which, of course, cannot be permitted in the case of the in situ monitoring for safety reasons. The model tests therefore helped to experimentally determine the factor of safety which is achieved by the selected excavation method in the given rock mass environment. This problem was solved, for example, by the mass model (collaboration of PÚDIS with the Institute of Mining of the CAS - J. Kohoutek) for the conditions of the above-mentioned trial excavation in Fügnerov Square. At the same time, the preparation of mathematical modelling by the Finite Element Method started.

The geotechnical monitoring for the purpose of the design and verification of the metro tunnelling method comprised, in addition, the examination of the



Obr. 3 Příklad výsledků extenzometrického měření (VUT Brno) ve štěrkopískových sedimentech vinohradské terasy pod Štětkovou ulicí na Pankráci v úseku ražby nemechanizovaným štítem (rok 1969 – 2. stavba 1. provozního úseku trasy C metra)

1 – traťový tunel o průměru 5,6 m, 2 – vrt s extenzometry, 3 – povrch terénu, 4 – úroveň kotvů extenzometrů, 5 – měřítko poklesů, 6 – břit štítu pod řadou, 7 – břit štítu 5 m za řadou, 8 – břit štítu 14 m za řadou
Fig. 3 An example of results of the extensometer measurements (VUT Brno) in gravel-sand sediments of the Vinohrady terrace under Štětkova Street in Pankrác, in the non-mechanised shield-driven section (1969 - construction lot 2 of the 1st operating section of the Metro Line C). 1 - running tunnel 5.6m in diameter, 2 - borehole with extensometers, 3 - terrain surface, 4 - extensometer anchor levels, 5 - scale of settlement, 6 - cutting edge of the shield under the profile, 7 - cutting edge 5.0m behind the profile, 8 - cutting edge 14.0m behind the profile



Obr. 4 Schéma použité modifikace metody stanovení primární napjatosti horninového masivu odlehčením štolou (rok 1973 – I. provozní úsek trasy A metra)

1, 2, 3, 4 – pozorované vrty s PVC trubkami a výplňovou injektáží, A, B, C, D – měřené příčné profily, 5 – betonové bloky s výchozími značkami, 6 – stabilizované stanoviště teodolitu, 7 – přístupová štola s pozorovací komorou, 8 – nevyztužený výrub odlehčovací štoly

Fig. 4 A scheme of the method modification which was used for the determination of the primary state of stress in the rock mass, i.e. the stress relief induced by excavation of a gallery (1973 - 1st operating section of the Metro Line A).

1, 2, 3, 4 - measuring boreholes with PVC-tubes grouted in rock, A, B, C, D - measured cross section, 5 - concrete blocks with initial marks, 6 - stabilized position of the theodolite, 7 - access gallery with observing room, 8 - unsupported excavation of stress-relief gallery

stavebním monitoringu nelze z bezpečnostních důvodů připustit. Na základě modelových zkoušek byl tedy experimentálně stanoven stupeň bezpečnosti, jehož je dosaženo zvoleným způsobem ražení v daném horninovém prostředí. Tuto problematiku řešil například hmotný model (spolupráce PÚDIS s Hornickým ústavem ČSAV – J. Kohoutek) pro podmínky výše popsaného pokusného výrubu na Fügnerově náměstí. Současně byla zahájena příprava matematického modelování metodou konečných prvků.

Geotechnický průzkumu pro účely návrhu a ověření technologie výstavby metra ještě zahrnoval vyšetřování možností úprav vlastností zemin a skalních hornin injektáží. Celkem se jednalo o 6 injekčních pokusů. Nejprve v roce 1968 to byla pokusná zpevňovací injektáž Vodních staveb n. p. závod 07 Praha v horní části Václavského náměstí u tehdejšího Domu potravin (v prostředí písčitých fluvialních sedimentů terasy Karlova náměstí). Vlastnosti zeminy po injektáži byly ověřeny v kopané šachtici prostřednictvím výše popsaných terénních zkoušek (zatěžovacích deskou a smykových zkoušek s předurčenou plochou porušení) a dále standardních pevnostních laboratorních zkoušek. Obdobná byla i v roce 1969 kontrola zpevňovací injektáže (téhož stavebního dodavatele) v prostoru stanice Pankrác na 4. stavbě I. provozního úseku trasy C (v prostředí hlinitopísčitých fluvialních sedimentů pankrácké terasy), dalšího pokusu u stanice Budějovická (zde byla například u polohy středně zrnitého písku zjištěna terénními smykovými zkouškami soudržnost po injektáži až 835 kPa). O provádění injekčních prací na stavbě metra se v té době rovněž ucházel n. p. Geindustria, závod 2 Jihlava. Tomuto byla zadána pokusná zpevňovací injektáž na 2. stavbě I. provozního úseku trasy C u kostela sv. Pankráce (v prostředí hlinitopísčitých štěrku vinohradské terasy). Dalším stavebním dodavatelem zpevňovací injektáže byly Podzemní inženýrské stavby n. p. (předchůdce dnešní Subterra, a. s.) a pokus ve Wenzigově ulici (v prostředí fluvialních sedimentů vinohradské terasy a břidlic letenského souvrství) v roce 1969 řídil J. Smolík. Kontrolu dosaženého injekčního zpevnění u všech uvedených pokusů zajišťoval PÚDIS výše popsaným způsobem (terénní a laboratorní zkoušky v ověřovacích šachticích a vrtech). Těsnící pokusnou injektáž v prostoru nádraží Praha střed (v prostředí zvodněných štěrkopísčitých fluvialních sedimentů nižší akumulace údolní terasy) realizoval v roce 1969 n. p. Stavební geologie Praha. Pro vyhodnocení úspěšnosti byly v kontrolních vrtech realizovány vodní tlakové zkoušky.

Z dalších geotechnických zhodnocení pro účely technologie výstavby metra byl v červnu 1969 zpracován již pro trasu A předběžný posudek pro nasazení mechanizovaného štítu.

possibilities of improvement of properties of soils and rocks by grouting. A total of 6 grouting trials was carried out. The first trial stabilisation grouting was carried in 1968 by plant 07 of Vodní Stavby n.p. in the upper part of Wenceslas Square, near the then Dům Potravin building (through the environment consisting of sandy fluvial sediments of the Charles Square terrace). The properties of the soil after the grouting were verified in a dug hole through the above-mentioned field tests (the plate-bearing test and shearing test with a predetermined failure surface) and standard laboratory testing of strength properties. The verification of stabilisation grouting (which was performed by the same contractor) which was carried out in 1969 was similar. It took place in the area of Pankrác Station on the 4th construction lot of the 1st operating section of Line C, in the environment consisting of loamy-sandy fluvial sediments of the Pankrác terrace. The next trial, at Budějovická metro station, was also similar (for example, the bond strength which was determined after the grouting in a layer of medium grained sand by field shearing tests reached 835 kPa). The execution of grouting for the metro construction was also in the focus of interest of the Plant 2 of Geindustria n.p. in Jihlava. This plant carried out the trial stabilisation for the 2nd construction lot of the 1st operating section of the Metro Line C, near St. Pankrác Church (in the environment consisting of loamy-sandy gravels of the Vinohrady terrace). Another contractor for stabilisation grouting was Podzemní inženýrské stavby n.p. (the predecessor of today's Subterra a.s.); the trial grouting in Wenzigova Street (in the environment consisting of fluvial sediments of the Vinohrady terrace and shales of the Letná Strata) in 1969 was managed by J. Smolík. The monitoring of the stabilisation achieved by all of the above-mentioned trials was provided by PÚDIS, which used the above-mentioned methods (field tests and laboratory tests in verification shafts/dug holes and boreholes). The trial sealing grouting in the area of the Praha-Střed railway station (in the environment consisting of water-bearing gravel-sandy fluvial sediments of the lower accumulation of the flood-plain terrace) was performed by Stavební geologie n.p. in 1969. Water pressure testing in check boreholes was carried out for the purpose of assessing the success of the grouting.

Of the other geotechnical assessments carried out for the purposes of the excavation techniques, we can name the preliminary assessment from June 1969 for the use of a mechanised shield (a TBM) on the Metro Line A.

The above brief outline allows you to develop the idea of the volume of the survey operations and the extent of problems which had to be solved by the end of the 1960s. To be able to cope with this task, PÚDIS had not only to set up a team of professionals but also engage specialist organisations and outstanding experts from many other workplaces (see the above-mentioned examples). The active cooperation was secured even from academician Prof. Dr. Ing. Q. Záruba, DrSc, Prof. Dr. Ing. V. Mencl, DrSc, Prof. Ing. J. Mencl and Prof. Dr. Ing. J. Straka, DrSc.

Virtually the entire survey department of PÚDIS worked on this task in the given time (of course, apart from the other parallel tasks), therefore it is impossible here to name all of the team members; perhaps only R. Šimek, O. Tesař, J. Vorel and Č. Fajstová from the geological laboratories, E. Kaprasová from the department of hydrogeology, V. Samek, I. Smekalová, A. Smekal and P. Pokorný from the departments of geotechnics, and K. Klevarová from the chemical laboratory. The main geologist and geotechnician of the task were A. Paluska and J. Hudek, respectively. The above-mentioned team was set up and all work managed organisationally and professionally by O. Beneš, the chief of the survey department. It is worth mentioning that the opportunity for fulfilling the demanding tasks was given mostly to young people, many of whom have remained to be engaged in this field till the present.

„THE SEVENTIES“ (1970 – 1979)

PÚDIS work on surveys (and monitoring) for the construction of the Prague underground railway system continued during the major part of this period. The extent of the problems which were solved was similar to that which is mentioned above. The function of the main geologist for this task was taken over by O. Tesař when A. Paluska had left for Germany.

First of all, the survey for the whole 1st operating section of the Metro Line C was completed in 1970 by the issuance of the final report for the 3rd construction lot (Hlavní Nádraží station – Florenc). The end section of this construction lot (the area next to Florenc station) was specific in the tunnelling under the water table, through permeable sandy and gravelly-fluvial sediments of a flood-plain terrace – in the accumulation of the over-deepened riverbed where the thickness of the water-bearing layer reaches up to about 8m. The permeability (or the filtration coefficient), the magnitude of the inflows and the reach of the cone of depression were determined by means of a pair of long-term pumping tests, with the wells located in the park in front of the City of Prague Museum and in the space of the Nádraží Praha-Střed railway station (where the above-mentioned trial sealing grouting was conducted). Because of

Výše uvedený stručný nástin umožňuje představu o objemu průzkumných prací a rozsahu řešených problematik, které bylo třeba ještě do konce šedesátých let zpracovat. PÚDIS k tomuto úkolu musel nejen sestavit tým vlastních pracovníků, ale zapojit specializované organizace a význačné odborníky z řady dalších pracovišť (viz výše citované příklady). K aktivní spolupráci se dokonce podařilo přizvat i Akad. Prof. Dr. Ing. Q. Zárubu, DrSc., Prof. Dr. Ing. V. Mencla, DrSc., Prof. Ing. J. Mencla a Prof. Dr. Ing. J. Straku, DrSc.

Z PÚDIS na tomto úkolu v uvedené době pracovalo prakticky celé průzkumné středisko (samozřejmě mimo řadu dalších paralelních akcí), a proto zde celý tým není možné jmenovat. Snad alespoň z geologických oddělení R. Šimka, O. Tesaře, J. Vorla a Č. Fajstovou, z hydrogeologického E. Kaprasovou, z geotechniky VI. Samka, I. Smekalovou, A. Smekala a P. Pokorného a z chemické laboratoře K. Klevarovou. Hlavním geologem úkolu byl A. Paluska a vedoucím geotechnikem J. Hudek. Uvedený tým sestavil a všechny práce řídil po stránce organizační i odborné vedoucí průzkumného střediska O. Beneš. Zajímavou okolností je, že příležitost ke zpracování náročných úkolů zde dostali vesměs mladí pracovníci, z nichž mnozí „vydrželi“ v oboru až do současnosti.

LÉTA SEDMDESÁTÁ (1970 – 1979)

V převážné části tohoto období pokračoval PÚDIS v průzkumech (a monitoringu) pro výstavbu pražského metra. Rozsah řešených problematik byl obdobný, jak je již výše uvedeno. Po odchodu A. Palusky do Německa převzal funkci hlavního geologa úkolu O. Tesař.

Nejprve byl v roce 1970 závěrečnou zprávou pro 3. stavbu (stanice Hlavní nádraží – Florenc) dokončen průzkum pro celý I. provozní úsek trasy C metra. Specifikem koncové části (oblast u stanice Florenc) bylo tunelování pod hladinou podzemní vody v propustných písčitošterkovitých fluvialních sedimentech údolní terasy – v akumulaci přehloubeného koryta, u které mocnost zvodnělého horizontu dosahuje až cca 8 m. Pro zjištění propustnosti (resp. součinitele filtrace), velikosti přítoků a dosahu depresního kužele tady byly situovány dva dlouhodobé čerpací pokusy, v sádech u Muzea hl. m. Prahy a v prostoru nádraží Praha střed (zde byl i výše zmíněný pokus těsnící injektáže). Vzhledem ke složitosti hydrogeologické problematiky, nutností posoudit vliv výstavby metra na proudění podzemní vody a potřebě navrhnout opatření pro bezpečnou ražbu traťových tunelů zde bylo aplikováno řešení s pomocí hydrologických modelů (spolupráce s VUT Brno – Vědecko výzkumný ústav vodního stavitelství a hospodářství – Doc. V. Hálek). Na podkladě modelových výsledků byl stanoven rozsah deprese 250 m a pro úpravu vodního režimu byl navržen systém jímkového zařízení v Pobřežní ulici.

Geotechnický monitoring zde byl aplikován především u výstavby stanice Florenc. Příslušná měření proběhla ve spolupráci s VUT Brno (I. Kameníček, F. Nazari) a zahrnovala:

- Měření průhybu a pootočení podzemní stěny (geodetickými metodami).
- Měření deformací v hornině za podzemní stěnou (z přilehlé měřicí šachtice byly ve třech hloubkových úrovních vyvrtány horizontální vrty a do nich osazeny extenzometry (v každém vrtu 3 pérové kotvy VUT Brno).
- Měření napětí na styku lamel s horninou (mezi beton stěny a horninu byly osazeny tlakoměrné vaky, část jich byla i v základové spáře lamel).
- Měření na lamelách podzemních stěn (deformace betonu strunovými tenzometry a na armatūře odporovými tenzometry).
- Měření osové síly ve stropě stanice (do spár mezi lamelami a stropními železobetonovými prefabrikáty byly osazeny strunové dynamometry).

Výsledky měření odpovídaly značné tuhosti konstrukce stěny s pevným vetknutím do horniny (hodnoty pootočení a prohnutí byly minimální). Rovněž zjištěné horninové tlaky byly velmi malé.

Podrobný průzkum pro I. provozní úsek metra trasy A Dejvická – Nám. Míru dokončil PÚDIS v roce 1971 a pro II. provozní úsek – Nám. Míru – Želivského v roce 1973 (pro přilehlé podzemní technické centrum v roce 1975). Byla zde získána řada informací důležitých nejen pro stavbu metra, ale i pro upřesnění celkového názoru na jednotlivé horizonty zemín pokrývajících útvary a hornin skalního podloží v pražské oblasti. Terénní zkoušky zde byly realizovány celkem v 10 kopaných šachticích či jámách (tyto byly dále většinou využity i při vlastní stavbě, například jako přístupové, těžní či větrací jámy).



Obr. 5 Celkový pohled do pokusné odlehčovací štoly (rok 1973 – I. provozní úsek trasy A metra)

Fig. 5 A general view in the stress relieving trial gallery (1973 - 1st operating section of the Metro Line A)

the complexity of the hydrogeological problems, the necessity for the assessment of the impact of the metro construction on the ground water flows, and the need for the designing of measures for safe driving of running tunnels, a solution using hydrological models was applied in this case (in cooperation with the TU Brno – the Scientific research Institute of water resources engineering and management - Doc.V. Hálek). The extent of the depression was determined on the basis of the model results at 250m; a cofferdam system was designed for the modification of the water regime, to be built in Pobřežní Street.

The geotechnical monitoring was applied first of all in the case of the construction of Florenc station. The respective measurements were carried out in collaboration with the TU Brno (I. Kameníček, F. Nazari); it comprised the following activities:

- Measurements of deflection and angular rotation of a diaphragm wall (by survey methods).
- Measurements of deformations in the rock mass behind a diaphragm wall (horizontal holes were drilled from an adjacent measurement shaft, at three depth levels; extensometers were installed in the boreholes (3 TU Brno spring anchors in each hole).
- Measurements of stresses at the interface between the lamellas and ground (pressure cells were installed between the concrete wall surface and the ground; several cells were also on the foundation base of the lamellas).
- Measurements on the lamellas of diaphragm walls (deformations of concrete measurements by vibrating wire strain gauges and, on reinforcing bars, by resistance strain gauges).
- Measurements of the axial force in the roof of the station (string-type dynamometers were inserted to the joints between the lamellas and the precast reinforced concrete roofing elements).

The results of the measurements corresponded to the significant toughness of the wall structure firmly keyed into the rock mass (the values of angular rotation and deflection were minimum). The rock pressures which were determined were also small.

PÚDIS completed the detailed survey for the 1st operating section of the Metro Line A (between Dejvická and Náměstí Míru stations) in 1971 and for the 2nd operating section (between Náměstí Míru and Želivského stations) in 1973 (for the adjacent technical services centre in 1975). The survey provided lots of information important not only for the metro construction but also for the refining of the overall opinion of the individual horizons of soils forming the nappe and the rock forming the bedrock in the region of Prague. In this area, the field tests were performed in a total of 10 dug shafts or holes (the shafts/holes were further used even during the construction itself, for example as access/hoisting/ventilation shafts).

The demanding section of the route between Klárov and Kaprova Street, with the first passage under the Vltava River bed, was the subject of a supplementary survey. The first part of the survey, which contained 3 boreholes drilled down to the bottom, was carried out jointly with Stavební

Náročný úsek trasy Klárov – Kaprova s prvním podchodem metra pod řečištěm Vltavy byl předmětem doplňujícího průzkumu. Jeho prvá část se třemi vrty do dna byla zpracována se Stavební geologií n. p. Praha (L. Klepáč – R. Votoček). Informace o vlastnostech horninového prostředí pod řekou mezi jednotlivými vrty byly odvozovány z výsledků seismického a geoelektrického měření. Dále ve vrtech proběhly vodní tlakové a zkrácené injekční zkoušky (byla zjištěna malá propustnost hornin). V rámci předstihových částí stavby zde byly v roce 1975 ještě realizovány (z náraziště šachty na Alšově nábřeží a z čelby levého a pravého tratěvého tunelu) průzkumné horizontální předvrty průměrem 58 mm soupravou Diamec – 250 (Geoindustria n. p. – závod Jihlava), z nichž nejdelší (211,8 m) prošel pod celou Vltavou.

Ražba úseku pod Vltavou (a pod Starým Městem až do stanice Můstek) byla z bezpečnostních důvodů navržena s vyloučením trhacích prací, které by mohly narušit horninový masiv a zvětšit přítoky do tunelu (resp. poškodit historickou zástavbu). Proto zde byly nasazeny (v roce 1976) dva sovětské mechanizované štíty TŠ&B-3 s výrobou ostění z monolitického lisovaného betonu (maximální tlak při prvním stupni lisování byl 0,5 MPa a při druhém 1,5 MPa). Pro tento beton byla požadována vodonepropustnost V 8, a to při vyloučení možnosti armování – prostý beton tedy musel vyhovět meznímu stavu vzniku trhlin. Po získání technické dokumentace tohoto štítu v roce 1973 se další práce doplňujícího průzkumu přizpůsobily požadavkům vyplývajícím z jeho konstrukce. Kromě základních fyzikálních, přetvárných a pevnostních charakteristik bylo v tomto případě třeba určit i stav primární napjatosti horninového masivu a jeho reologické chování. Z analýzy uvedené technologie na vývoj horninových tlaků (Hydroprojekt Praha – M. Doležalová) totiž vyplynulo, že počáteční hodnota reaktivního tlaku na obezdívku je závislá především na tlaku lisování, zatímco konečná hodnota po dosažení stavu dlouhodobého působení je přímo závislá na velikosti a rozdělení původních napětí v horninovém masivu. Pro obezdívku kruhového průřezu bylo třeba stanovit především poměr horizontálních a vertikálních složek napětí, tj. součinitel horninového tlaku v klidu K_0 . Příslušný experiment byl realizován na konci přístupové štolky na levém břehu Vltavy u Mánesova mostu. Vzhledem k velmi proměnlivému a značnému tektonickému porušení jílovitých břidlic vinického souvrství nemohla být úloha řešena pouze běžnou metodou odlehčení vrtného jádra, protože výsledky by měly jen lokální platnost pro základní materiál horniny objemového měřítka cm^3 nebo dm^3 . Velikost objemové jednotky, jejíž napjatost bylo nutné určit, byla zde minimálně řádu 10 m^3 . Proto byla zvolena metoda stanovení napjatosti horninového masivu odlehčení štolou, kterou navrhl a poprvé v roce 1963 realizoval Prof. L. Müller ze Salzburku. Tato deformační metoda je založena na odvození primární napjatosti na podkladě velikosti a směru deformací horninového prostředí v okolí odlehčovací štolky, vzniklých při jejím ražení (bez výstroje). V naší republice šlo v roce 1973 o prvou aplikaci (resp. dosud jedinou), přičemž použitá modifikace se lišila od původní verze systémem měření přetvoření a způsobem vyhodnocení. Základní princip této modifikace je zřejmý z obr. 4. Ve stadiu přípravných prací byly z čela přístupové štolky vyvrtány čtyři paprskovitě se rozbíhající vrty. Do těchto vrtů byly zasunuty trubky z PVC, v nichž byly umístěny ve vzájemných vzdálenostech 2 m osvětlené cílové značky pro sledování úhlových posuvů. Těsný kontakt trubek s horninou byl zajištěn výplňovou injektáží. Pro sledování horizontálních a vertikálních složek posuvů cílových značek byl použit velmi přesně centrovány teodolit, umístěovaný do průsečíků os pozorovacích vrtů. Výchozí značky měření byly fixovány v betonových blocích v zadní části přístupové štolky. Po základním zaměření všech značek bylo zahájeno ražení kruhové odlehčovací štolky o průměru 2 m. Výlom byl prováděn s úplným vyloučením trhacích prací, čelo výrubu bylo udržováno stále svislé. Odlehčovací štola nebyla podchycována výztuží a vložená bezpečnostní výstroj nebyla dotahována k hornině. Pohled do odlehčovací štolky celkové délky 10,3 m zachycuje obr. 5. Při ražení docházelo k pohybu horninového masivu směrem k odlehčovací štolce, který sledovaly i trubky s cílovými značkami. Tyto byly zaměřovány jak v průběhu ražení, tak i po jeho dokončení pro určení časového doznění deformací. Pro vyhodnocení experimentu byly na podkladě terénních zkoušek mechaniky hornin v přílehlé rozrážce sestaveny geotechnické podklady, vystihující heterogenitu a anizotropii přetvárného a pevnostního chování horninového prostředí. K vyhodnocení bylo použito matematické modelování pokusu metodou konečných prvků (Hydroprojekt Praha – M. Doležalová). Při

Geologie n.p. Praha (L. Klepáč – R. Votoček). The information about the properties of the rock environment under the river, between the individual boreholes, was derived from the results of seismic and geoelectrical measurements. The further tests which were conducted in the boreholes were the water pressure tests and rapid grouting tests (low permeability of the rock mass was identified). Horizontal probe holes 58mm in diameter were drilled within the framework of enabling works in 1975. The drilling was performed from the bottom of the shaft on the Alšovo Embankment and from the left and right running tunnel excavation faces, using a Diamec – 250 drill rig (Geoindustria n.p. – Plant Jihlava). The longest of the boreholes (211.8 m) passed under the whole Vltava River width.

The excavation of the section under the Vltava (and under the Old Town up to Můstek station) was designed, for safety reasons, with blasting operations excluded. The blasting could have disturbed the rock mass and increased the inflows to the tunnel (or damaged historic buildings). This was why a pair of Soviet-make mechanised shields TŠ&B-3 producing cast-in-situ compressed concrete lining (the maximum pressure in the first and second degree of compression was 0.5MPa and 1.5MPa respectively) were deployed on this route (1976). The specification for this concrete required the V8 waterproofing capacity to be achieved without steel reinforcement; the non-reinforced concrete therefore had to be designed for the limit state of cracking. When the technical specifications of the shield were obtained in 1973, the tasks of the supplementary survey were adjusted to the requirements following from its design. It was necessary in this particular case to determine not only the basic physical, deformational and strength-related characteristics but also the primary state of stress of the rock mass and its rheological behaviour. It was so because of the conclusion of the analysis of the effect of the given excavation equipment on the development of rock pressures (Hydroprojekt Praha – M. Doležalová) that the initial value of the reaction pressure on the lining depends, first of all, on the compression, while the final value once the state of long-term action has been reached directly depends on the magnitude and distribution of the original stresses in the rock mass. It was necessary for the circular cross-section lining to determine, first of all, the proportion of horizontal and vertical components of the stress, i.e. the coefficient of rock pressure at rest K_0 . The relevant experiment was performed at the end of the access adit, on the left bank of the Vltava River at the Mánesův Bridge. In view of the very variable and serious tectonic faulting of the clayey shales of the Vinice Formation, the task could not be solved only by a common stress relieving method because the results would have been applicable only locally, to the basic rock material with the volume measured in cm^3 or dm^3 . The magnitude of the unit of volume for which the state of stress had to be determined was, in this particular case, in the order of 10 m^3 as a minimum. For that reason, the method which was selected for the determination of the state of stress in the rock mass was the method which was proposed and first time realised (in 1963) by Prof. L. Müller from Salzburg (and Karlsruhe), where the subject of the stress relief was a gallery instead of a borehole. This deformation method is based on the derivation of the primary state of stress from the magnitudes and directions of the rock mass deformations in the vicinity of the stress relieving gallery, which developed during the gallery excavation (non-supported excavation). The application in 1973 was the first (or till then the only) in the Czech Republic, while the modification used differed from the original version in the system of the measurement of deformations and assessment of the results. The basic principle of this



Obr. 6 Pohled na jižní portál Strahovského tunelu (projekt i průzkum PÚDIS). Foto J. Husák

Fig. 6 A view of the southern portal of the Strahov tunnel (the design and survey by PÚDIS). Photo: J. Husák

iteračním řešením byly vypočteny směry a velikosti posuvů pro různé hodnoty součinitele horninového tlaku v klidu K_0 . Shody matematického modelu s prototypem bylo dosaženo pro $K_0 = 0,32$, který byl výslednou charakteristikou hledaného stavu primární napjatosti horninového masivu.

V průzkumné štole bylo dále dlouhodobými zatěžovacími zkouškami deskou (plochy 5000 cm²) zjišťováno reologické chování jílovitých břidlic vinických vrstev. Tuto problematiku bylo třeba objasnit pro ověření časové proměnlivosti reaktivních tlaků horninového prostředí na ostění z lisovaného betonu. Z délky dotvarování (řádově stovky dnů) a velmi výrazné relaxace vneseného tlakového napětí s časem bylo zřejmé plastické chování tohoto horninového prostředí. Proto při dimenzování obehzdvíky traťových tunelů nebylo možné dlouhodobě počítat s příznivým vlivem předpětí vneseného při lisování do betonové směsi.

V rámci doplňujícího průzkumu pro I. provozní úsek metra trasy A byla řešena ještě řada dalších problematik, například pro stanici Můstek ověření vlastností tektonicky porušených hornin v oblasti přilehlé k pražskému zlomu (v geologické minulosti zde proběhl relativně k pražské dráze větší než 1000 m).

Rovněž pokračovala měření monitoringu výstavby trasy A, například extenzometrií v nadloží staničních tunelů Hradčanská (leden až červen 1974) byly zjištěny relativně malé svislé poklesy – do 12 mm.

Paralelně v uvedené době PÚDIS ještě zpracoval průzkumy pro následující části tras metra:

- II. provozní úsek metra trasy C Kačerov – Háje – IG průzkum (roky 1973 – 1974),
- III. provozní úsek metra trasy C Florenc – Vltavská – předběžný IG průzkum (rok 1973),
- I. provozní úsek metra trasy B Florenc – Nádraží Smíchov – podrobný IG průzkum (roky 1974 – 1977).

V roce 1977 došlo z rozhodnutí předsedy Ústředního geologického úřadu ke změně generálního dodavatele inženýrsko-geologických průzkumů pro metro – místo PÚDIS byla tímto pověřena Stavební geologie n. p. Důvodem byly lepší předpoklady této firmy k plnění požadovaných termínů, protože vlastnila i vrtnou techniku (PÚDIS tyto práce musel zajišťovat u subdodavatelů, například i u Stavební geologie – viz výše). To ovšem neznamenalo, že od této doby PÚDIS zcela přestal pracovat na průzkumech pro metro, speciální problematiky mu byly zadávány i nadále (viz níže uvedené příklady v této dekádě i dalších).

V letech 1978 – 1979 PÚDIS zpracoval například doplňující průzkum pro stanici Můstek na I. provozním úseku trasy B metra. Jednalo se zejména o terénní zkoušky mechaniky hornin pro projekt přestupu na trasu A a dále pro matematické a fyzikální modelování ražení stanice a jeho vlivu na vývoj přetvoření nadložních hornin, které tvoří podloží chrámu Panny Marie Sněžné. Spolehlivý návrh zajištění základů před nepříznivými posuvy, jak ve vertikálním, tak i horizontálním směru, byl důležitý vzhledem k tomu, že se jedná o nejvyšší stavbu v Praze s gotickou klenbou citlivou na veškeré nerovnoměrnosti deformací podzákladí. Další část doplňujícího průzkumu se týkala traťového úseku mezi stanicemi Mústek a Náměstí Republiky, kde se ověřovala možnost nasazení mechanizovaného štítu TŠČB-3. V levém tunelu byl situován horizontální vrt soupravou Diamec (Metrostav) délky 110 m, který zastíhl prachovité břidlice zahořanského souvrství. Laboratorně zjištěná pevnost horniny v tlaku byla nejčastěji cca 25 MPa, převážně se pohybovala do 40 MPa a nepřesáhla (ani u poloh jemnozrnných prachovců) 60 MPa, což jsou hodnoty daným typem mechanizovaného štítu zvládnutelné.

PÚDIS se v této dekádě věnoval i průzkumům pro jiné tunelované stavby, z maloprofilových například úseky stoky K (roky 1971 – 1979), kmenové stoky F (rok 1976), kabelového tunelu Praha-střed. Dále to byly automobilové tunely, které PÚDIS i projektoval – jako hloubený Těšnovský (roky 1977–1979) a především Strahovský – v roce 1978 byla dokončena předběžná průzkumná etapa založená na zhodnocení 22 svislých vrtů (s karotážním měřením a laboratorními zkouškami) hloubených z povrchu nadložního terénu.

LÉTA OSMDESÁTÁ (1980 – 1989)

V této dekádě dominuje průzkum pro Strahovský automobilový tunel (O. Tesař – J. Hudek aj.). Předchozí výsledky z vrtného průzkumu zjistily skladbu a vlastnosti nadložních svrchnokřídových hornin i ordovických, ve kterých byl hloubkově tunel situován. Příslušné charakteristiky byly interpretovány pro fyzikální modely, jimiž byla ověřována maximální plocha čelby, která je ještě při plném výlomu

modification is obvious from Fig. 4. Four radially diverging holes were drilled from the excavation face of the access gallery in the phase of the enabling work. PVC tubes containing illuminated targets for the observation of the angular displacement (at 2.0m spacing) were inserted into the boreholes. The close contact of the tubes with the ground was provided by means of the annulus grouting. The horizontal and vertical components of the displacements of the targets were observed by a very precisely centred theodolite, which was set at the points of intersection of the axes of the observation boreholes. The original measurement markers were fixed in concrete blocks in the rear part of the access gallery. When the basic survey of all markers had been completed, the excavation of the stress relieving adit (2.0m in diameter) started. The excavation was carried out with strict exclusion of blasting operations; the excavation face was maintained permanently vertical. The stress-relieving adit was not supported by any lining and the supporting frames were not tightened against the rock. A view inside the 10,3m-long stress relieving adit is presented in Fig. 5. The movements of the rock mass toward the stress-relieving adit occurred during the course of the excavation; the tubes with the targets followed this movement. The movements were surveyed both during the excavation and after its completion to allow the determination of the time at which the deformations became stable. Geotechnical working papers which were compiled for the purpose of the assessment of the results of the experiment on the basis of the rock mechanics field tests carried out in a short adit driven to the side of the gallery provided the characteristics of the heterogeneity and anisotropy of the deformational and strength-related behaviour of the rock mass. The assessment was carried out using the mathematical modelling of the test by the Finite Element Method (Hydroprojekt Praha - M. Doležalová). The directions and magnitudes of displacements were calculated for various values of the coefficient of rock pressure at rest K_0 using the iteration process. The consistency between the mathematical model and the prototype was achieved for $K_0 = 0,32$, which was a resultant characteristics of the primary state of stress of the rock mass which was being sought.

The survey gallery was further used for the determination of rheological behaviour of the clayey shale of the Vinice Member by means of long-term plate-bearing tests (the area of 5000 cm²). This problem had to be cleared up for the examination of the time-dependent character of the changes in the reaction pressures of the rock environment acting on the compressed concrete lining. The duration of the yielding process (in the order of one hundred days) and the pronounced relaxation of the induced stress with time signified the plastic behaviour of the rock environment in question. It was, therefore impossible for the structural analysis of the lining of running tunnels to take into account a long-term favourable effect of the pre-stress transferred into the concrete during the concrete mixture compression process.

Many other problems were solved within the framework of the supplementary survey for the 1st operating section of the Metro Line A, for example the verification of the properties of the tectonically faulted rocks in the area adjacent to the Prague Fault (a relative movement along a path longer than 1000m took place in this location in the geological history) for Můstek station.

The measurements which were part of the monitoring of the Line A construction also continued, for example the extensometer measurements in the overburden of the Hradčanská station tunnels (January through June 1974) identified relatively small vertical settlement values – up to 12mm.

Concurrently, at the above-mentioned time, PÚDIS carried out surveys for the following parts of the metro lines:

- 2nd operating section of the Metro Line C - Kačerov – Háje: an EG survey (1973 - 1974),
- 3rd operating section of the Metro Line C - Florenc – Vltavská: a preliminary EG survey (1973),
- 1st operating section of the Metro Line B - Florenc - Nádraží Smíchov: a detailed EG survey (1974 - 1977).

In 1977, the chairman of the Ústřední Geologický Úřad (the Central Geological Board) decided that the general contractor for the engineering-geological surveys for the metro construction, PÚDIS, be replaced by Stavební Geologie n.p. The reason was the fact that Stavební Geologie n.p. had better conditions for meeting the required deadlines because it had its own drilling equipment (PÚDIS had to provide subcontractors for this work, for example even the above-mentioned company Stavební Geologie n.p.). This, however, did not mean that PÚDIS completely ceased working on the surveys for the metro; it continually received orders for special problems (see the examples from this decade and later presented below).

In 1978 – 1979, PÚDIS carried out, for example, the supplementary survey for Můstek station on the 1st operating section of the Metro Line B. It consisted mainly of rock mechanics field tests for the design for the passenger interchange to the Line A and mathematical and physical modelling of the station excavation and its influence on the deformation of the rock in the overburden, which form the support of the Church of our Lady of the Snow. It was impor-



Obr. 7 Zkouška pevnosti v tříosém tlaku (návrh aparatury VUT Brno) na horninovém bloku průřezu 50 x 50 cm a výšky 100 cm, (rok 1996 – průzkumná štola pro tunel Mrázovka)

Fig. 7 Triaxial test (design of the apparatus by TU Brno) on rock block cross section 50 x 50 cm and height 100 cm (1996 - the exploratory gallery for the Mrázovka tunnel).

stabilní, délka nezapažené části výrubu, optimální vzdálenost tunelových trub, podmínky realizace tříproudového tunelu a vhodnost Nové rakouské tunelovací metody pro tuto lokalitu. Pro hodnocení kvality horninového masivu byl již aplikován systém klasifikace QTS (O. Tesař).

V etapě podrobného průzkumu (roky 1980 – 1986) byla ražena a monitorována průzkumná štola situovaná v místech opěry západní tunelové trouby. Zde v charakteristických místech byly zjišťovány převratné a pevnostní vlastnosti jednotlivých typů hornin terénními zkouškami na horninových blocích (celkem v 8 rozrážkách). Další informace byly získány ze systému horizontálních a šikmých průzkumných vrtů. Speciální program zde měl hydrogeologický průzkum, který byl zaměřen na sledování vlivu jednotlivých fází výstavby na režim podzemních vod. Ve vybraných místech byly pozorovací vrty s pravidelným režimním měřením. Při monitoringu ražby průzkumné štoly probíhala (mimo nivelaci povrchu terénu) extenzometrická měření (svislé vrty z povrchu terénu s pérovými kotvami VUT Brno osazené až v 5 hloubkových úrovních) a systém byl dále ponechán ke sledování vlivu výlomu jednotlivých částí vlastního tunelu. Výška rozvolněné zóny nad štolou i tunelem byla ověřována gama-gama karotáží ve vrtných vějířích a hydraulickými vaky byl sledován vývoj tlaku na výstroj. V souvislosti s těmito novými informacemi pokračovalo řešení úloh na hmotných a matematických modelech. Strahovský tunel PÚDIS rovněž projektoval (fotografie na obr. 6 zachycuje jeho jižní portál).

Další průzkum v osmdesátých letech se týkal připravované části městském okruhu v úseku Špejchar – Argentinská, kde byl tehdy předpokládán hloubený tunel (i pod Stromovkou). Byly zde již získány podrobné výsledky včetně terénních zkoušek (rok 1987) z průzkumné šachty situované v úseku nejhlubšího tunelu (22 m) v ulici Gerstnerově v prostředí písčitéch břidlic letenského souvrství.

Pro metro v této době PÚDIS zpracoval například doplňující průzkum pro stanici Národní třída na I. provozním úseku trasy B metra. Její část pod Spálenou ulicí zasahuje pod kostel Nejsvětější Trojice, který bylo nutné uchránit před poškozením v důsledku nerovnoměrného sedání podzákladí. Pro situování zkušební rozrážky byla v roce 1981 využita předstihová přístupová díla (ražba podnikem Vojenské

tant for the design for the protection of the foundation against harmful movements, both vertical and horizontal, with respect to the fact that the church is the highest Prague's structure with a Gothic vault, which is sensitive to any kind of uneven deformation of the foundation soil. Another part of the supplementary survey covered the line section between Můstek and Náměstí Republiky stations, where the possibility of the application of a TŠČB-3 mechanised shield was examined. A 110m long horizontal borehole, which was set in the left tunnel tube, was drilled by Metrostav using a Diamec drill rig. It encountered silty shales of the Zahořany Formation. The compressive rock strength which was determined by a laboratory fluctuated most frequently about 25MPa, values up to 40MPa prevailed and 60MPa was not exceeded (even in the case of fine-grained siltstone layers). The particular type of the mechanised shield was able to cope with these values.

In this decade, PÚDIS was engaged in surveys even for other tunnelling projects, for example small-diameter tunnels such as sections of the Sewer K (1971 – 1979), Trunk Sewer F (1976) or the cable tunnel Prague-Centre. Further, it worked on the automobile tunnels which were also designed by PÚDIS, such as the cut-and-cover Těšnov tunnel (1977-1979) and, above all, the Strahov tunnel. The preliminary stage of the survey for this tunnel, which ended in 1978, was based on the assessment of 22 vertical boreholes (with logging and laboratory testing) drilled from the ground surface above the tunnel.

„THE EIGHTIES“ (1980 – 1989)

This decade is dominated by the survey for the Strahov automobile tunnel (O. Tesař - J. Hudek et al.). The preceding exploratory drilling determined the composition and properties of the rock forming the tunnel overburden (the Upper Cretaceous Epoch) and the rock at the depth where the tunnel was located (the Ordovician Period). The respective characteristics were interpreted for the physical models which were used for the verification of the maximum area of the excavation face (full-face excavation) which still remains stable, the maximum length of the non-supported excavation, the optimum distance between the tunnel tubes, conditions for the construction of a three-lane tunnel and suitability of the New Austrian Tunnelling Method for this locality. The QTS classification system (by O. Tesař) was applied to the assessment of the rock mass quality.

The detailed survey phase (1980 – 1986) comprised the excavation and monitoring of an exploratory gallery, which ran along the axis of the western tunnel tube abutment. The deformational and strength-related properties of individual types of rock were determined in characteristic points of the gallery by field tests on rock blocks (in 8 short side adits). Other information was obtained from a system of horizontal and inclined exploration boreholes. A special program was developed for the hydrogeological survey. It was focused on observation of individual phases of the construction on the ground water regime. Observational boreholes, which were located in selected points, were subjected to a regular measurement regime. The monitoring of the exploratory gallery consisted (apart from the levelling of the terrain surface) of extensometer measurements (vertical boreholes drilled from the ground surface, VUT Brno spring anchors installed at up to 5 depth levels); the system was kept in place for subsequent monitoring of the effect of excavation of the individual parts of the tunnel itself. The height of the loosened rock layer above the gallery and the tunnel was verified by means of the gamma-gamma-ray logging performed on fans of boreholes, and by hydraulic pressure cells used for the verification of the development of pressures on the lining. The work on the problems continued using material and mathematical models, with the new information taken into consideration. The design for the Strahov tunnel was also carried out by PÚDIS (the picture of the southern portal is presented in Fig. 6).

Another survey which was carried out in the 1980s was associated with the section of the planned Prague City Circle Road (the inner circle) between Špejchar and Argentinská Street, where a cut-and-cover tunnel was assumed at that time to be built (even under the Stromovka Park). The survey was already capable of providing detailed results inclusive of the field tests results (1987) obtained from a survey shaft located in the deepest (22m) tunnel section under Gerstnerova Street, found in the environment formed by the sandy shale of the Letná Formation.

Regarding the underground railway (the Metro), PÚDIS carried out a supplementary survey for Národní třída station on the 1st operating section of the Metro Line B at that time. The part of the station which is found under Spálená Street extends under the Trinity Church, which had to be protected against damaging by uneven settlement of the foundation ground. The testing point of attack was chosen to be in one of the access galleries which had been built in advance (1981) by Vodní Stavby. The results of the field tests provided the basis for the determination of the input deformational and strength-related characteristics (including heterogeneity and anisotropy); the relevant statistical issues were solved by PÚDIS by means of mathematical modelling (the Finite Element Method - I. Kameníček).

stavby). Na podkladě výsledků terénních zkoušek byly stanoveny vstupní přetvárné a pevnostní charakteristiky (včetně heterogenity a anizotropie) a příslušnou statickou problematiku řešil PÚDIS matematickým modelováním (metodou konečných prvků – I. Kameníček).

Pro III. vinohradský železniční tunel PÚDIS v roce 1980 zpracoval doplňující průzkum (zahrnující i kopanou šachtici s terénními zkouškami) pro oblast vršovického portálu, kde byla projektována hluboká stavební jáma v náplavech Botiče a břidlicích letenského a vinického souvrství. Pro ražbu PÚDIS v roce 1985 prováděl inženýrsko-geologické sledování 520 m předstihových štol (až do doby jejich zastavení z důvodů změny technologie výstavby vlastních tunelů) se zhodnocením kvality horniny (klasifikační body QTS) a režimním měřením přítoků podzemní vody. Po změně technologie výstavby (dva traťové tunely prstencovou metodou) bylo posuzování alternativních řešení postupů ražeb v náročných úsecích (s tektonicky porušenou horninou letenského souvrství) v roce 1988 založeno na informacích ze tří jádrových horizontálních vrtů (délky 50 m). Speciální část geotechnického monitoringu výstavby byla kontrola injekčního zpevnění (provedeného n. p. Vodní stavby Praha – Odštěpný závod pro speciální zakládání staveb – injekční práce řídil J. Verfel) v prostředí libeňských břidlic v nejnáročnější části tunelu – v místě navázání nové části z roku 1987 na výrub přerušeny v roce 1945. Tato oblast přilehlá k Anglické ulici byla mimořádně exponovaná stavebně (v relativně nízkém nadloží jsou založeny suterény bloku domů a v podloží se kříží vinohradské železniční tunely se spojkami tras metra A – C) i geotechnicky (horninové prostředí tvoří měkké břidlice tektonicky porušené, mocnost zdravého horizontu v nadloží byla pouze 3 m). Kontrola byla založena na aplikaci terénních presiometrických zkoušek ve vrtech a statisticky porovnávala příslušné výsledky před a po zpevňovací injektáži. Průměrná hodnota presiometrických modulů přetvárnosti před injektáží byla $E_{op} = 389$ MPa a po ní $E_{op} = 505$ MPa. Toto zvýšení modulů (resp. snížení stlačitelnosti) reprezentuje cca 30 % a potvrzuje úspěšnost zpevňovací injektáže.

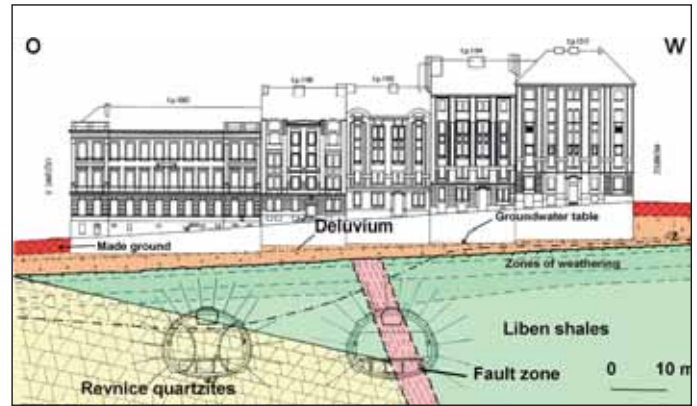
Z průzkumů PÚDIS pro maloprofilové tunely příslušného období lze zmínit například sběrač Barandov (rok 1980), kolektory Žižkov II a trasu Žižkov – Senovážné náměstí (rok 1984) nebo kabelové tunely Žižkov a Pražáčka (rok 1985).

LÉTA DEVADESÁTÁ (1990 – 1999)

Devadesátá léta 20. století jsou v Čechách charakterizovaná především přechodem na způsob tunelování pomocí NRTM. Určitým milníkem co do náročnosti problémů ražby velkých výrubů velmi mělko pod obydlenou zástavbou byla výstavba tunelu Mrázovka v Praze, která začala v roce 1998. Výstavbu tohoto silničního tunelu předcházelo několik etap inženýrsko-geologického průzkumu (J. Hudek – J. Vorel aj.) včetně ražby průzkumné štoly v letech 1995 – 1998, kde průzkumná a monitorovací práce zajišťoval PÚDIS, a. s. I zde byla použita celá škála terénních geotechnických zkoušek in situ (viz příklad zkoušky v třiosém tlaku na obr. 7). Ražba průzkumné štoly byla monitorována konvergenčním, extenzometrickým měřením, měřením tlaku na ostění apod. To umožnilo velmi přesně stanovit vstupní hodnoty do matematických modelů a statických výpočtů. Již však od ražby průzkumné štoly bylo zřejmé, že podstatnou roli při ražbě tunelů budou hrát zlomové poruchové zóny v horninovém masivu skalního podloží. To se potvrdilo při ražbě třípruhových tunelů u severního portálu a při ražbě pod zástavbou ul. Ostrovského (obr. 8) a částečně pod zástavbou v ul. Bieblově a Na Doubkové. Ražba tunelu (probíhající 1998 – 2002) způsobovala v poruchových zónách jílovitých libeňských a částečně i tektonicky porušených břidlic letenského souvrství zvýšené deformace primárního ostění a zvýšené poklesy terénu nad tunely. Velmi účinně pak zapůsobila zvolená změna členění pobírání a zajištění výrubu z horizontálního na vertikální, což umožnilo (společně s dalšími opatřeními – včetně sanační a kompenzační injektáže) bezpečný podchod ražeb i pod obydlenou zástavbou.

Kromě silničních tunelů Strahovského a Mrázovka (popř. krátkého silničního Zlíčovského tunelu na stavbě Zlíčov–Radlická) byly prováděny inženýrsko-geologické průzkumy i pro rozvíjející se kolektory v Praze. V těchto letech se PÚDIS, a. s., též podílel na geologickém dozoru ražeb pražských kolektorů, a to konkrétně kolektorů 2. kategorie Centrum I.

V letech devadesátých minulého století byly prováděny firmou PÚDIS, a. s., také podrobné geotechnické průzkumy pro tunely na dálnici D8 (úsek Lovosice – Řehlovice, rok 1997) v Českém středohoří. Jednalo se o průzkumy pro relativně krátké tunely Prackovice (délka



Obr. 8 Příčný geologický řez tunelem Mrázovka s poruchovou zónou pod ul. Ostrovského

Fig. 8 Geological cross section through the Mrázovka tunnel with the fault zone under Ostrovského Street

As to the 3rd Vinohrady tunnel, PÚDIS carried out a supplementary survey in 1980 (comprising even a dug hole for field tests) for the area of the portal on the Vršovice side, where a deep excavation box was required by the design, to be excavated in the Botič brook alluvium and the shales of the Letná and Vinice Formations. The support provided by PÚDIS for the excavation in 1985 consisted of the engineering geological monitoring of 520m of pilot galleries (until the work was stopped as a result of the change in the technique of the excavation of the tunnels themselves) comprising the assessment of the rock mass quality (the QTS classification system) and measurements of the water inflows regimes. When the construction technique had been changed in 1988 (two running tunnels to be excavated by the ring method), the evaluation of the alternative solutions to the procedures for excavation in difficult sections (tectonically faulted rock mass of the Letná Formation) was based on the information provided from three horizontal core holes (50m long). A special part of the geotechnical monitoring consisted of the checking on the ground strengthening by grouting (which was carried out by the specialist foundation branch of Vodní stavby n.p.; the grouting was managed by J. Verfel) in the environment formed by the Libeň Shale, in the most demanding part of the tunnel, i.e. in the location where the new part of the tunnel from 1981 links the excavation which had been suspended in 1945. This area, which is adjacent to Anglická Street, was exceptionally difficult in terms of the construction operations (basements of blocks of flats are founded in the relatively shallow overburden and the metro tunnels connecting the Line A and Line C run under the Vinohrady railway tunnels) and from the geotechnical point of view (the rock environment consists of soft, tectonically disturbed shale; the thickness of the undisturbed layer in the overburden was only 3m). The checking was based on the application of field pressuremeter tests in boreholes; the test results obtained prior to and after the stabilisation grouting were compared. The average values of the pressuremeter moduli of deformation prior to the grouting and after the grouting were $E_{op} = 389$ MPa and $E_{op} = 505$ MPa respectively. This increase in the moduli (or decrease in the compressibility) is about 30%; it proves that the grouting was successful.

Regarding the surveys for small-profile tunnels carried out by PÚDIS in the period in question, we can mention, for example, the Barrandov interceptor sewer (1980), utility tunnels Žižkov II and Žižkov – Senovážné Náměstí (1984) or the cable tunnels Žižkov and Pražáčka (1985).

„THE NINETIES“ (1990 – 1999)

The 1990s in the Czech Republic are characterised, above all, by transition to the New Austrian Tunnelling Method. A certain milestone in terms of the complexity of problems of large-profile excavation at very shallow depth under existing residential buildings was the construction of the Mrázovka tunnel in Prague, which started in 1998. This tunnel construction was preceded by several stages of engineering geological surveys (J. Hudek – J. Vorel et al.), including the excavation of an exploratory gallery in 1995 – 1998, where the survey and monitoring activities were provided by PÚDIS a.s. This construction also required a wide variety of in-situ geotechnical tests (see the example of a triaxial compression test in Fig. 7). The excavation of the exploratory gallery was monitored using convergence measurements, extensometer measurements, measurements of the pressure on the lining etc. The monitoring results made it possible for the determination of the input values for the mathematical models and structural analyses to be carried out very accurately. Nevertheless, it was clear from the beginning of the excavation of the exploratory gallery that the fault zones existing in the rock mass forming the bedrock would play



Obr. 9 Aparatury pro dlouhodobé zatěžovací zkoušky deskou ověřující reologické přetváření a bobtnání (rok 2005 – D8 průzkumná štola pro tunel Prackovice)

Fig. 9 Equipment sets for long-term plate-bearing tests verifying rheological deformations and swelling (2005 – D8 the exploratory gallery for the Prackovice tunnel)

270 m) a Radejčín (délka 460 m). Specifičnost morfologie terénu a samotných hornin Českého středohoří však i z těchto malých tunelů dělá velmi zajímavá podzemní díla. Trasa tunelů byla volena tak, aby se vyhnula svahovým pohybům, převážně tedy sesuvům, které jsou v této lokalitě velmi časté. Expertní posouzení z hlediska ověření svahových pohybů provedl Prof. J. Pašek z Přírodovědecké fakulty UK v Praze. Navíc u tunelu Prackovice v té době panovala i obava z bobtnacích tlaků ve zcela zvětralých třetihorních tufech.

Pro metro na začátku této dekády (resp. v roce 1990) PUDIS, a. s., zpracoval podrobný průzkum pro tehdy projektovanou raženou jednodílnou stanici na rozraní II. a IV. provozního úseku trasy B metra. Tato stanice měla být přibližně 300 m východně od dnešní Českomoravské (po úpravě trasování zde tento náročný typ konstrukce nebyl realizován). Průzkum zahrnoval i kopanou šachtici do hloubky 30 m s terénními zkouškami pro modelování jednodílné stanice metodou konečných prvků.

SOUČASNOST (2000 – 2007)

V období současném, tedy již v novém století a tisíciletí, byla pozornost geotechnického průzkumu a monitoringu firmy PUDIS, a. s., zaměřena nejen tradičně na podzemní stavby budované v Praze, ale i na tunely na dálničních stavbách.

Na dálnici D8 jedním z dálničních tunelů na trase Ústí nad Labem – státní hranice se SRN je menší, ale zajímavý úboční tunel Libouchec. Jeho výstavba probíhala v letech 2004 – 2006. PUDIS, a. s., byl zde vedoucím účastníkem sdružení firem PUDIS-SG Geotechnika, které provádělo komplexní geotechnický monitoring. Výsledky geotechnického monitoringu v relativně příznivých geologických poměrech krušohorského krystalinika umožnily realizovat na této stavbě ekonomicky výhodnější sekundární ostění z prostého betonu.

U projektovaného dalšího tunelu na D8 v průzkumné štole pro tunel Prackovice se PUDIS podílel na geotechnickém monitoringu terénními a laboratorními zkouškami mechaniky hornin. Tyto zahrnovaly i modifikované zatěžovací zkoušky, jejichž úkolem bylo ověřit efekt bobtnání a dlouhodobého (reologického) přetváření horniny a jeho vliv na výstavbu dálničního tunelu. Pro zajištění spolehlivosti výsledků byly u všech zatěžovacích zkoušek zdvojeny systémy měření sil a přetvoření (obr. 9). Zkoušky efektu bobtnání probíhaly jednak za „původní vlhkosti“ v průzkumné štole (resp. podmínek relativní vlhkosti vzduchu v rozrážce 49 až 54 %), a jednak po zvlhčení (vlhkost vzduchu 96 až 100 %). U vodou skrápěné povrchové části se přitom vlhkost horniny zvýšila v průměru z původní cca 25 % na 30 %. Zjištěné hodnoty bobtnání stanovené v tufu mírně a silně zvětralém byly relativně nízké a realizaci stavby dálničního tunelu by neměly ohrozit ani zkomplikovat. Hlavním výsledkem dlouhodobých zatěžovacích zkoušek byly moduly přetvárnosti a parametry reologického chování.

a significant role during the tunnel excavation. This assumption was confirmed during the excavation of the three-lane tunnels at the northern portal, during the excavation under the existing buildings in Ostrovského Street (see Fig. 8) and, partially, under the existing buildings in Bieblova and Na Doubkové Streets. The tunnel excavation, which was carried out from 1998 to 2002, caused increased deformations of the primary lining and increased settlement of the terrain surface above the tunnels when passing through the fault zones of the clayey Libeň shales and partly even the tectonically disturbed shales of the Letná Formation. However, the change in the excavation and support sequence from horizontal to vertical was very effective. Owing to this change (together with other measures including rehabilitation and compensation grouting), the excavation safely passed under the residential buildings.

Apart from the construction of the road tunnels Strahov and Mrázovka (or also the short road tunnel Zlíchov na route Zlíchov – Radlická), the engineering – geological surveys were carried out even for the utility tunnels being developed in Prague. In these years, PÚDIS participated in the geological supervision over the excavation of the system of 2nd category utility tunnels in Prague (Centrum I).

In the 1990s, apart from other work, PÚDIS a.s. carried out detailed geotechnical surveys for tunnels on the D8 motorway (the Lovosice-Řehlovice section, 1997) in České Středohoří highlands, namely the Prackovice tunnel (270m) and Radejčín tunnel (460m). Even though relatively short, the tunnels were very interesting civil engineering projects owing to the specific character of the terrain morphology and the rocks forming the České Středohoří highlands. The routes of the tunnels were designed in a manner which allowed them to avoid slope movements, mostly landslides, which occur very frequently in this location. The expert assessment of the slope movements was carried out by Prof. J. Pašek from the Faculty of Natural Sciences of the Charles University. In addition, regarding the Prackovice tunnel, there were fears of swelling pressures to be encountered in the completely weathered Triassic tuffs.

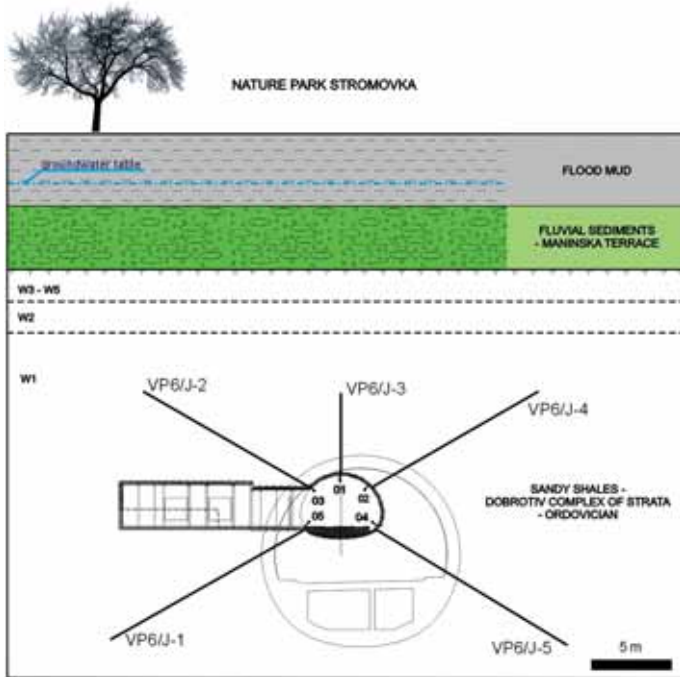
The work carried out by PÚDIS for the Metro at the beginning of this decade (in 1990) consisted of a detailed survey for the mined one-vault station which was at that time planned by the designer to be located at the interface between the 1st and 2nd operating section of the Metro Line B. This station was to be located approximately 300m east of today's Českomoravská station (when the route alignment had been changed, the plan for this demanding type of underground structure was abandoned). The survey even comprised a 30m deep dug shaft for in-situ testing for the purpose of the FEM modelling.

THE PRESENT (2000 – 2007)

At present, meaning in the new century and new millennium, the geotechnical survey and monitoring activities of PUDIS a.s. have been focused not only traditionally on underground construction projects in Prague but also on tunnels being built on motorways.



Obr. 10 Ražba pražských kolektorů Vodičkova v oblasti Václavského náměstí
Fig. 10 Excavation of utility tunnels in Vodičkova Street in the Wenceslas Square area, Prague



Obr. 11 Příčný řez výhybní průzkumné štoly Blanka s průzkumnou rozrážkou pro geotechnické zkoušky in situ

Legenda: VP6/J-1...presiometrický vrt J-1ve věžiri VP 26

01.....měřicí bod konvergenčního měření

W1.....stupeň zvětrání horninového masivu dle ČSN 72 1001

Fig. 11 A cross section through the passing area of the exploratory gallery "Blanka" with a short side adit for the in-situ geotechnical testing

Legend: VP6/J-1...pressuremeter borehole J-1 in the fan VP 26

01.....convergence measurement point

W1.....rock mass weathering degree according to ČSN 72 1001

V návaznosti na zkušenosti z geotechnických průzkumů a monitoringů pro pražské kolektory Centrum I. (kolektory II. kategorie) byl navržen geotechnický monitoring kolektoru Centrum I.A (kolektor III. kategorie) ve Vodičkově ul. Tento byl zadán sdružení PUDIS-SG Geotechnika a proběhl v letech 2003 – 2007. Na obr. 10 je fotografie z ražeb kolektoru Vodičkova. Geotechnický monitoring a geotechnický dozor mělo situované podzemní stavby v této exponované lokalitě přinesl mnoho zajímavých informací nejen z hlediska chování horninového masivu v nadloží kolektoru přímo pod tramvajovou tratí, ale i vlivu ražby na předem zajištěnou, dnes již historickou „ostře sledovanou zástavbu“. Při geotechnickém dozoru kolektoru Vodičkova byl také hojně využit interdisciplinární přístup spolupráce inženýrských geologů s archeology. Jednalo se především o vymezení bývalé rozsáhlé historické přírodní deprese vyplněné organickými, částečně antropogenními sedimenty v mokřadu mezi ul. Školskou a V Jámě, která byla příčinou zvýšených a dlouhotrvajících deformací terénu v oblasti křížení ulic Vodičkova a V Jámě.

Současné s monitoringem na kolektoru Vodičkova ul. byly též realizovány firmou PUDIS, a. s., podrobné geotechnické průzkumy pro další pražské kolektory. Jednak pro kolektor Hlávkův most, situovaný pod Vltavou (rok 2006), a jednak průzkum pro kolektor Smíchov (rok 2006). Tento (jedná se o kolektor II. kategorie) propojí pod Vltavou oblastí Nového Města a Smíchova a naváže na dnes již hotový kolektor II. kategorie v oblasti ul. Kateřinská.

I drobná podzemní díla, jako jsou přeložky kanalizací či kabelovodů, musí mít ze zákona průběžně vedenou geologickou dokumentaci. V posledních letech byly takto sledovány např. přeložky kabelovodu pro obchodní komplex Palladium na náměstí Republiky (rok 2005), ražba kanalizační stoky „M“ v Plzeňské ul. na Smíchově (rok 2003), přeložka kanalizačního sběrače „C“ a zatrubnění potoka Brusnice v lokalitě Malovanka v Praze 6 (rok 2006), přeložky kabelovodů a kanalizací v dynamicky se rozvíjejících lokalitách obchodně-administrativních center na Pankráci v Praze 4 a před letištěm Praha-Ruzyně.

Již několik desetiletí Praha systematicky buduje svůj dopravní silniční systém, jehož základem jsou dva silniční okruhy, propojené systémem radiál. Vnitřní okruh se nazývá městský okruh a vnější na okraji Prahy se nazývá okruh pražský.

Na městském okruhu v Praze začala ražba na tunelovém komplexu Blanka. Tato mohutná stavba v sobě spojuje několik tunelových úseků,

The Libouchec tunnel is a rather small, but interesting hillside tunnel on the D8 motorway section between Ústí nad Labem and the German border. It was constructed from 2004 to 2006. PUDIS a.s. was the leading member of the group of companies consisting of PUDIS and SG Geotechnika which provided comprehensive geotechnical monitoring. The results of the geotechnical monitoring in the relatively favourable geological conditions of the Krušné Hory mountain crystalline complex made the economically more effective design with the secondary lining of unreinforced concrete possible.

In the case of another tunnel on the D8 motorway, the Prackovice tunnel, PUDIS participated on the geotechnical survey which was carried out in an exploratory gallery by performing in-situ and laboratory tests of the rock mechanics. These tests comprised, among others, the modified loading tests which were intended to verify the swelling effect and the influence of long-term (rheological) deformation of ground and its impact on the construction of the motorway tunnel. The systems of measurement of forces and deformations were doubled with the aim of guaranteeing reliable results of all loading tests (see the photo in Fig. 9). The swelling effect was tested both in the condition of "original air moisture" in the exploratory gallery (or in the conditions of the relative air moisture in the short side adit of 40 to 54%) and after a moisture increase (air moisture of 96 to 100%). The moisture content of the rock on the surface which was sprayed with water increased from the original 25% to 30% on average. The values of the swelling measured on slightly to heavily weathered tuffs were relatively low and they should neither endanger nor complicate the construction of the motorway tunnel. The main result of the long-term loading tests were moduli of deformation and parameters of the rheological behaviour.

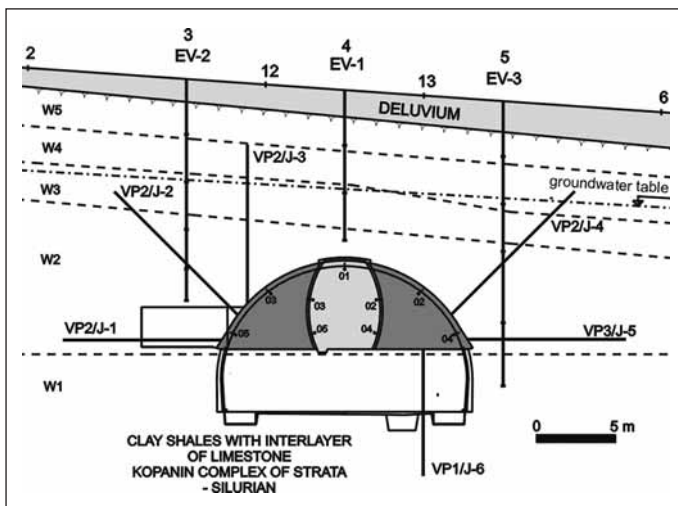
The geotechnical monitoring of the utility tunnel Centrum I A (a 3rd category utility tunnel) in Vodičkova Street, Prague, was designed with the experience gained from the geotechnical surveys and monitoring activities for the Prague utility tunnels Centrum I (3rd category utility tunnels). The contract for the monitoring was awarded to the PUDIS-SG Geotechnika group of companies; the monitoring was carried out in 2003 – 2007. The photo in Fig. 10 shows the excavation of the Vodičkova utility tunnel. The geotechnical monitoring and geotechnical supervision over the shallow-seated underground structure which was constructed in this complicated location yielded lots of interesting information not only regarding the rock mass behaviour in the tunnel overburden, directly under a tram track, but also regarding the influence of the excavation on the existing buildings, which have already been regarded as historic and are, therefore, closely watched. The geotechnical supervision over the Vodičkova Street utility tunnel was an opportunity for frequent application of an interdisciplinary approach regarding the collaboration between engineering geologists and archaeologists. The subject of the collaboration was, above all, the task of locating a former, large historic natural depression filled with organic sediments, partially anthropogenic sediments, in the wetland found between Školská Street and V Jámě Street. The depression was the cause of increased, long-term deformations of the terrain in the area of the intersection of Vodičkova and V Jámě Streets.

PUDIS a.s. performed detailed geotechnical surveys even for other utility tunnels in Prague, concurrently with the monitoring of the Vodičkova Street utility tunnel: the survey for the Hlávkův Bridge utility tunnel running under the Vltava River (2006) and for the Smíchov utility tunnel (2006). This 2nd category utility tunnel will interconnect the areas of the New Town and Smíchov and will link the 2nd category utility tunnel in the area of Kateřinská Street, which has already been completed.

According to the law, even minor underground construction projects, such as diversions of sewers or cable routes, must continually maintain geological documents. The following projects belong among those of this kind which have been monitored in recent years: the diversions of the cable route for the commercial centre Palladium in Náměstí Republiky square (2005), excavation of the sewer "M" in Plzeňská Street, Smíchov (2003), diversion of the interceptor sewer "C" and covering of the Brusnice brook in Malovanka locality, Prague 6 (2006), relocations of cable routes and sewers in dynamically developing localities of commercial-administration centres in Pankrác, Prague 4, and in front of the Praha-Ruzyně airport.

Prague has been systematically developing its road traffic system for several decades. The system is based on two road circles, which are interconnected by a system of radial roads. The inner circle is called the City Circle Road, and the outer the Prague City Ring Road.

The near future will see the excavation of a complex of tunnels named Blanka to commence on the City Circle Road in Prague. This extensive project consists of several tunnel sections, both mined and cut-and-cover. An exploratory gallery was driven in a difficult section of the mined tunnels between Špejchar and Pelc Tyrolka (the Královská Obora section) in 2002 – 2006. The gallery passes through an intensely water-bearing flood-plain terrace of the Vltava River, partially even under the Vltava riverbed itself. The survey activities for



Obr. 12 Komplexní řešení geotechnického průzkumu a monitoringu ve sdružené vyhodnocovací profilu umístěném ve výhybně o velikosti kaloty třípruhového tunelu blízko portálu Lochkov na stavbě průzkumné štoly Lahovská

Legenda: VP2/J-1.....presimetrický vrt J-1 ve věžičce VP 2

EV - 2.....tyčový extenzometr

01.....měřicí bod konvergenčního měření

2.....geodetický bod na povrchu terénu

W1.....stupeň zvětrání horninového masivu dle ČSN 72 1001

Fig. 12 The comprehensive design of the geotechnical survey and monitoring in the combined monitoring station located in the passing area having the dimensions of the three-lane tunnel top heading, near the Lochkov portal, used for the construction of the exploration gallery "Lahovská"

Legend: VP2/J-1.....pressuremeter borehole J-1 in the fan VP 2

EV - 2.....rod-type extensometer

01.....convergence measurement point

2.....survey point on the terrain surface

W1.....rock mass weathering degree according to ČSN 72 1001

tvorěných raženými i hloubenými tunely. V obtížném úseku ražených tunelů Špejchar–Pelc-Tyrolka (tunelový úsek Královská obora) pod silně zvodnělou údolní terasou Vltavy (a částečně i pod samotným vodním tokem Vltavy), byla vyražena v letech 2002 – 2006 průzkumná štola. Průzkumné práce na tomto díle obsahovaly i terénní zkoušky in situ ve dvou geotechnických rozrážkách a presimetrická měření situovaná do 14 radiálních vrtných věžiček (obr. 11). Na vyhodnocení výsledků průzkumných prací intenzivně spolupracovali B. Březina, R. Chmelář (PUDIS, a. s.) a A. Butovič (Satra, spol. s r. o.). Namátkou lze říci, že kromě geotechnických zkoušek a inženýrsko-geologické dokumentace byl prováděn geotechnický monitoring průzkumné štoly včetně sledování částečných i celkových přítoků podzemní vody. Posouzení hornin z hlediska abrazivity a rozpojitelosti si vyžádalo spolupráci s ostravským Ústavem geoniky AV ČR, konkrétně s Prof. P. Martincem.

Průzkumná štola Blanka přinesla především informace o realizovatelnosti dvoupruhových tunelů jednak pod korytem řeky Vltavy, a jednak pod okrajem svahu z Letné (pod bývalou Šlechtovou restaurací), kde byly obavy z provalení stropní části tunelu do výsoce zvodnělých terasových šterků. Dokumentace průzkumné štoly též poukázala na fakt, že geologické poměry severního tunelu budou pod korytem Vltavy odlišné od geologických poměrů tunelu jižního a že je nutné počítat v severním tunelu se zvýšenými přítoky ve skaleckých křemencích, které jsou s ním paralelní.

Kromě průzkumné štoly byly též prováděny podrobné geotechnické průzkumy pomocí vrtných prací na části výše zmíněného raženého tunelu (Špejchar–Pelc-Tyrolka), která se nachází na Letné (2005). Obdobné geotechnické průzkumy byly realizovány i pro další části tunelového komplexu Blanka, a tedy pro hloubené tunely Malovanka (2005), ražený tunel Myslbekova – Prašný most (2002) a hloubené tunely mezi Prašným mostem a Špejcharem (2004).

Na silničním okruhu kolem Prahy, který se v současnosti intenzivně buduje, realizoval PUDIS, a. s., nejprve podrobné geotechnické průzkumy pro ražené i hloubené tunely Slivenec na stavbě SO 514 Slivenec – Lahovice (2002) na jihozápadním okraji Prahy a také pro dvoupruhový hloubený tunel „Zámky“ na stavbě SO 519 Suchdol – Březiněves (2003) na severním okraji Prahy.

V návaznosti na výsledky podrobného geotechnického průzkumu byla realizována v letech 2004 – 2005 průzkumná štola Lahovská

this project consisted, among others, of in-situ tests in two short side adits and pressuremeter measurements in 14 arrays of borehole fans (see Fig. 11). The assessment of the survey results was performed by B. Březina, R. Chmelář (PUDIS a. s.) closely cooperating with A. Butovič (Satra spol. s r. o.). It is possible to say that, apart from conducting geotechnical tests and maintaining engineering-geological documentation, the work consisted of geotechnical monitoring of the exploratory gallery, including the observation of partial and overall inflows of ground water. The assessment of the rock mass in terms of abrasiveness and breaking characteristics required cooperation from the Ústav Geoniky AV ČR (the Institute of Geonics of the Academy of Sciences of the Czech Republic) in Ostrava, namely Prof. P. Martinec.

The Blanka exploration gallery yielded, first of all, information on the viability of double-lane tunnels under both the Vltava riverbed and the bottom of the slope descending from Letná (under the former Šlechta's restaurant), where fears existed that the tunnel crown could break into the intensely water-bearing terrace gravels. The exploratory gallery documentation also pointed out the fact that the geological conditions of the northern tunnel tube under the Vltava riverbed will differ from those of the southern tunnel tube, and it is necessary for the northern tube to allow for increased inflows when passing through the Skalka Quartzite layers parallel with the tube.

Apart from the work in the exploration gallery, detailed geotechnical surveys were carried out by means of drilling along the Špejchar-Pelc-Tyrolka section of above-mentioned route of the mined tunnel, which is found in Letná (2005). Similar geotechnical surveys were carried out even for other parts of the complex of tunnels Blanka, namely for the Malovanka cut-and-cover tunnels (2005), the mined tunnel in the Myslbekova-Prašný Bridge section (2002) and the cut-and-cover tunnels between Prašný Bridge and Špejchar (2004).

As to the Prague City Ring Road (the outer circle), where intense building activities are currently in progress, PUDIS a. s. performed detailed geotechnical surveys – first for the Slivenec mined tunnels and cut-and-cover tunnels on the south-western edge of Prague (construction lot 514: Slivenec – Lahovice – in the year 2002) and then for the "Zámky" double-deck cut-and-cover tunnel on the northern edge of Prague (construction lot 519: Suchdol-Březiněves – in the year 2003).

When the results of the detailed geotechnical survey had been available, the "Lahovská" exploratory gallery was driven throughout the length of the three-lane tube of the Slivenec tunnel (2004 – 2005). The geotechnical survey and comprehensive geotechnical monitoring of the downhill excavation through the Silurian rock, in the direction from the Lochkov portal, were carried out by PUDIS a. s. (R. Chmelář and B. Březina). The exploratory gallery, above all its cross section, was designed in a way allowing the passage of wheeled equipment. For that reason the cross-sectional area of the exploratory gallery amounted to 24.5m². Despite this fact, the cross sections in all passing areas of the gallery were excavated to copy the cross section of the top heading of the future three-lane tunnel, which is nearly 65 m².

The geotechnical survey which was carried out during the course of the excavation of the downhill-driven part of the exploratory gallery comprised common activities and measurements (geotechnical observation of the excavation face, rock mechanics laboratory testing, technological laboratory testing for the determination of rock abrasiveness and breaking characteristics and in-situ geotechnical testing). The original concept of the in-situ testing assumed that two short side adits would be driven at the points where the in-situ tests would be conducted on rock blocks. Because of the changes in the originally planned dimensions of the excavated cross section in all of the passing areas, and with regard to the quick progress of the excavation operations, the concept of the in-situ testing was adjusted to the new reality. The side adits were not driven and, instead of them, additional pressuremeter tests were carried out. They were arranged in fans of radial boreholes performed in all of the enlarged passing areas (top headings) and in the designed locations of the future Lochkov tunnel portal. In addition, pressuremeter tests were carried out in boreholes drilled in the first passing area (see Fig. 12). The objective of the tests was to determine the deformational properties of the rock mass found in the primary state of stress, unaffected by the excavation of the tunnel itself. The results of these tests were subsequently compared with the results of the pressuremeter tests obtained from the borehole fan installed in the passing area of the gallery.

The profiles of the passing bays enlarged to the profile of the three-lane tunnel top heading allowed the monitoring of the actual response of the rock mass to the excavation, which was commensurate with the excavation of the future tunnel itself. A comprehensive description of the geotechnical survey and monitoring in an enlarged passing area, which pointedly leads to determination of the information which is the most important for the future tunnel design, can be presented using the combined monitoring station at chainage km 12.935 as an example (see Fig. 13). The profile was found in the Kopaniny Formation environment.

v celé délce ražené třípruhové tunelové trouby Slivenec. PUDIS, a. s., (R. Chmelař a B. Březina) byl zpracovatelem geotechnického průzkumu i komplexního geotechnického monitoringu úpadní ražby v silurských horninách, která byla prováděna od portálu Lochkov. Průzkumná štola byla především svým průřezem projekčně řešená pro využití kolové mechanizace. Proto plocha průřezu průzkumné štoly činila 24,5 m². Všechny výhybny byly však v průběhu výstavby průzkumné štoly realizovány v profilu kaloty budoucích třípruhových tunelů, která má průřez skoro 65 m².

Geotechnický průzkum při ražbě úpadní části průzkumné štoly se skládal z obvyklých činností a měření (geotechnické sledování čela výrubu, laboratorní zkoušky mechaniky hornin a laboratorní technologické zkoušky pro zjištění abrazivnosti a rozpojitelnosti horniny, terénní geotechnické zkoušky in situ). Původní koncepce těchto zkoušek in situ uvažovala s realizací dvou průzkumných rozrážek, kde by byly zkoušky prováděny in situ na horninových blocích. Vzhledem k tomu, že postupně došlo ke změně velikosti výrubu všech výhyben a vzhledem k rychlému postupu razících prací bylo přistoupeno k přizpůsobení koncepce terénních zkoušek in situ novým skutečnostem. Průzkumné rozrážky nebyly realizovány a nahradily je další presiometrické zkoušky, které byly rozmístěny do radiálně orientovaných vrtných vějířů ve všech rozšířených výhybnách (kalotách) a u budoucích tunelových portálů Lochkov. U první výhybny byly navíc ještě provedeny presiometrické zkoušky ve vrtech pro extenzometry (obr. 12) s cílem zjistit přetvárné vlastnosti horninového masivu s primární napjatostí neovlivněné ražbou. Tyto výsledky byly posléze srovnávány s výsledky presiometrických zkoušek z vějíře realizovaného z výhybny štoly.

Samotné rozšíření výhyben na profil kaloty třípruhového tunelu umožnilo monitorovat reálnou odezvu horninového masivu na ražbu srovnatelnou s ražbou samotného tunelu. Na příkladu sdruzeného profilu v km 12, 935 (obr. 13), který byl situován do kopaniského souvrství, lze předvést komplexní řešení geotechnického průzkumu a monitoringu v rozšířené výhybně, které cíleně vede k vyšetření nejdůležitějších informací pro návrh budoucích tunelů.

Tato první výhybna (jejíž součástí je i výše zmíněný sdruzený profil), na rozdíl od dvou dalších výhyben na úpadní ražbě, byla ražena postupně. Nejprve byla v této oblasti vyražena průzkumná štola a posléze došlo k jejímu rozšiřování. Geotechnický monitoring byl zde koncipován tak, aby byly ověřeny deformace od ražby průzkumné štoly a následně deformace od ražby kaloty tunelu.

Výsledky měření extenzometru v ose tunelu potvrdily, že zóna snížených napjetí okolo výrubu se v tomto případě vytváří jen poměrně malá, neboť byla zachycena jen poslední (nejnižší) měřenou úrovní extenzometru. Při tomto extenzometrickém měření se mimo jiné též opět potvrdilo, že je vhodnější realizovat extenzometry z povrchu terénu. To umožňuje měřit celkové vertikální deformace v horninovém masivu včetně deformací, které probíhají ještě před čelem výrubu. Kromě deformací nadloží a ostění tunelu lze při rozšíření průzkumné štoly na kalotu tunelu sledovat vývoj příčné poklesové kotliny na povrchu terénu, což umožňuje spolehlivěji stanovit hranici poklesové kotliny při ražbě samotného tunelu.

Ke konci roku 2006 započaly práce na samotných tunelech Slivenec. V současnosti 6/2007 jsou ražby kalot obou tunelů v polovině ražené trasy. Silurskou část tunelu mají za sebou. Předpoklady chování nosného systému ze tří monitorovaných výhyben průzkumné štoly (vlastně tří pokusných výrubů v silurských horninách) se již nyní potvrdily při ražbě samotných tunelů jako správné.

ZÁVĚR

Zažloutlými rysy geologických řezů pokusných výrubů pro pražské metro z konce 60. let 20. století jsme tento článek začali. Ověřením správnosti koncepce pokusných výrubů na průzkumné štole Lahovská (stavba 514 Slivenec – Lahovice) při současné ražbě tunelů Slivenec (2007) článek zavřujeme. Mezi těmito událostmi je asi 40 let. Kolik se za tuto dobu změnilo? Relativně hodně. Měřicí aparatury, vyhodnocování měření pomocí výkonných osobních počítačů vybavených kvalitními tiskárnami a komerčními geotechnickými programy – to všechno má za sebou velmi progresivní vývoj. Ale popravdě řečeno jak na začátku, tak i dnes jsou základní koncepce geotechnického průzkumu a monitoringu stejné. Proto je důležité se čas od času na chvíli poohlédnout nazpět.

ING. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz,
RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D., radovan.chmelar@pudis.cz,
PUDIS a. s.



Obr. 13 Pohled do monitorované výhybny průzkumné štoly Lahovská o velikosti kaloty třípruhového tunelu
Fig. 13 A view in the monitored passing area of the exploration gallery "Lahovská" with the three-lane tunnel top heading size

This first passing area (the above-mentioned combined monitoring station being its part), as opposed to the other two passing areas found within the downhill-driven section of the excavation, was excavated in phases. The exploration gallery was driven first and its cross section was subsequently enlarged. According to the concept of the geotechnical monitoring, the deformations induced by the exploration gallery excavation were measured first and the measurement of the deformations caused by the excavation of the tunnel top heading (the enlargement) followed.

The results of the extensometer measurement on the tunnel centre line confirmed that the zone of reduced stress which develops around the excavation circumference is, in this particular case, relatively small considering the fact that it was identified only by the last (lowest) measured level of the extensometers. This extensometer measurement again confirmed that the installation of extensometers from the terrain surface is better. This approach allows the measurements of the overall vertical deformation in the rock mass, including the deformations which take place ahead of the excavation face. Apart from the monitoring of the deformations in the overburden and of the lining, it is possible to monitor the development of the transverse settlement trough on the terrain surface. This monitoring makes a more reliable determination of the boundary of the settlement trough which will develop during the course of the driving of the tunnel itself.

The work on the Slivenec tunnel tubes themselves started at the end of 2006. Currently, in June 2007, the top heading faces of both tunnels are found in the middle of the mined section. The Silurian portion of the route has been left behind. The assumptions about the behaviour of the excavation support derived from the 3 passing areas of the exploratory gallery which had been monitored (strictly speaking, 3 excavation trials in the Silurian rock) have already been proven right during the excavation of the tunnels.

CONCLUSION

We used the yellowed drawings of geological profiles for the Prague Metro from the end of the 1960s for the opening of this paper. We rounded it off by the confirmation of the correctness of the concept of trial excavation of the exploration gallery "Lahovská" (construction lot 514 between Slivenec and Lahovice) during the course of the current excavation of the Slivenec tunnel tubes (2007). There are roughly 40 years between these events. How many things have changed during this time? Relatively very many. The measurement equipment sets, assessment of the measured data by means of powerful PCs equipped with high-quality printers and commercial geotechnical software – all of this has underwent progressive development. However, to tell the truth, the basic concepts of geotechnical surveys and monitoring have remained unchanged till the present day. It is, therefore, important from time to time to look back for a moment.

ING. JIŘÍ HUDEK, CSc., jiri.hudek@pudis.cz,
RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D., radovan.chmelar@pudis.cz,
PUDIS a. s.

MĚSTSKÝ OKRUH, ÚSEK MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (MYPRA) METODIKA NÁVRHU PRIMÁRNÍHO A SEKUNDÁRNÍHO OSTĚNÍ TUNELU MYSLBEKOVA STREET – PRAŠNÝ BRIDGE (MYPRA) SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD PRIMARY AND SECONDARY TUNNEL LINING DESIGN METHODOLOGY

VÁCLAV KRCH, RADKO RIEGER

ÚVOD

Severně od areálu Pražského hradu vybočuje stopa Městského okruhu (MO) z prostoru ulic Patočkova a Milady Horákové (kde je okruh umístěn v hloubených tunelech) do území mezi ulicemi Jelení a třídou Milady Horákové. Zde je navržen ražený tunel. Důvodem pro zvolenou trasu a technologii v tomto úseku je požadavek na zajištění nepřerušovaného provozu na třídě Milady Horákové, zejména pro zajištění dopravní obsluhy Petřín a ochrana citlivé a památkově chráněné oblasti Hradčan. Území, kterým ražený tunel prochází, je relativně řídko zastavěno nadzemní zástavbou. Avšak přímo nad tunelem se nachází část barokního opevnění Hradčan, bastiony č. XI – č. XIX, v těsné blízkosti potom budova bývalého městského sirotčince, nyní objekt ve správě ministerstva kultury a historické budovy v ulici Jelení.

PŘEDPOKLADY A METODIKA ŘEŠENÍ

Základní geometrické charakteristiky raženého tunelu:

Délka severní tunelové trouby (STT) 536,50 m.

Délka jižní tunelové trouby (JTT) 551,80 m.

Plocha výrubu cca 180 m².

Maximální podélný sklon 3,60 %.

Jako optimální tunelovací metoda pro ražbu tunelu v daných proměnlivých geologických podmínkách byla zvolena ražba dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) využívající v maximální možné míře spolupůsobení horninového prostředí s využitím jeho samonosnosti.

INTRODUCTION

North of the grounds of Prague Castle, the route of the City Circle Road (CCR) leaves the space of Patočkova and Milady Horákové Streets (where the circle road runs through cut-and-cover tunnels) and enters the space between Jelení and Milady Horákové Streets. A mined tunnel is designed for this section. The reason for the selection of this route and construction system is the requirement for the traffic on Milady Horákové Street to be maintained uninterrupted, above all for the purposes of the residential traffic in Petřín and protection of the sensitive, heritage designated area of Hradčany. The area which the mined tunnel passes through is relatively sparsely developed. However, a part of the Baroque fortification of Hradčany (bastions No. XI – č. XIX) is found directly above the tunnel; the building of a former municipal orphanage (currently used by the Ministry of Culture) is in the close vicinity of the tunnel route, as well as historic buildings in Jelení Street.

DESIGN ASSUMPTIONS AND METHODOLOGY

Basic geometrical features of the mined tunnel:

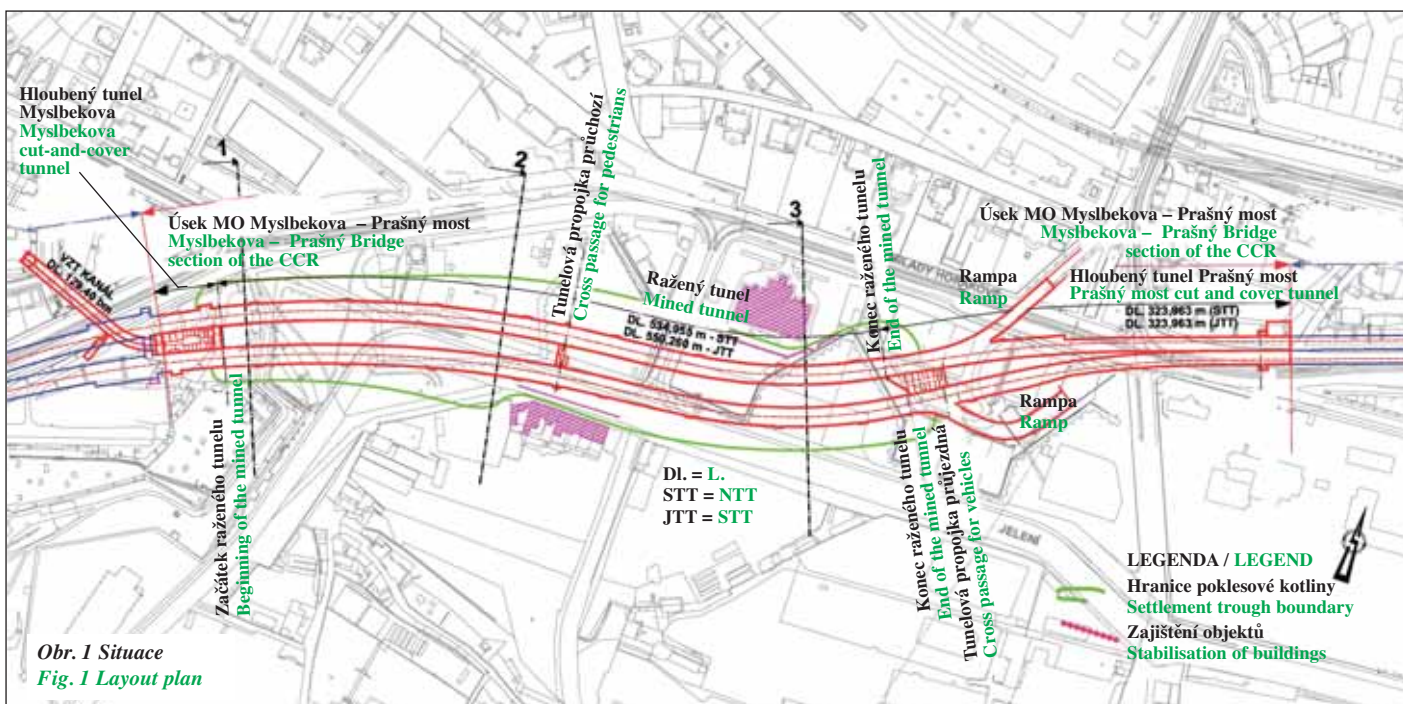
The length of the northern tunnel tube (NTT) is 536.50m.

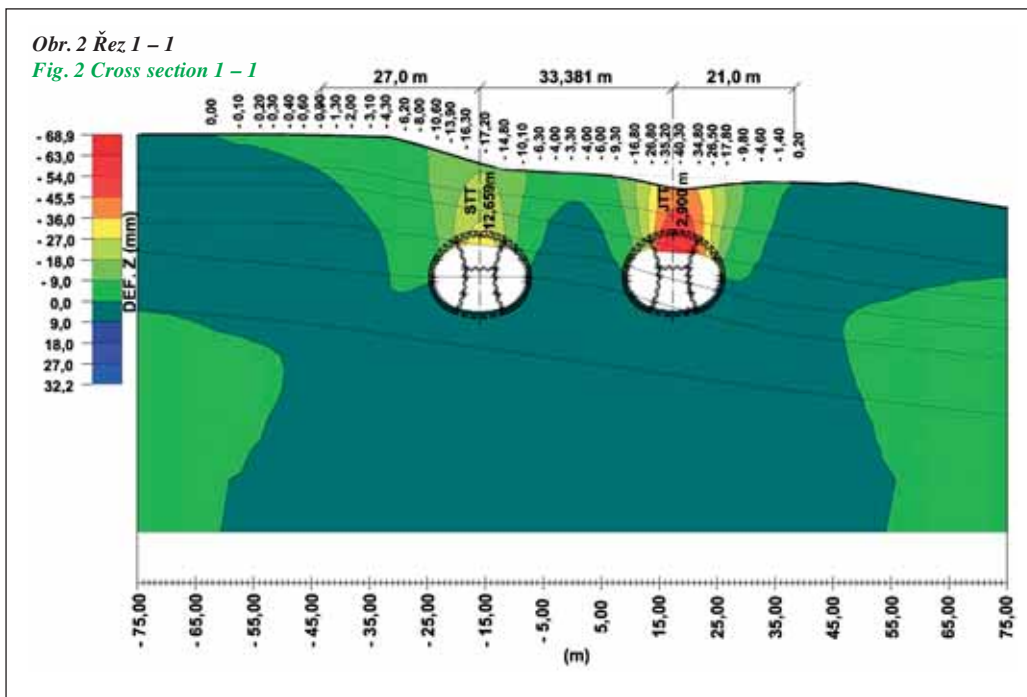
The length of the southern tunnel tube (STT) is 551.80m.

Excavated cross-sectional area is about 180 m².

Maximum longitudinal gradient is 3.60 %.

The New Austrian Tunnelling Method (NATM), which uses the advantage of the composite action of the ground mass and its self-supporting capacity, was selected as the optimum method of the tunnel excavation through the given variable geological environment.





Pro ražbu a dočasné vystrojení výrubu jsou navrženy čtyři technologické třídy ražeb NRTM – III, IV, Va, Vb, které se navzájem liší délkou záběru, počtem a délkou kotev, tloušťkou dočasného ostění a vyztužením. Po zhodnocení navrhovaného půdorysného a výškového vedení tunelových tras s vazbou na podrobný geologický průzkum byly stanoveny 3 polohy příčných řezů (řezy 1-1, 2-2 a 3-3), ve kterých byl proveden výpočet matematickým (rovinným) 2D modelem pro STT i JTT. Zvoleny byly příportálové úseky, kde dochází ke snížení nadloží a zhoršení geologických podmínek (řezy 1-1 a 3-3), a charakteristický řez pro zbývající trasu přibližně v polovině raženého úseku (řez 2 - 2). Vzhledem k vedení trasy v blízkosti obytné zástavby a velikosti profilu byl matematickým modelem posouzen i v duchotechnický kanál.

Výsledkem matematického modelu je:

1. Stanovení deformačně-napětového stavu masivu po realizaci ražeb tunelů.
2. Prognóza možného plastického přetváření masivu a změn jeho napjatosti.
3. Předpokládaný vývoj deformací masivu a ostění v jednotlivých fázích ražby.
4. Prognóza celkových deformačních vlivů na povrch území.

Statické řešení dočasného ostění je provedeno pomocí numerického modelu členěného výrubu metodou konečných prvků v programu GEO4 MKP tunel. Jde o dvourozměrný model a použité prvky jsou izoparametrické. Horninový masiv je řešen ve stavu rovinné deformace a je definován jako pružněplastický materiál podle Mohr-Coulomba. Definitivní ostění je pak posouzeno s využitím výstupů z řešení matematického modelu dimenzačními programy pro beton.

MECHANICKÉ VLASTNOSTI MASIVU A JEJICH ZAVEDENÍ DO MODELU

Z geotechnického průzkumu vyplývá, že geologické poměry na trase jsou poměrně složité a značně proměnlivé. Z hornin skalního podloží se v zájmovém území vyskytuje souvrství letenské v monotónním vývoji. Strukturně je lze charakterizovat jako písčité drobové břidlice. Podle stupně tektonického narušení zde převládá středně až značně rozpukaná hornina. Monotónní vývoj letenského souvrství je proti zvětrávání méně odolný, mocnost zvětralinového horizontu dosahuje 3 – 5 m. Výsledky podrobného geologického průzkumu stavby byly směrodatné pro stanovení geotechnických parametrů masivu a pokryvných útvarů, které byly použity ve výpočtu. V matematickém modelu je masiv definován jako pružně plastické prostředí. Ve výpočtu je zaveden model Mohr-Coulomb s podmínkou vzniku nevratných přetvoření, tedy vzniku plastických oblastí, který popisuje stav napětí při porušení naléhajícím se ve stavu rovinné deformace.

Four NATM excavation support classes are proposed for the tunnelling, i.e. classes III, IV, Va, Vb, which differ from each other in the advance round length, the number and length of anchors, thickness of the temporary lining and the reinforcement. The assessment of the designed horizontal alignment and vertical alignment, which was carried out in relation to the results of a detailed geological survey, led to the determination of three locations of typical cross sections (the cross-sections 1 - 1, 2 - 2 and 3 - 3). The structural analysis of these cross sections was carried out for the NTT and STT using a 2D mathematical model. The portal sections (the cross-sections 1 - 1 and 3 - 3) were selected for the calculations, where the height of the overburden is reduced and geological conditions are worsened. The third cross-section, which is characteristic of the

remaining route, was selected approximately in the middle of the mined section (the cross-section 2 - 2). With respect to the nearness of its route to existing buildings and the dimensions of the cross section, the ventilation duct was also assessed using a mathematical model.

The following results were provided by the mathematical modelling:

1. The determination of the deformational stress and strain state of the rock mass during the tunnel excavation.
2. The prognosis of the possible plastic deformation of the rock mass and changes in the state of stress in the rock mass.
3. The anticipated development of deformations of the rock mass and the lining in the individual excavation phases.
4. The prognosis of the overall deformational effects on the ground surface.

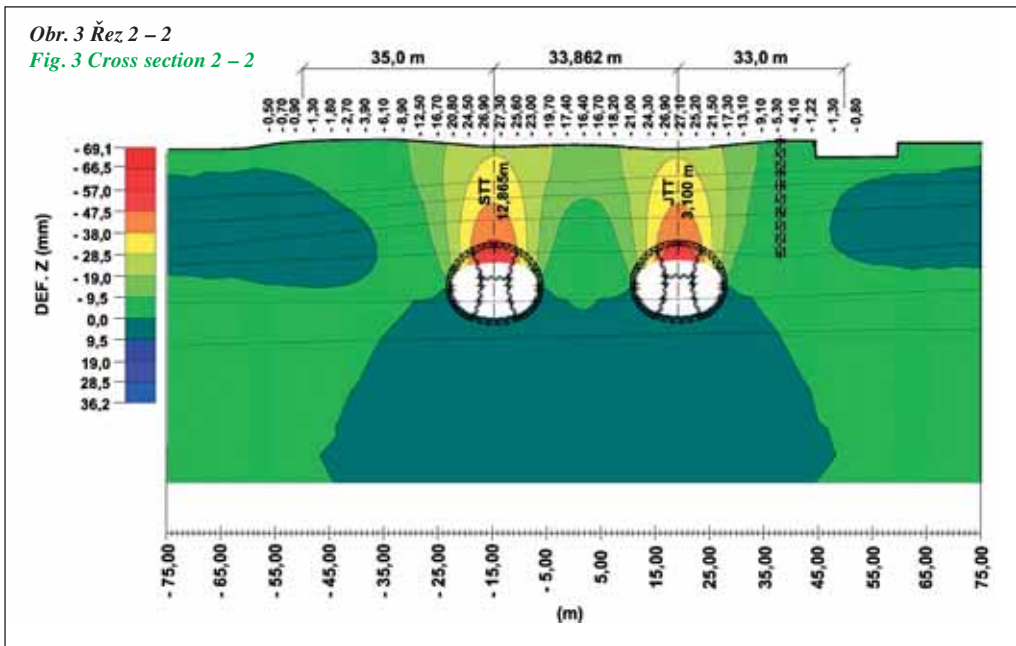
The structural analysis of the temporary lining is carried out using a numerical model of the sequential excavation, by the Finite Element Method using the GEO4 MKP tunnel program. It is a two-dimensional model and the elements used are isoparametric. The rock mass is dealt with in the state of plane deformation and is defined as Mohr-Coulomb elasto-plastic material. The final lining is then assessed using the outputs obtained from the mathematical model solved using calculation programs developed for concrete.

MECHANICAL PROPERTIES OF THE ROCK MASS; INCORPORATION OF THE PROPERTIES INTO THE MODEL

It follows from the geotechnical survey that the geological conditions along the route are complex and very variable. The bedrock in the area of operations is formed by the so-called "monotonous-evolution" type of the Letná Member. In terms of the structure, it can be characterised as sandy greywacke shale. In terms of the degree of tectonic faulting, medium to significantly fractured rock prevails. The Letná Member rock which originated through the monotonus evolution is less weathering resistant; the thickness of the mantle of waste reaches 3 – 5m. The results of the detailed geological survey which was carried out for the project were decisive for the determination of the geotechnical parameters of the rock mass and the superficial deposits which were used for the calculation. In the mathematical model, the rock mass is defined as an elastic-plastic environment. The Mohr-Coulomb model applied to the calculation, with an assumption that irreversible deformations will develop, which means that plastic areas will develop. The model describes the state of stress at fracture which is found in the state of planar deformation.

Obr. 3 Řez 2 – 2

Fig. 3 Cross section 2 – 2



MECHANICAL PROPERTIES OF TEMPORARY LINING; INTRODUCTION OF THE PROPERTIES INTO THE MODEL

The primary lining is, in general, designed to be from SB 25-grade sprayed concrete reinforced with mesh and lattice girders. The thickness of the lining of the sidewall drifts, top heading and invert was designed specifically for each support class. When introducing mechanical properties of the SB 25 concrete into the model, we start from the assumption that the full loading develops approximately at a distance of 3m behind the excavation face. The process of concrete ageing is introduced into the model by applying a different modulus of elasticity. The increases in the modulus of elasticity E_t and strength of the sprayed concrete were determined using experimental measurements and recommendations "Shotcrete application rules" (the ITA/AITES Czech Tunnelling Committee) by means of the modulus of elasticity corresponding to that of three-day old concrete, i.e. "green concrete" and 18-day old concrete, i.e. "old concrete".

ANCHORS AND JET GROUTING; THEIR INTRODUCTION INTO THE MODEL

The modelling of the action of radial anchors in the excavation support system is based on the assumption that one of the main functions of the anchors is to improve the shear parameters of the rock mass in the area where they are installed. In our case, the additional values of the cohesion c and angle of internal friction φ

MECHANICKÉ VLASTNOSTI DOČASNÉHO OSTĚNÍ A JEJICH ZAVEDENÍ DO MODELU

Primární ostění je generálně navrženo ze stříkaného betonu SB 25 vyztuženého sítěmi a příhradovými rámy. Navrhované tloušťky ostění opěrových tunelů, kaloty a spodní klenby byly stanoveny pro každou technologickou třídu. Při zavádění mechanických vlastností navrženého betonu SB25 vycházíme z předpokladu, že plné zatížení se vyvine přibližně 3 dny za čelbou profilu. Ve výpočtech je zrání betonu zavedeno do modelu použitím rozdílného modulu pružnosti. Nárůsty modulu pružnosti E_t a pevnosti stříkaného betonu byly určeny s využitím experimentálních měření a doporučení Zásady pro používání stříkaného betonu (Český tunelářský komitét ITA/AITES) modulem pružnosti odpovídajícím třídnímu betonu – "mladý beton" a betonu stáří 18 dnů – „starý beton“.

KOTVY A TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ A JEJICH ZAVEDENÍ DO MODELU

Modelování působení radiálních kotev v opěrném systému tunelu vychází z předpokladu, že jednou z hlavních funkcí kotev je zlepšení smykových parametrů masivu v oblasti jejich působení. V našem případě v řezech 2–2 a 1–1 byly přidavné hodnoty soudržnosti c a úhlu vnitřního tření f nízké, proto nebyly do výpočtu zavedeny, a tím se výpočet pohybuje na straně bezpečnosti.

in the cross sections 2 - 2 and 1 - 1 were so low that they were not introduced into the calculation. Thus the calculation result is on the safe side.

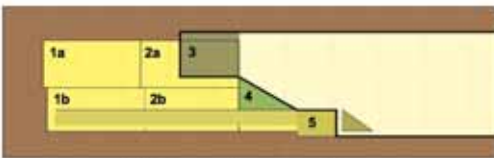
Regarding the cross section 3 - 3, where the jet grouting is used to create 600mm-diameter columns around the cross-section perimeter, the grouting modelled as an area in which the cohesion value c is increased to 100 kPa.

EXCAVATION SEQUENCE; INTRODUCTION OF THE SEQUENCE INTO THE MODEL

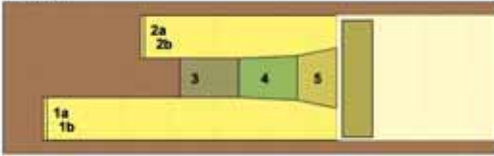
The NATM with the vertical excavation sequence (with sidewall drifts) is designed for the NTT and STT excavation. The NATM will also be used for the excavation of the ventilation duct, but a vertical sequence will be applied (top heading and bench). The structural analysis models the excavation of 11 linear metre of the tunnel in several calculation steps – phases according to the progress of the works. The principle based on the ground response to the stress relief resulting from the excavation was used when the model for the cross sections 1 - 1 and 2 - 2 was being developed. It allowed us to express the influence of the location of the excavation face on the development of deformations in the overburden in percents. The immediate installation of the lining was modelled in the case of the cross section 3 - 3.

TECHNOLOGICKÁ TŘÍDA – EXCAVATION SUPPORT CLASS - 5a

Podélný řez – Longitudinal section



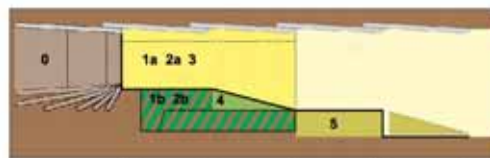
PŮDORYS

Příčný řez
Cross section

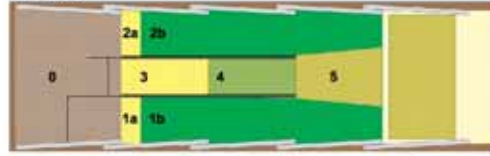
- 1 - Levý opěrový tunel – Left side drift
- 2 - Pravý opěrový tunel – Right side drift
- 3 - Kalota – Top heading
- 4 - Jádno – Bench
- 5 - Spodní klenba – Invert

TECHNOLOGICKÁ TŘÍDA – EXCAVATION SUPPORT CLASS - 5b

Podélný řez – Longitudinal section



PŮDORYS

Příčný řez
Cross section

- 0 - Trysková injektáž (Mikropiloty) – Jet grouting (Micropiles)
- 1 - Levý opěrový tunel – Left side drift
- 2 - Pravý opěrový tunel – Right side drift
- 3 - Kalota – Top heading
- 4 - Jádno – Bench
- 5 - Spodní klenba – Invert

Obr. 5 Schéma ražby v technologických třídách 5a – 5b

Fig. 5 Diagram of the excavation categorised as support classes 5a – 5b

V řezu 3–3, kde je použita trysková injektáž navržená po obvodě profilu ze sloupů o průměru 600 mm. „Překotvená“ oblast se modelovala se zvýšením hodnoty soudržnosti c na hodnotu 100 kPa.

POSTUP VÝSTAVBY A JEHO ZAVEDENÍ DO MODELU

Ražba STT a JTT je navržena dle technologie NRTM s vertikálním členěním pomocí opěrových štol. Ražba vzduchotechnického kanálu je také navržena dle NRTM, avšak s horizontálním členěním na kalotu a jádro. Statický výpočet modeluje ražbu na 1 bm tunelu v několika výpočetních krocích – fázích dle provádění díla. Při modelování v řezech 1–1, 2–2 bylo použito tzv. exkavace, což je možnost procentuálně vyjádřit vliv polohy čelby na průběh deformace nadloží. V řezu 3–3 byla modelována okamžitá instalace ostění.

JEDNOTLIVÉ FÁZE VÝPOČTU

Jednotlivé fáze výpočtu byly realizovány v následujících krocích:

1. Zavedení hodnot geotechnických parametrů jednotlivých vrstev a nosníkových prvků, které respektují ražbu s vertikálním členěním. Geotechnické hodnoty přiřazené jednotlivým vrstvám modelu respektují závěry geologického průzkumu.
 2. Vygenerování sítě konečných prvků se zahuštěním sítě v okolí profilu v kruhové oblasti kolem výrubu.
 3. Zavedení primární napjatosti masivu.
 4. Výrub levé opěry STT (fáze 1a, 1b – obr. 5).
 5. Aktivace dočasného ostění.
 6. Výrub pravé opěry STT (fáze 2a, 2b – obr. 5).
 7. Aktivace dočasného ostění.
 8. Výrub kaloty STT (fáze 3 – obr. 5).
 9. Aktivace dočasného ostění v kalotě.
 10. Výrub opěr a spodní klenby s rušením výztuž. žeber (fáze 4, 5 – obr. 5).
 11. Aktivace dočasného ostění ve dně profilu.
- V obdobných krocích pak je zavedena do výpočtu ražba JTT.

ROZSAH ZÓNY OVLIVNĚNÍ, PROGNOZA VÝVOJE VELIKOSTI POKLESŮ A DOPAD NA POVRCHOVOU ZÁSTAVBU A INŽENÝRSKÉ SÍTĚ V NADLOŽÍ

Pomocí výpočtů MKP byla provedena prognóza poklesů terénu a šířky poklesové kotliny. Výpočet byl proveden pro obě tunelové trouby ve třech výše uvedených příčných řezech. Výpočet na příportálovém úseku v řezu 1 – 1 stanovil maximální pokles povrchu území v ose tunelu při ražbě severního tunelu STT hodnotou cca 20 mm při šířce poklesové kotliny cca 43 m. Výsledná čára poklesů po ražbě obou tunelů stanovuje celkový pokles v hodnotě cca 40 mm, obr. 2.

Výpočet v řezu 2 – 2 v letenských vrstvách uvádí maximální pokles povrchu území při ražbě severního tunelu v jeho ose hodnotou cca 30 mm při šířce poklesové kotliny cca 70 m. Výsledná čára poklesů po ražbě obou tunelů uvádí celkový pokles hodnotou cca 30 mm, obr. 3.

INDIVIDUAL CALCULATION PHASES

The individual phases of the calculation were carried out in the following steps:

1. The introduction of the values of geotechnical parameters of the individual layers and girder elements respecting the vertical excavation sequence. The geotechnical values assigned to individual layers of the model respect the conclusions of the geological survey.
2. Generation of a finite element mesh with the densification of the mesh in the vicinity of the profile, in an annulus around the excavation.
3. Introduction of the state of primary stress in the rock mass.
4. Excavation of the left sidewall drift - the NTT (phases 1a and 1b – see Fig. 5).
5. Activation of the temporary lining.
6. Excavation of the right sidewall drift - the NTT (phases 2a and 2b – see Fig. 5).
7. Activation of the temporary lining.
8. Excavation of the top heading – the NTT (phase 3 – see Fig. 5).
9. Activation of the top heading temporary lining.
10. Excavation of the core and invert concurrently with the removing of lattice girders (phases 4 and 5 – see Fig. 5).
11. Activation of the lining at the bottom of the profile.

The STT excavation is subsequently introduced into the calculation using similar steps.

ZONE OF INFLUENCE, PROGNOZIS OF DEVELOPMENT OF THE MAGNITUDE OF SETTLEMENT AND THE IMPACT ON EXISTING SURFACE BUILDINGS AND UTILITY NETWORKS IN THE OVERBURDEN

The prognosis of the terrain settlement and the width of the settlement trough was carried out by means of an FEM analysis. The analysis was performed for both tunnel tubes, at the three above-mentioned cross sections. The calculation for the portal section determined the maximum settlement of the surface at the cross section 1 - 1 which is to be encountered during the excavation of the NTT on the centre line of the tunnel to amount to approximately 20mm, at the width of the settlement trough of about 43m. The aggregate settlement curve determines that the settlement after the excavation of both tunnel tubes will be about 40mm (see Fig. 2).

The results of the calculation for the cross section 2 - 2, which is found in the Letná Member environment, suggest that the maximum settlement of the surface which is to be encountered during the excavation on the centre line of the northern tunnel tube will be about 30mm, at the width of the settlement trough of about 70m. The aggregate settlement curve shows the settlement after the excavation of both tunnel tubes at about 30mm (see Fig. 3).

The calculation for the portal section, the cross-section 3 - 3, determined the maximum settlement of the surface on the centre line of the NTT due to the excavation at about 55mm, at the width of the settlement trough of approximately 63m. The aggregate settlement curve shows the settlement after the excavation of both tunnel tubes at about 60mm (see Fig. 4).

Výpočet na příportálovém úseku v řezu 3 – 3 stanovil maximální pokles povrchu území v ose tunelu při ražbě severního tunelu STT hodnotou cca 55 mm při šířce poklesové kotliny cca 63 m. Výsledná čára poklesů po ražbě obou tunelů stanovuje celkový pokles v hodnotě cca 60 mm, obr. 4.

Hodnoty poklesů a rozsah poklesové kotliny jsou závislé na mnoha faktorech, obzvláště však na rychlosti a způsobu ražeb a na provádění provizorního ostění tunelu. Vzhledem k této závislosti je nutno brát teoretické výpočty jako prognózu.

Východní portál je umístěn v těsné blízkosti hradební zdi, kde v řezu 3–3 je teoreticky prognózován celkový pokles 60 mm. Zajištěním ražby v předstihu tryskovou injektáží, kterou nelze jednoznačně ve výpočtu modelovat, budou důsledky ražby na povrch pravděpodobně sníženy. Vývoj poklesů i rozsah poklesové kotliny bude sledován v rámci geotechnického monitoringu. Po prvních zkušenostech s ražbou a zejména po upřesnění a potvrzení geologické situace na portálových úsecích (v rámci hloubení portálových jam) budou výsledky teoretických propočtů konfrontovány se skutečností a případně ověřeny dalším matematickým modelem, tzv. zpětnou analýzou. Na základě provedených výpočtů lze konstatovat, že maximální poklesy by neměly přesáhnout 60 mm a šířka poklesové kotliny zasáhne povrch území v šíři max. 40 m od osy tunelu.

DOPAD NA POVRCHOVOU ZÁSTAVBU A INŽENÝRSKÉ SÍTĚ V NADLOŽÍ

Tunely v úseku mezi ulicemi Myslbekovou a Prašným mostem jsou vedeny v prostoru s minimální zástavbou a přímo v nadloží se nevyskytuje žádný obytný či administrativní objekt. Tunely však vedou pod památkově chráněnou historickou konstrukcí opevnění – kamenné hradby s cihelnou obezdvívkou. Této konstrukci je nutno během ražeb věnovat maximální pozornost a dopady ražeb na ni minimalizovat. Ražba pod historickým opevněním je navržena pod ochranou v předstihu prováděné tryskové injektáže, která výrazně omezí dopady ražby na povrch. V blízkosti trasy tunelů, na pokračání poklesové kotliny se nachází objekt „Siroťčince“, nyní v užívání ministerstva kultury a řadová zástavba historických budov podél severní strany ulice Jelení.

Na ochranění této zástavby jsou navrženy v předstihu provedené „clony“. Clony výrazně omezí dopad prováděných ražeb na objekty, což bylo ověřeno provedenými výpočty. Konstrukčně se jedná o podzemní pilotové stěny, které jsou vetknuty do skalního podkladu. Vývoj poklesové zóny však zasáhne křížující a souběžné inženýrské sítě. Hlavním předmětem zájmu ochrany budou sítě, u nichž je bezpodmínečně nutné během provádění tunelů zachovat funkčnost. Jedná se především o kanalizační síť a vysokotlaké plynovodní vedení. Z výsledků modelu vyplývá, že tyto sítě budou s určitostí zatíženy poklesy. K jejich omezení bude nutno provádět dodatečná stavební nebo technologická opatření.

ZÁVĚR

Provedeným matematickým modelem a jeho výsledky byla ověřena proveditelnost ražených tunelů navrženou technologií NRTM, výstupy dále sloužily pro návrh definitivního železobetonového ostění. Podstatným výstupem provedeného výpočtu je zejména vliv tuhých pilotových stěn umístěných v blízkosti objektů povrchové zástavby, které výrazně pozitivně ovlivní průběh poklesové kotliny. Cílem tohoto řešení je vyhnout se provizorním zajišťujícím konstrukcím v dotčených objektech, kde by došlo buď k nežádoucímu omezení provozu, nebo k nežádoucímu zásahu do konstrukcí historických objektů. Konstrukce barokního opevnění bude nejvíce ovlivněna u východního portálu (oblast Prašného mostu), pro snížení vlivu deformací je zde technologie ražeb doplněna o vodorovné tryskové injektáže, prováděné z čelby ražených tunelů.

ING. VÁCLAV KRCH, vaclav.krch@pudis.cz, PUDIS a. s.,
ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA, spol. s r. o.

Poznámka: Animaci modelování uvedeného problému metodou konečných prvků (MKP) lze najít na webových stránkách:

www.ko-ka.cz a www.pudis.cz

The settlement values and the extent of the settlement trough depend on many factors, first of all on the excavation advance rate, excavation procedure and execution of the temporary tunnel lining. With respect to this dependence, the theoretical calculations must be considered to be only a prognosis.

The eastern portal is located in the close vicinity of a rampart, where an aggregate settlement of 60mm is theoretically predicted by the prognosis. The consequences of the excavation will be probably alleviated by means of the jet grouted excavation support which will be installed ahead of the excavation face. This support, however, cannot be unambiguously introduced into the model. The development of the settlement and the width of the settlement trough will be followed in the framework of the geotechnical monitoring. When the initial experience of the excavation is obtained and, above all, the geological situation at the portal sections is refined and verified (within the framework of the excavation of the trenches in front of the portals), the results of theoretical calculations will be confronted with the reality and, if necessary, verified by means of another mathematical model, so-called back analysis. It is possible to state on the basis of the completed calculations that the maximum settlement values should not exceed 60mm and the settlement trough will affect the ground surface up to a maximum distance of 40m from the tunnel centre line.

THE IMPACT ON SURFACE BUILDINGS AND UTILITY NETWORKS IN THE OVERBURDEN

The tunnels in the section between Myslbekova Street and the Prašný Bridge run under a sparsely developed area and no residential/administration building is found directly above the tunnel. However, the tunnels lead under a listed monument, a rampart, which is a brick lined stone masonry structure. This structure must be paid maximum attention during the tunnel excavation and the impact of the excavation on it must be minimised. The excavation under the historic rampart is designed to be protected by jet grouting carried out ahead of the excavation face, which will significantly reduce the impact of the excavation on the surface. The “Orphanage” building, which is today used by the Ministry of Culture, and historic buildings lining the northern side of Jelení Street are found in the vicinity of the tunnel route, at the edge of the settlement trough. The design protects those buildings by means of “curtains”, which will be installed prior to the excavation. The curtains will significantly reduce the impact of the excavation on the structures; this fact has been verified by calculations. The curtains will have the form of piled retaining walls, which will be keyed into the bedrock. However, the developing settlement trough will affect the utility networks crossing or running parallel to the tunnel. The main focus of the protection will be on the networks which will have to be unconditionally operable throughout the tunnel excavation, such as sewerage and high-pressure gas lines. It follows with absolute certainty from the results of the model that the settlement will exert a load on the networks. Additional structural and technological measures will have to be implemented to reduce the settlement.

CONCLUSION

The viability of the mined tunnel construction by the NATM technique was verified by the mathematical model and its results. The outputs were further used for the final reinforced concrete design. The substantial output of the completed calculation is, above all, the effect of rigid pile walls located in the vicinity of existing surface buildings, which will significantly positively affect the development of the settlement trough. The objective of this solution is to avoid temporary support structures to be installed in the affected buildings, which would cause either undesired restriction of the operation or unwanted structural impacts on historic buildings. The structure of the Baroque rampart will be most of all affected at the eastern portal (the Prašný Bridge area); horizontal jet grouting ahead of the mined tunnel excavation face is added to the means of excavation in this area.

ING. VÁCLAV KRCH, vaclav.krch@pudis.cz, PUDIS a. s.,
ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA, spol. s r. o.

Notice: For the animation of the above problem by means of the Finite Element Method (FEM) kindly visit the web pages:

www.ko-ka.cz and www.pudis.cz

PŘÍSPĚVEK K PROBLEMATICE TUNELÁŘSKÉ TERMINOLOGIE A CONTRIBUTION TO THE ISSUE OF TUNNEL CONSTRUCTION TERMINOLOGY

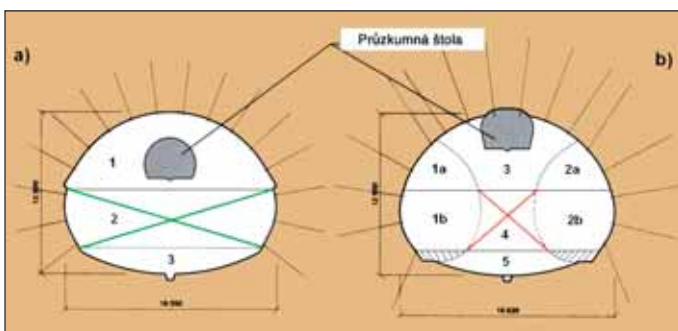
JIŘÍ BARTÁK

A member of the Czech Tunnelling Committee Board, a full professor at the Czech Technical University in Prague focused his paper on the correct use of Czech tunnel construction terminology. He states that terminology used in any industrial branch develops with time; related branches are sources of alternatives and terminological variations. The same rule applies to the area of underground construction. Nevertheless, at least the basic modern underground engineering terminology should be used uniformly. It should be based on both the terms established in the history and the borrowed (or modified) terms established in countries with advanced underground construction, in either case with efforts made for reaching as high appositeness of individual terms as possible, but keeping them intelligible. Obviously, the frequency of the use of some terms which originated in the context with traditional tunnelling methods has decreased; younger generations of professionals have not accepted them or they no more know them, or use them incorrectly.

ÚVOD

Terminologie každého oboru se v čase vyvíjí, obory příbuzné jsou zdrojem alternativ a názvoslovných variací; stejně je tomu i v oblasti podzemních staveb. Nicméně zejména základní terminologie moderního podzemního stavitelství by měla být užívána jednotně, a to jak na základě historicky vzniklého názvosloví, tak na základě převzaté (případně upravené) terminologie zavedené v tunelářsky vyspělých zemích – v obou případech se snahou o co největší výstižnost a současně srozumitelnost jednotlivých pojmů. Jisté je, že některé termíny vzniklé v souvislosti s klasickými tunelovacími metodami přestaly být frekventovaně používány a mladší generace odborníků je buď nepřijaly za své, nebo je již neznají, případně je používají nesprávně.

Je svým způsobem překvapivé, že toto obecné konstatování lze dokumentovat na nejméně frekventovanější a v současnosti výhradní metodě výstavby tunelů v našich krajích – Nové rakouské tunelovací metodě. Často opakované nesrovnalosti v názvech částí členěného výrubu při NRTM byly tématem názvoslovné rubriky časopisu TUNEL č. 3/2005, velmi běžná záměna termínů „výztuž“ a „výstroj“ byla námětem též rubriky v TUNELU č. 4/2005. Je nepřijemnou skutečností, že se nepřesné názvosloví v obou zmíněných oblastech objevilo i ve svazku č. 2 edice „Dokumenty ČTuK ITA/AITES“, byť byl sestavován členy pracovní skupiny pro konvenční tunelování, o jejichž odborné erudici nejsou žádné pochybnosti, a nezůstalo odbornou veřejností nepovšimnuto. Nepřesnosti se pochopitelně vyskytují nadále i jinde, na tom nemohlo pár naučných řádků nic podstatného změnit, ale opakování je, jak známo, matka moudrosti – tento článek se proto snaží v tomto směru působit připomenutím poznatků mnohým známých a vžitých, některými však opomíjených.



Obr. 1 Základní členění výrubu při NRTM
a) horizontální členění: 1 – přístropí (top heading), 2 – opěří (bench), 3 – spodní klenba (invert)
b) vertikální členění: 1ab – opěrová štola či tunel (site drift), 3 – kalota (top heading), 4 – jádro (core), 5 – spodní klenba (invert)

ČLENĚNÝ VÝRUB PŘI NRTM

Možností, jak členit výrub při NRTM, je celá řada, z názvoslovného hlediska je důležité pojmenování dílčích výrubů (sekvencí) dvou základních typů členění výrubu – horizontálního a vertikálního.

Při horizontálním členění (obr. 1a), používaném při NRTM častěji z důvodů technologických než statických, se rozlišují tři základní části výrubu:

- kalota (přístropí),
- opěří,
- spodní klenba.

Při vertikálním členění (obr. 1b), jehož účelem je především zvýšení stability dílčích výlomů při NRTM a zmenšení deformací nadloží včetně povrchu, se rozlišují následující části výrubu:

- opěrové štoly nebo tunely (rozlišení dle velikosti příčného řezu – hranicí je 16 m²)
- kalota (přístropí),
- jádro,
- spodní klenba.

Na obr. 1 jsou na konkrétním příkladu použití u pražského tunelu Mrázovka zachyceny oba základní typy členění výrubu při NRTM s vyznačením jednotlivých sekvencí. Barevně zvýrazněné jsou ty části výrubu, u nichž dochází velmi často k nesprávnému označení, respektive k jednostranné záměně – „opěří“ je chybně označováno jako „jádro“. Pokusme se vyjasněním širších souvislostí přispět k nápravě a terminologické přesnosti zejména tištěných dokumentů.

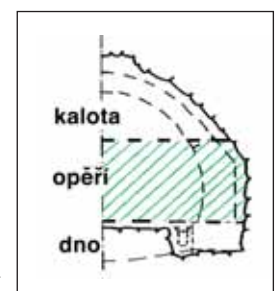
Všechny použité termíny jsou analogické k historicky zavedenému pojmenování částí výlomu u klasických tunelových soustav, jejichž provizorní zajištění tvořila výdřeva a definitivní klenba uložená na masivních opěrech se základy.

O termínu „kalota“ (z něm. die Kalotte – české „přístropí“ je užíváno méně často; další synonymum „vrchlík“ je dnes významově posunuto spíše k části klenbové výstroje) se nevedou žádné polemiky. Lze jej vztáhnout i k horní části jednotlivých sekvencí výrubu, pokud mají charakter přístropí (např. k opěrovým stolám či tunelům).

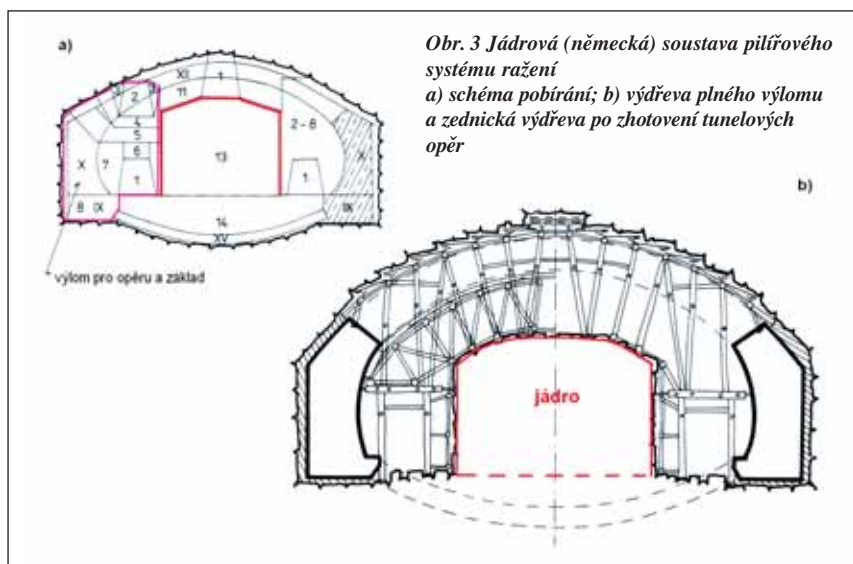
Problémem je termín „opěří“, kterým byl vždy označován celý prostor výrubu výškově vymezený budoucími protilehlými opěrami klasického tunelového ostění, které v jeho návrhu byly zcela jasně patrné (obr. 2).

Toto očividné rozlišení částí primárního ostění u NRTM chybí a je pravděpodobně jedním z důvodů časté záměny jiným nesprávným termínem; nicméně o opěrových částech ostění lze mluvit i u NRTM, byť nejsou jednoznačně vymezeny stejně tak jako kalota.

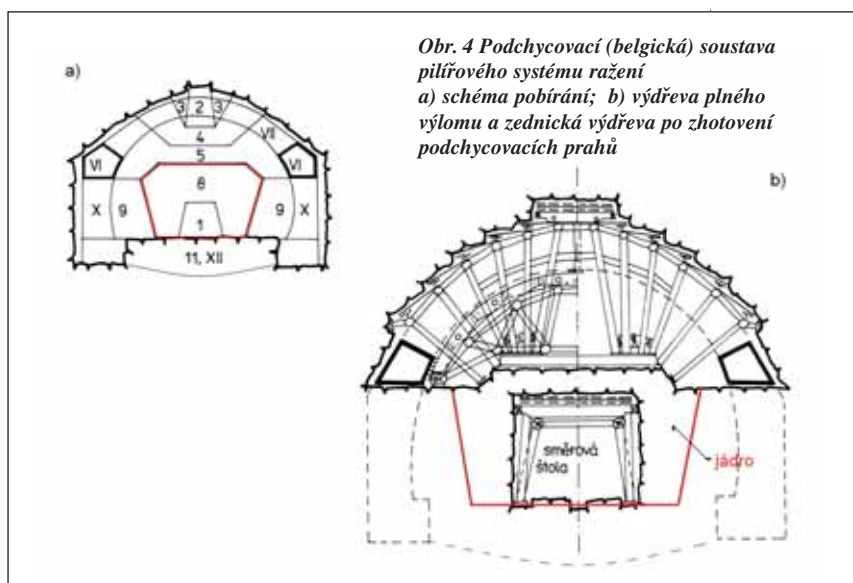
Český termín „opěří“ má německý a anglický odborný ekvivalent v názvech „die Strosse“ (slovensky štrosa) a „bench“, které mají podobný význam – sestup, etaž, stupeň. Tím se však od našeho „opěří“ výrazně odlišují, což je možná jeden z dalších důvodů jeho chybných pojmenování. Po nedávné diskusi autora s přáteli tuneláři, zúčastněnými na stavbě Komořanského tunelu (jižní část pražského okruhu), bylo dosaženo velmi přijatelného konsenzu, který odpovídá výše uvedeným cizím termínům – termín „opěří“ lze asi bez problémů nahradit termínem „lavice“, případně s adekvátním rozlišením při příčném dělení nebo více stupěch. Ostatně i historicky, např. při ražbě kaveren hydrocentrálního Lipno a Dlouhé Stráně, byl termín „sestupná lavice“ běžně používán; taktéž u menších kolektorových profilů významově totožný termín „lávka“ je užíván poměrně často. Termín „opěří“ asi nelze zcela jednoznačně a okamžitě odvrhnout, není k tomu vlastně žádný přesvědčivý důvod, ale nenásilný přechod na používání termínu „lavice“ je velmi přijatelný, neboť nejde proti duchu mezinárodní tunelářské terminologie.



Obr. 2 Části tunelového výrubu v klasickém pojetí

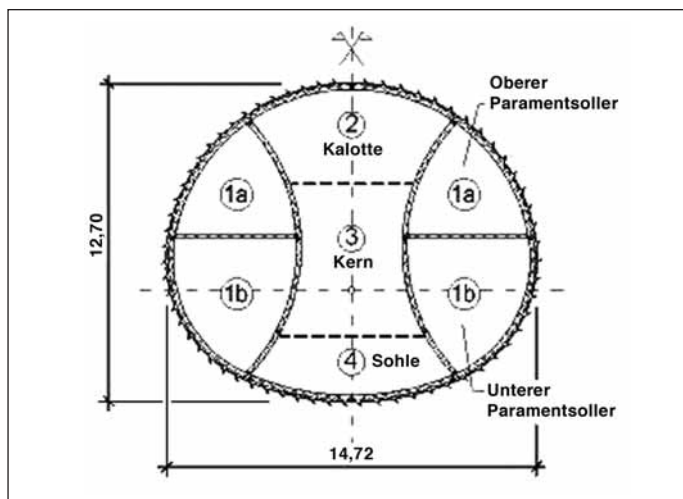


Obr. 3 Jádrová (německá) soustava pilířového systému ražení
a) schéma pobírání; b) výdřeva plného výlomu a zednická výdřeva po zhotovení tunelových opěr



Obr. 4 Podchycovací (belgická) soustava pilířového systému ražení
a) schéma pobírání; b) výdřeva plného výlomu a zednická výdřeva po zhotovení podchycovacích prahů

Jednoznačně a důsledně je však třeba odmítat označování sestupu při horizontálním členění čelby u NRTM termínem „jádro“, který má v naší i mezinárodní tunelářské terminologii poněkud odlišný význam. Označuje se tak část budoucího výrubu, která je ze všech stran obklopena jinými dílčími výrubu, jejichž primární (provizorní) ostění umožňuje bezpečné pobírání jádra bez vlastního zajištění. Nesprávné používání tohoto termínu v publikacích jakéhokoliv druhu (články, příspěvky, prezentace, ale též projektová dokumentace, technické zprávy apod.) snižuje jejich odbornou úroveň.



Obr. 5 Kernbauweise (tunel Uetliberg – Švýcarsko)

Termíny „opěrová štola“ a „jádro“ jsou analogické k pojmenování dílčích výlomů tunelovací metody pro velké profily někdejšího pilířového systému ražení (zejména pro dálniční tunely v období před 2. světovou válkou) – metody jádrové neboli německé (obr. 3). Jádro výrubu je součástí pobírání i u metody podchycování neboli belgické (obr. 4), odezvu tohoto termínu lze však najít i v moderním tunelovacím postupu použitým např. na švýcarském tunelu Uetliberg (obr. 5), který je v několika částech ražen pomocí „Kernbauweise“ (jádrová metoda v prstencovém systému ražení).

U nejspodnější části výrubu je patrný malý rozdíl v pojmenování spodní části výrubu, která je v klasickém názvosloví označována jako „dno“ (počva, též zola), zatímco „spodní klenbou“ byla nazývána výhradně část tunelového ostění mezi základy opěr. U NRTM převládlo v posledních letech širší pojetí výrazu „spodní klenba“, do kterého se zahrnuje i oblast výrubu, v níž se spodní část tunelového ostění provádí.

VÝTUŽ A VÝSTROJ PODZEMNÍHO DÍLA

Jen krátkou zmínku věnujme dalšímu nežádoucímu jevu v naší tunelářské terminologii, kterým je trochu zmatečně a stávající legislativě neodpovídající používání termínů výstroj a výtuž, které v odborném textu při jasných souvislostech pravděpodobně nezpůsobuje žádné problémy, nicméně v diskuzi, zápisech a protokolech může vést k nežádoucím nepřesnostem příslušného sdělení.

Je nutno konstatovat, že ve starších odborných publikacích s tematikou podzemního stavitelství se bez výjimky používá pro konstrukce stabilizující podzemní výrub termín výstroj, a to jak pro dočasnou (výdřeva, ocelová žebra, svorníky, stříkaný beton), tak pro trvalou (tubingy, dílce, obozdívky, stříkaný beton, monolitická ostění). Tento termín převzaly i speciální příručky tunelářského názvosloví, vzniklé u nás v 80. letech dvacátého století, a také většina středoškolských i vysokoškolských učebních textů, starších i současných.

Valná část absolventů stavebních fakult ČVUT v Praze a VUT v Brně používala a většinou i nadále používá tento termín v praxi podzemního stavitelství v uvedeném smyslu jako zcela vžitý a jednoznačný (na rozdíl od absolventů Stavební fakulty VŠB v Ostravě). Nicméně nelze opominout existenci vyhlášky Českého báňského úřadu č. 55/1996 Sb. ze dne 7. února 1996 o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí. Tato vyhláška, která patří k základnímu legislativnímu vybavení všech odborníků, jejichž činnost souvisí s podzemními stavbami, má v § 2 „Výklad pojmů“ jednoznačné definice:

- výtuž (ostění) – soubor stavebních prvků sloužících k zajištění díla v podzemí proti uvolňování horniny, deformaci horskými tlaky a podobně,
- výstroj – veškeré vybavení díla v podzemí potřebné pro jeho výstavbu a provoz.

Všechna ustanovení vyhlášky č. 55/1996 Sb., část druhá – vedení děl v podzemí a podzemní sanační práce – samozřejmě důsledně používají uvedené termíny. Uvedomíme-li si, že vyhláška č. 55/1996 Sb. zahrnuje do své působnosti velmi širokou škálu podzemních děl a staveb (komentář k vyhlášce jich vyjmenovává 12 druhů, které zahrnují téměř všechny podzemní stavby u nás existující), pak terminologie vyhlášky s „hornickým“ výkladem uvedených pojmů platí pro tunelářskou profesi zcela obecně, a tudíž význam respektování vyhláškou definovaných termínů je dosti podstatný.

Termín výstroj je v odborných tunelářských textech velmi frekventovaný a velmi často je užíván v původním zažitém významu. Znovu je proto třeba apelovat na skoncování s mírně schizofrenním stavem, kdy vyhlášku č. 55 respektujeme, ale její základní terminologii programově nedodržíme. Postupně bude asi nutné naše stavařské zvyklosti opustit a začít důsledně používat terminologii citovaného báňského předpisu, a to především v písemnostech nejrůznějšího typu, jak je ostatně běžné např. v publikacích Vysoké školy báňské – TU Ostrava a dalších institucí, zabývajících se jak stavařskou, tak i hornickou tematikou.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., e-mail: bartak@fsv.cvut.cz,
ČVUT – FAKULTA STAVEBNÍ PRAHA

ZKUŠENOSTI Z RAŽEB TUNELU TUHOBIĆ V DOLOMITICKO-VÁPENCOVÝCH A VÁPENCOVÝCH SEDIMENTECH V CHORVATSKU

THE EXPERIENCE OF EXCAVATION OF THE TUHOBIĆ TUNNEL THROUGH DOLOMITE-CALCAREOUS AND CALCAREOUS SEDIMENTS IN CROATIA

RADEK BLAŠKO

ÚVOD

Tunel Tuhobić jako jeden ze stavebních objektů dokončovacích prací při dostavbě dálničního spojení mezi Rijekou a Záhřebem se nachází v km 23+680 do km 25+803,50, tzv. úseku II. Oštrovica – Vrata. Hlavním úkolem dostavby je zkapacitnění této velmi významné industriální a turistické spojky mezi Rijekou a Záhřebem, navazující na systém chorvatských dálnic, které se v poslední době prudce rozvíjejí jak v severojižním, tak i ve východozápadním směru. Stavba prochází pohořím Gorski Kotar poblíž slovinských hranic a navazuje na předešlé tunelové stavby, kterých je na této trase celkem třináct, z nichž v současné době probíhají dokončovací práce na ražbách devíti tunelů.

Společnost Subterra, a. s., se stala realizátorem této jedinečné stavby propojující, co do klimatických podmínek, dvě úplně rozdílné oblasti. Dalšími stavebními objekty, které realizuje partner ve skupině DDM Group, společnost Metrostav a. s., je dodávka tunelu Lučice a viaduktu Stara Sušica.

Stavba byla zahájena koncem září minulého roku přípravnými pracemi na zajištění předportálového a portálového úseku tunelu Tuhobić ze záhřebské strany.

HLAVNÍ TECHNICKÁ DATA TUNELU A ZÁKLADNÍ ÚDAJE:

Země:	Chorvatsko, primorsko-goranska županija
Investor:	Autocesta Rijeka – Zagreb d.d.
Projektant:	Institut građevinarstva Hrvatske d.d. Inženjerski projektni zavod d.d.
Generální dodavatel:	Sdružení: Hidroelektra – Niskogradnja d.d., Konstruktor – Inženjering d.d., Viadukt d.d., Strabag AG
Dodavatel tunelu Tuhobić:	Subterra a. s.

Tuhobić je automobilový dvoupruhový tunel a je veden tak, že pravá tunelová trouba prochází podél levé, již vybudované, ve vzdálenosti minimálně 25 m. Je tvořen dvěma hloubenými úseky, na straně rijecké v délce 20 m a na straně záhřebské v délce 11 m. Vstup je veden do levého oblouku s poloměrem $R = 1140$ m, pokračuje 987 m dlouhým přímým úsekem a na záhřebské straně je ukončen pravotočivým obloukem s poloměrem $R = 700$ m. Ve střední části díla je již vyražen nouzový záliv v délce 73 m a dvě propojky, v nichž je umístěna trafostanice pro napájení již provozované levé tunelové trouby. V tunelu je projektem určeno celkem šest bezpečnostních průchoďů pro pěší a tři průjezdy pro vozidla a integrovaný záchranný systém, jež jsou umístěny v nouzových zálivech.

Celková délka tunelu:	2143 m
Délka ražené části:	2112 m
Délka hloubené části-rijecká strana:	20 m
Délka hloubené části-záhřebská strana:	11 m
Délka nouzových zálivů:	41,4 m
Sklon dovrchní z vjezdové strany:	1,482 %
Sklon úpadní na výjezdové straně:	1,043 %
Plocha výrubu	dle třídy NRTM 76 – 102 m ²
Šířka výrubu:	10,9 m

INTRODUCTION

The Tuhobić tunnel is one of the structures of the project of extension of the motorway connection between Rijeka and Zagreb. It lies between chainages of km 23+680.00 and km 25+803.50, in the so-called 2nd spread Oštrovica – Vrata. The main objective of the motorway extension is to increase the capacity of this major industrial and tourist connection road between Rijeka and Zagreb linking the system of Croatian motorways, which have been rapidly developing lately, in both the north-eastern and east-western directions. The construction passes through the Gorski Kotar mountain range near the Slovenian border and is added to the line of previous thirteen tunnels which are found on this route (nine of them are currently in the phase of the excavation completion).

The company Subterra a. s., a member of the DDM Group, was awarded the contract for this unique construction, which links, in terms of climatic conditions, two absolutely different regions. Other structures found on this route, for which the contractor is Metrostav a. s., another member of the DDM Group, are the Lučice tunnel and the Stara Sušica viaduct.

The Tuhobić tunnel construction started at the end of 2006 by enabling works on the stabilisation of the pre-portal and portal sections on the Zagreb side of the Tuhobić tunnel.

THE MAIN TECHNICAL DATA ON THE TUNNEL AND THE MAIN INFORMATION.

Country:	Croatia
Client:	Autocesta Rijeka – Zagreb d.d.
Designer:	Institut građevinarstva Hrvatske d.d. Inženjerski projektni zavod d.d.
General Contractor:	a group of companies consisting of Hidroelektra – Niskogradnja d.d., Konstruktor – Inženjering d.d., Viadukt d.d., Strabag AG
Contractor for the Tuhobić tunnel:	Subterra a. s.

Tuhobić is a twin-tube road tunnel with the right tunnel tube passing along the left tube, which has already been completed, at a minimum distance of 25.0m. The RTT has two cut-and-cover sections: 20.0m long on the Rijeka side and 11.0m long on the Zagreb side. The horizontal alignment starts with a left-hand curve with the radius $R=1140$ m and continues through a 987.0m long straight section; it ends on the Zagreb side with a right-hand curve with the radius $R=700.0$ m. In the central mined section, the excavation of an emergency lay-by at the length of 73.0m has already been completed, as well as two cross passages housing a transformer station feeding the already operating left tunnel tube. The tunnel design contains a total of six cross passages – escape routes for persons, and three cross passages for vehicles and units of the integrated rescue system, with the entries at the lay-bys.

Total length of the tunnel:	2143.0 m
The length of the mined part:	2112.0 m
The length of the cut-and-cover part on the Rijeka side:	20.0 m
The length of the cut-and-cover part on the Zagreb side:	11.0 m
The length of lay-bys:	41.4 m

Výška výrubu:	7,95 m
Plocha výrubu nouzového zálivu:	126 m ²
Plocha výrubu průchodu pro pěší:	58 m ²
Plocha výrubu průjezdu pro vozidla:	68 m ²
Elektrovýklenky:	22 ks
Protipožární výklenky:	10 ks
Výklenky pro odvodnění tunelu:	18 ks

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Trasa tunelu prochází sedimenty (vápence, dolomitické vápence a dolomity) horního triasu, dolní a střední jury. Na povrchu jsou sedimenty rozdrobeny a rozmělněny do sutí, místně promíslenými s humusovým pokryvem. Mocnost těchto sutí dosahuje až pěti metrů a průměrně se pohybuje od jednoho do tří metrů.

V celém masivu se objevují charakteristická zlomová pásma, podél nichž docházelo k poklesům a vytváření kavernozních zón, samotných kaveren a případně i krasových jevů.

Hydrogeologické poměry ve vyčtené lokalitě byly předkládány jako dobré a vyhovující bez alarmujících jevů. Ražbami byl tento předpoklad potvrzen. Docházelo pouze k místním průsakům v období zvýšených dešťových srážek, které se však ztrácejí v puklinovém a kavernozním systému této krasové oblasti.

Analýzou výsledků předchozích průzkumných geotechnických prací byl masiv podél tunelové trouby rozčleněn do sedmi geotechnických jednotek s různorodým zařazením, vytvořeným korelací mezi geomechanickou klasifikací RMR a Q soustavou, z něhož vzešlo klasické zařazení do tříd NRTM.

ZAJIŠTĚNÍ PŘEDÚSEKU A PORTÁLOVÉ ČÁSTI TUNELU

Výkopové a zajišťovací práce započaly koncem září roku 2006 ve ztížených klimatických podmínkách. Tyto podmínky byly dány polohou a umístěním portálu na severovýchodní straně pohoří, které je v tomto ročním období charakteristické zvýšeným výskytem dešťových srážek.

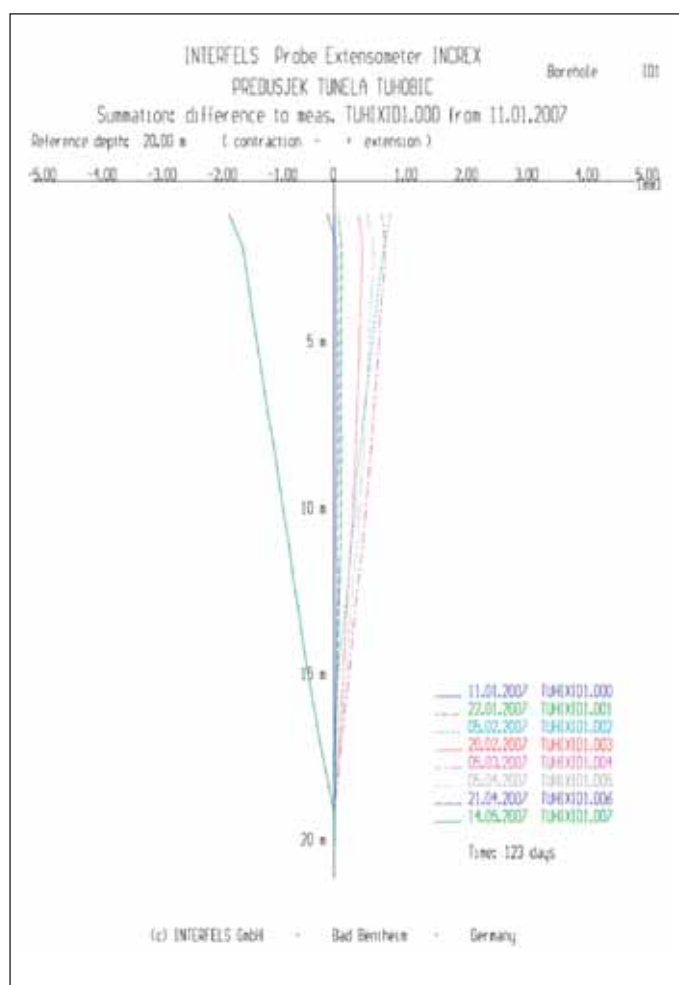
Navrhované projektové řešení bylo přijato s ohledem na minimální dopady na charakter a ráz krajiny tak, že byla předportálová část rozdělena do tří etází s maximálním stoupáním bermy až 37 % a sklonem finálních svahů ve druhé a třetí etáži v poměru 3:1, obr. 1.

K zajištění svahů bylo celkem použito 170 ks samozávrtných injektážních kotev IBO R32N délky 15 m o únosnosti na mezi pevnosti 500 kN a 14 ks IBO R38N, délky 6 m o těžce únosnosti. Úklon zavrtávaných kotev se pohyboval mezi 15 – 20°. Kotevní tyče byly proinjektovány cementovou směsí v dávce cca 600 kg na jeden vývrt za pomoci výkonného injektážního čerpadla HÄNY ZMP. Stabilizace pak byla dokončena položením druhé vrstvy ocelových sítí Q 131 a dostříkáním vrstvy stříkaného betonu třídy C 25/30 do tloušťky 0,20 m.

Odvodnění této části úseku bylo zajištěno navrtáním a osazením celkem 126 ks drenážních trubek o průměru 50 mm a délce 3 m, dále



Obr. 1 Pohled na zážrebský portál
Fig. 1 A view of the Zagreb portal



Obr. 2 Výsledky měření deformací na extensometru
Fig. 2 Results of extensometer measurement of deformations

The uphill gradient (from the entrance side):	1.482 %
The downhill gradient (on the exit side):	1.043 %
Excavated cross sectional area (depending on the NATM class):	76 - 102 m ²
The excavation width:	10.9 m
The excavation height :	7.95 m
Excavated cross sectional area at the lay-by:	126.0 m ²
Excavated cross sectional area of the passage for pedestrians:	58.0 m ²
Excavated cross sectional area of the passage for vehicles:	68.0 m ²
Niches for electrical installations:	22 pcs
Fire protection niches:	10 pcs
Tunnel drainage niches:	18 pcs

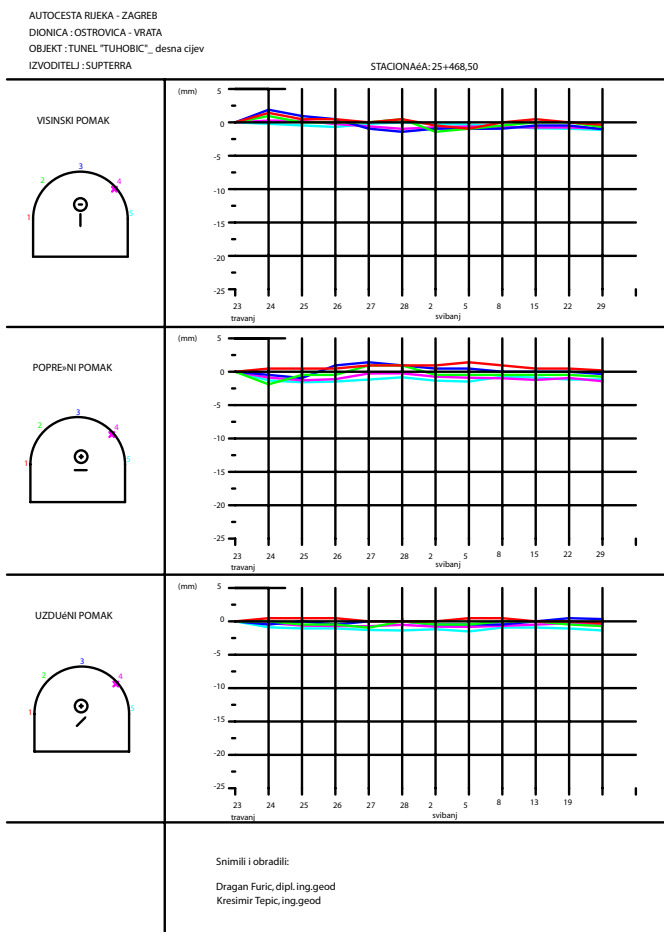
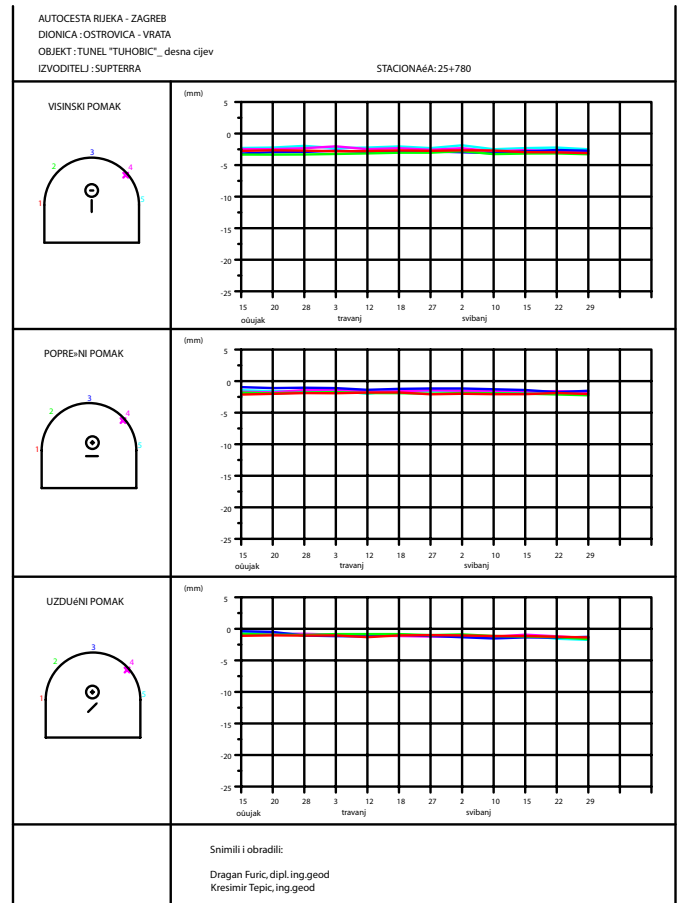
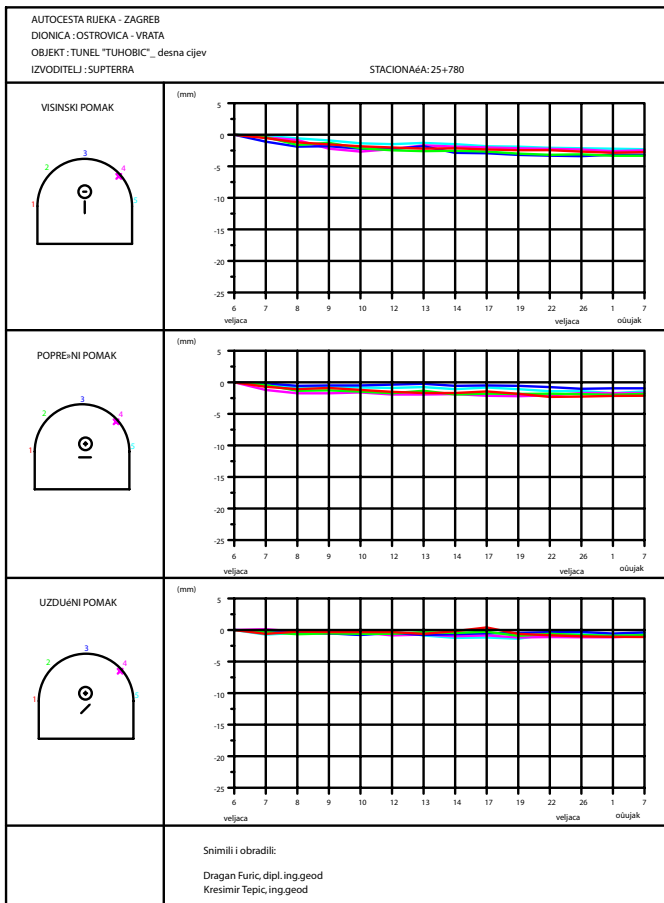
GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The tunnel route passes through Upper Triassic sediments and Lower and Middle Jurassic sediments (limestone, dolomitic limestone and dolomite). On the surface, the sediments are disintegrated forming a layer of detritus, which is locally mixed with the humus cover. The thickness of the debris reaches up to five metres, the average varies between one and three metres.

Characteristic zones of faults crop up throughout the massif, with tectonic subsidence, cavernous zones, caverns and even karstic phenomena found along the faults.

The hydrogeological conditions in the given location were assumed to be good and satisfactory, without alarming phenomena. This assumption was confirmed by the excavation. Only local seepage of storm water was experienced, but the water disappeared in the system of fissures and caverns existing in this karstic area.

The analysis of the results of geotechnical surveys divided the massif along the tunnel tube into seven geotechnical units with differing classification; the classification was developed by means of correlation between the RMR geomechanical classification system and the Q system, which gave rise to the traditional NATM classification.



THE STABILISATION OF THE PRE-PORTAL AND PORTAL SECTIONS OF THE TUNNEL

The tunnel excavation and installation of support started at the end of September 2006, under quite heavy climatic conditions. The conditions were given by the location and position of the portal on the north-eastern side of the mountain range, which is at this season characterised by increased numbers of rainfalls.

The design draft, which was approved with respect to the minimised impact on the character and pattern of the landscape, divided the excavation of the pre-portal section into three stages with the maximum rising gradient of the berm up to 37.0% and the gradient of the final slopes at the second and third stage 3:1 (see Fig. 1).

The slopes were stabilised by a total of 170 self-drilling, grouted anchors IBO R38N, 15.0m long, with the ultimate resistance of 500 kN and 14 IBO R38N anchors 6.0m long, with the same resistance. The incline of the self-drilling anchors varied between 15° and 20°. The anchor rods were injected by cement mixture, about 600kg of the mixture per one hole, using a high-performance grouting pump HÄNY ZMP. The stabilisation was then finished by the installation of the second layer of welded mesh Q 131 and application of remaining C 25/30-grade sprayed concrete until the thickness of the layer reached 0.20m.

The drainage of this part of the section was provided by means of drilling and installation of a total of 126 drainage pipes 50mm in diameter and 3.0m long into the boreholes, and casting of about 198m of concrete drainage ducts at the pit head and at the toe of the slope at each of the stages.

The design for the stabilisation of the pre-portal section comprised the monitoring of movements, and the slope support by means of three vertical inclinometers and three horizontal deformation meters installed in boreholes 20.0m long, including the monitoring performed on a total of sixteen survey points. The measurements, which were carried out always when a particular phase of the support installation had been completed, proved that the installation of the support elements was justified; the measured movements were in the order of millimetres (see Fig. 2). The measurements of the spatial movements on the survey check points also showed only several millimetre displacements.

Obr. 3 Konvergence portálové zóny
Fig. 3 Convergences in the portal zone

pak vybetonováním cca 198 bm odvodňovacích kanálků na zhlaví a u paty každého zářezu.

Projektové řešení stability předportálové části zahrnovalo monitorování pohybu, zajištění svahů pomocí tří vertikálních inklinometrů a tří horizontálních deformetrů deformetrů osazených ve vrtech o délce 20 m včetně monitoringu na celkem šestnácti geodetických bodech. Měření, která byla prováděna vždy po dokončení jednotlivých fází zajištění, prokázala oprávněnost instalace použitých zajišťovacích prvků, kdy docházelo k odchylkám maximálně v řádech milimetrů, obr. 2. Měření prostorových pohybů na kontrolních geodetických bodech ukázala taktéž pouze milimetrové odchylky.

K hlavnímu zajištění portálové části tunelu byl použit mikropilotový deštník sestávající z 29 injektážních mikropilotů o průměru 114 mm s roztečemi vývrtů 0,40 m, s délkou mikropilot 15 m s překrytím mezi jednotlivými deštníky 3 m a úhlem odklonu 4°. Vrtání mikropilotového deštníku bylo realizováno vrtacím vozem Atlas Copco Boomer L2C s adaptéry na lafetách s laserovými zaměřovači, umožňujícími použití systému SYMMETRIX od firmy Atlas Copco. Injektáže a výplň mikropilotů byly poté provedeny opět cementovou injektážní směsí za pomoci dvojitého obturátoru a při použití injektážního čerpadla HÄNY ZMP.

METODA RAŽBY A POSTUP PRACÍ

Ražba tunelu Tuhobič ze zářevské strany byla zahájena 5. prosince 2006 a je prováděna dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), která zohledňuje v našem případě celkem pět technologických tříd výrubu. Pro jednotlivé technologické třídy byly nadefinovány parametry zahrnující typ členění výrubu, záběr a jeho délku, výšku kaloty, jádra a popřípadě protiklenby, typy a množství výtuzňových prvků zajišťujících stabilitu podzemního díla. Na základě předchozího geotechnického průzkumu byly určeny následující technologické třídy NRTM:

- Vb
- Va
- IV
- III
- II



Obr. 4 Kaverna zastížená ve staničení km 25+261
Fig. 4 The cavern encountered at chainage km 25+261

The main element of the excavation support in the portal section was a micropile umbrella consisting of 29 grouted micropiles 114.0mm in diameter, 15.0m long, installed at 0.40m spacing, with the deviation angle of 4° and overlapping of the individual umbrellas of 3.0m. The drilling for the umbrella was carried out by an Atlas Copco Boomer L2C with adaptors on the feeds with laser sights allowing the application of Atlas Copco's system SYMMETRIX. The grouting and filling of the micropiles with cementitious grout were carried out using a double-packer and a HÄNY ZMP grouting pump.

THE EXCAVATION TECHNIQUE AND THE WORK PROGRESS

The excavation of the Tuhobič tunnel from the Zagreb side started on 5th December 2006. It is carried out according to the rules of the New Austrian Tunnelling Method (NATM), with five excavation support classes determined by the design. Specifications for each support class defined the excavation sequence, the round length, the height of the top heading, bench and invert (if required), types and extent of support elements providing the stability of the underground excavation. The following NATM excavation support classes were determined on the basis of the preceding geotechnical survey:

- Vb
- Va
- IV
- III
- II

where the classes Vb and Va required a horizontal excavation sequence consisting of the top heading, bench and invert. The excavation through classes IV, III and II was carried full-face, with the stress placed on maximum stability of the opening, which was achieved, above all, by proper selection of the round length and the most appropriate anchoring elements and their arrangement within the excavation.

The beginning of the excavation, from chainage km 25+800.50 to chainage km 25+774.50, was characterised by the fact that three micropile umbrellas were installed one by one to provide the top heading support. They were carried out in the same way as those installed in the portal section. This support element was used for the support class Vb in combination with shotcrete applied to the top heading, side walls and invert (C25/30 grade concrete, 0.30m thick layer), two layers of steel mesh Q 257, lattice girders Pantex 130/20/30 installed at 1m spacing and self-drilling anchors IBO R32N (6.0m long, at maximum spacing of 1.2m). The invert excavation support (the third sequence) consisted of 2 layers of mesh Q 257 and a shotcrete layer 0.30m thick.

In the portal section, the profile was closed by the invert immediately when the excavation of 6m of the top heading, 3m of the bench or three metres of the invert had been completed, under the condition that the excavation face of the top heading or bench had been stabilised before by steel mesh Q 131, a 5-10cm thick layer of shotcrete and, as required, installation of 12m long self-drilling grouted anchors IBO R32N.

Immediately when the initial 12 metres of the excavation had been completed and before the drilling for the second micropile umbrella started, the excavation was provided with five convergence points (at chainage km 25+791.50) and the zero measurement was carried out. Other convergence points were installed with the progressing excavation and the required measurements were conducted in each field which had been provided by the micropile umbrella support. The results of the convergence measurements in the portal section are presented in the table in Fig. 3. It follows from the achieved results that the deformations of the excavation were negligible, therefore the support system had been designed properly.

The rock disintegration in the zone protected by the micropile umbrellas was solely performed mechanically, using a 2.5 ton hydraulic impact breaker mounted on a Liebherr R 934 tunnel excavator. The support class Va rock mass fluently passed to class Vb throughout a length of about 10m. The other excavation support classes were applied with regard to the actually encountered geological and geotechnical conditions and with respect to the close distance from the existing left tunnel tube.

THE EQUIPMENT USED

The above-mentioned tunnel excavator Liebherr R 934 with a Montabert 2.5t hydraulic impactor and an excavator FH 285 were the main machines used for the excavation. The drilling for the blasting and for the micropile umbrellas was performed by an Atlas Copco BOOMER L2C drill rig; the muck was loaded by a Volvo L120E



Obr. 5 Příprava na vrtání
Fig. 5 Preparation for the drilling

kde třídy Vb a Va byly raženy s horizontálním členěním na kalotu, opěří a protiklenbu. Ve třídách IV, III a II byly ražby prováděny v plném profilu s důrazem na zajištění maximální stability díla, především pak správnou volbou délky záběru a volbou nevhodnějších kotevních prvků a jejich rozmístěním ve výrubu.

Počátek ražeb od staničení km 25+800,50 do staničení km 25+774,50 byl charakteristický tím, že k zajištění kaloty byly použity postupně celkem tři mikropilotové deštníky, jež byly provedeny stejným způsobem jako zajištění portálové části. Tento prvek stability byl použit v technologické třídě Vb, kde byl doplněn stříkaným betonem v kalotě, bocích i protiklenbě třídy C 25/30 a tloušťky 0,30 m za použití dvojitých ocelových sítí Q 257, ocelovou příhradovou výztuž typu Pantex 130/20/30 s roztečí oblouků 1 m a samozávrtnými kotvami IBO R32N délky 6 m s maximální roztečí mezi jednotlivými kotvami 1,2 m. Protiklenba pak byla ve třetí fázi vyztužena 2 vrstvami ocelových sítí Q 257 a prostříkána do tloušťky 0,30 mm.

V portálové části byl profil uzavírán protiklenbou ihned po vyražení 6 m kaloty, 3 m jádra a tří metrů protiklenby za podmínky předchozího zajištění čelby kaloty a jádra ocelovou mříží Q 131, 5 až 10 cm stříkaného betonu. Podle potřeby bylo použito 12 metrových samozávrtných injektážních kotev IBO R32N a jejich proinjektování.

Ihned po vyražení prvních 12 metrů a před vrtáním druhého mikropilotového deštníku byl výrub osazen ve staničení km 25+791,50 pěti konvergenčními body a provedeno nulté měření. S postupujícími ražbami bylo každé pole, které bylo pod záštitou mikropilotového deštníku, osazeno dalšími konvergenčními body a byly provedeny nezbytné série měření. Výsledky měření konvergencí portálové zóny jsou uvedeny v tabulce, obr. 3. Z dosažených výsledků vyplývá, že deformace výrubu byly zanedbatelné, a tudíž technologie zajištění byla zvolena správně.

V zóně pod ochranou mikropilotových deštníků bylo k rozvolňování horniny použito výhradně strojního rozpojování pomocí hydraulického kladiva o váze 2,5 t osazeného na tunelbagru Liebherr R 934. Technologická třída Va navazovala plynule na třídu Vb v délce cca 10 m. Ostatní technologické třídy výrubu byly použity s ohledem na aktuálně zastížené geologické a geotechnické podmínky s přihlédnutím na blízkost již existující levé tunelové trouby.

POUŽITÁ STROJNÍ SESTAVA

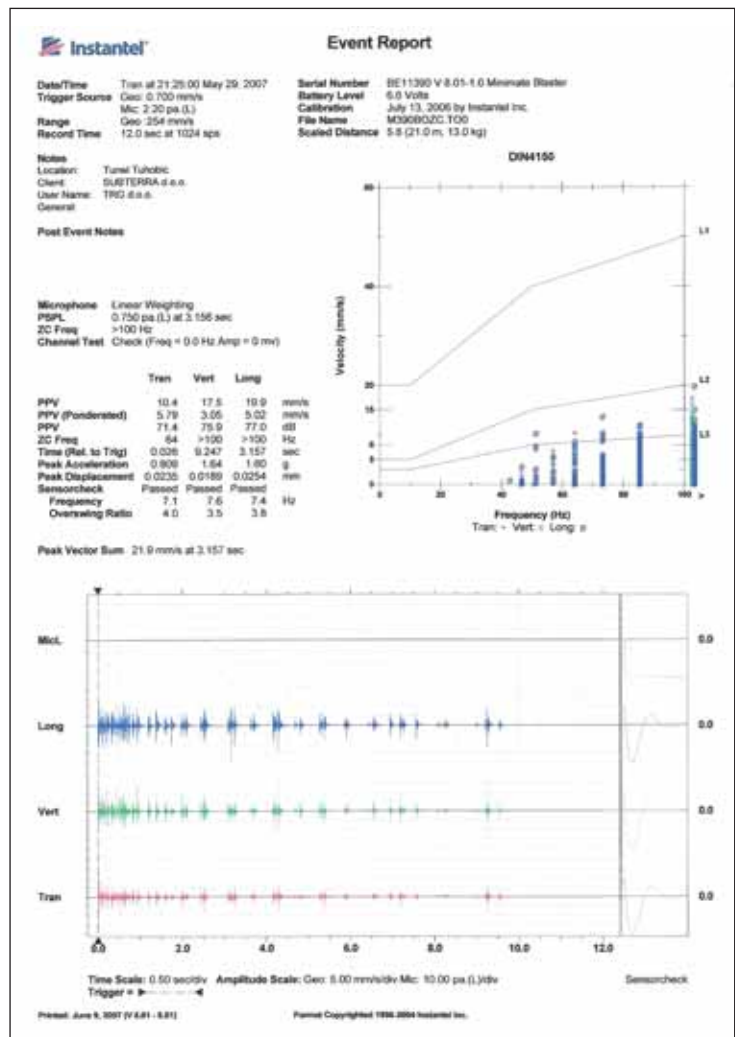
Jako hlavní razicí stroj byl použit již výše zmíněný tunelbagr Liebherr R 934 s hydraulickým kladivem Montabert 2,5 t a bagr FH 285. Pro vrtací práce a odvrt mikropilotových deštníků vrtací nůž Atlas Copco BOOMER L2C, nakládání bylo realizováno strojem Volvo L120E – v záloze pak byl nakladač Caterpillar 966 C. Odvoz rubaniny zajišťovaly dva dumpery Caterpillar D300B – 15 m³ a dva Mercedes 2531 – 10 m³, ostatní pomocné práce vykonával traktorbagr JCB 4CX. Pro zajišťovací práce sloužila plošina AC DC-15/GS-810 a stříkané betony byly aplikovány mobilním manipulátorem s čerpadlem Meyco – Supreme na podvozku Dieci. K odvětrání pracoviště byl použit ventilátor pro separátní foukací větrání typu Körffmann GAL 1400 s lutnovým tahem ø 2100 mm. S touto konfigurací strojní sestavy pak bylo v březnu

(a Caterpillar 966 C was held as a stand-by); the muck hauling was by 2x Dumper Caterpillar D300B – 15 m³ + 2x Mercedes 2531 – 10 m³; other auxiliary work was performed by a JCB 4CX backhoe; an AC DC-15/GS-10 hoisting platform was used for the support installation and shotcrete was applied using a Meyco – Supreme concrete pump upon a Dieci carrier. A Körffmann GAL 1400 fan with an air duct ø 2100 mm was used for the separate forced ventilation system. Using the above equipment set, the tunnellers achieved the maximum output of 153.5m of full-face excavation in March 2007.

DRILL AND BLAST OPERATIONS

As mentioned above, an Atlas Copco BOOMER L2C was used for the drilling according to the drill pattern which proved to be good during the previous tunnelling operations. The variant which was based on long-term experience of excavation through carbonates was selected as the best one. The proof is the fact that the advance per cycle (the pull) in excavation support class II was equal to the length of the blast holes (up to 4m). A significant influence on the proper execution of blasting operations, also in terms of seismic effects of blasting, can be attributed to the application of non-electric firing, which, in addition, improved the efficiency of the blasting procedure by reducing the duration of loading and priming operations. The seismic effect was diminished by means of more accurate distribution of timing intervals; this action, at the same time, made the increasing of the weight of the explosive per hole possible, which resulted into an increased efficiency of the explosive with maximum round lengths.

The seismic effect of the blasting is regularly monitored by a geophone, which is mounted at the chainage where the blasting is being carried out, on the final lining of the existing tunnel tube. The vibrations are measured by an InstanTel Minimate Blaster seismograph and the readings are digitally processed, with the output in the form of a report where the peak particle velocity must not exceed the prescribed



Obr. 6 Protokol o měření seismických účinků na stávající tunelovou troubu
Fig. 6 A report on the measurements of seismic effects on the existing tunnel tube

roku 2007 dosaženo zatím maximálního výkonu 153,5 m ražby v plném profilu.

SPECIFIKA VRTÁNÍ A TRHACÍCH PRACÍ

Jak již bylo uvedeno, k vrtání dle vrtného schématu, které se osvědčilo již při ražbách předchozích tunelů, byl použit vrtací vůz Atlas Copco BOOMER L2C. Jako neoptimálnější varianta byla navržena ta, která vychází z dlouholetých zkušeností ražeb v karbonátech. Dokladují to čisté výlomy na celou délku vývrtnu (až 4 m) ve II. technologické třídě bez zanechání neodstřelených částí vývrtnů. Veliký vliv na řádný průběh trhacích prací, také s ohledem na seismické účinky trhacích prací, má použití neelektrického roznětu, které také v neposlední řadě zefektivnilo technologický postup zkrácením doby nabíjení a adjustace. Snížení seismického efektu bylo zajištěno přesnějším rozčasováním jednotlivých záložek, zároveň však umožnilo zvýšit specifickou hmotnost trhaviny na 1 vývrt, a tím i účinnost trhaviny při maximálních záběrech.

Při provádění trhacích prací je pravidelně kontrolován seismický účinek na definitivní obezdívce stávající tunelové trouby osazením geofonu do staničení, ve kterém se provádějí trhací práce. Výsledky jsou snímány seismografem typu Instantel minimize blaster a digitálně zpracovány do protokolu. Maximální rychlost oscilace nesmí přesáhnout předepsanou hranici 50 mm/s. Výsledky jsou neustále monitorovány koordinátorem investora a zpracovávány do protokolu (obr. 6). Zkušenosti ze seismického monitoringu naznačují, že k maximálním odchylkám, které mohou jen v mimořádných případech překročit stanovenou mez, dochází převážně v kavernózních zónách a v oblastech diskontinuit, které dosahují k blízkému objektu a negativně ovlivňují seismické účinky na něj. V těchto případech a v případech zhoršených geotechnických podmínek se okamžitě přistupuje ke zkrácení záběru a snížení celkové nálože travin za stejných podmínek roznětu.

SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ DÍLA

Přesnost, která je při vedení dlouhého tunelového díla vyžadována, lze v současné době zajistit několika možnými způsoby. Základem zůstává klasické geodetické vedení díla za použití totální stanice a vytyčování z polygonu a ze stanoveného základního bodového pole (základní vytyčovací síť, dále ZVS.) Tato ZVS při zajišťování předúseku tunelu sloužila k vytyčení základních a měřicích bodů, ke sledování pohybů masivu v příportálové části a v neposlední řadě k osazení a orientaci automatického měřicího systému pro vedení ražby CATS (Computer Aided Tunnel Surveying), který byl pro tento tunel použit. Tento systém s totální stanicí LEICA TCRM 1500 umožňuje efektivně sledovat postup ražeb, přesně vytyčovat a zobrazovat body a tunelovou geometrii potřebnou pro výrub, umístění oblouků tunelové výztuže, kontrolovat profily, event. vrty a vrtné schéma, a tím v konečné fázi vést technologii ražby ke kvalitativnějším výsledkům, které výrazně snížily objem zaviněných i nezaviněných nadvýlomů.

ZÁVĚR

V současné době (první dekáda června 2007) je ražba tunelu Tuhobić ze záhřebské strany za polovinou předpokládané délky ve staničení km 25+170. Zbývá tedy dorazit cca 400 m do prorážky, která je naplánována na září roku 2007. Dosavadní zkušenosti z ražby bychom měli nyní zúročit v druhé fázi ražby tunelu. Prognózy technologických tříd předpokládají dobré a stabilní horninové podmínky, což dává předpoklad dorazit dílo ve zbývajících čtyřech měsících v maximální kvalitě a v souladu s harmonogramem výstavby díla. Nové technologické postupy, technologická kázeň a dodržování bezpečnosti na pracovišti by nám k těmto výsledkům měly pomoci. V září bude dílo provedené v primární obezdívce předáno objednateli k dokončení definitivní obezdívky, odvodnění a montáži technologického vybavení tunelu. Tímto bychom chtěli zásadním dílem přispět k plánovanému ukončení a předání díla do provozu v srpnu roku 2008.

ING. RADEK BLAŠKO, rblasko@subterra.cz
SUBTERRA, a. s.



Obr. 7 Nouzový záliv v rozšíření v km 25+371
Fig.7 The lay-by in the widened section at km 25+371

limit of 50mm/s. The results are continually monitored by client's coordinator and a record is carried out (see Fig. 6). The experience of the seismic monitoring imply that the majority of maximum deviations, which may exceed the prescribed limit only exceptionally, are encountered during the excavation through the cavernous zones or discontinuity zones which extend near the structure and negatively influence the seismic effects acting on it. In such cases and in the cases of worsened geotechnical conditions, the advance round length is immediately reduced and the total weight of explosives is reduced (under the same priming conditions).

HORIZONTAL AND VERTICAL ALIGNMENT OF THE TUNNEL

The accuracy which is required during the course of excavation of a long tunnel can be today secured by several possible methods. The traditional survey method of guiding a tunnel excavation by means of a total station and setting out from a traverse and a minor control (the Basic Setting-out Net, hereinafter referred to as the BSN) remains to be fundamental. This BSN served during the installation of the means of support in the pre-portal section for the setting out of fixed survey points and survey points, monitoring of the movements of the rock mass in the portal section and, at last but not least, for mounting and orientation of the CATS system (Computer Aided Tunnel Surveying), which was used for the excavation guidance. This system, with a total station LEICA TCRM 1500, allows us to efficiently follow the excavation progress, precisely set out and display the points and tunnel geometry required for the excavation, positions of lattice girders, checking of cross sections or boreholes and the drill pattern. As a result, we are able to control the equipment to reach higher quality results, which will significantly diminish the volume of both caused and accidental overbreaks.

CONCLUSION

The excavation of the Tuhobić tunnel from the Zagreb side is currently (author's note: the first decade of June 2007) beyond the mid point of the expected length, at chainage km 25+170.00. About 400m of the excavation remains to be completed to reach the breakthrough, which is scheduled for September 2007. The experience gained to date from the excavation work should bear interest now, in the second half of the tunnel excavation. The prognoses for the excavation support classes predict good and stable rock conditions, which is a condition for us to finish the excavation during the remaining four months in maximum quality and in compliance with the time schedule of the works. The new technological procedures, technological discipline and adherence to safety rules should help us to reach these results. In September, the tunnel, which will be provided with the primary lining, will be handed over to the client, who will take care of the overall completion, i.e. construction of the final lining, drainage and installation of tunnel equipment. We consider the hand-over to be our significant contribution to the planned completion of the tunnel and its inauguration in August 2008.

ING. RADEK BLAŠKO, rblasko@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

GEOTECHNICKÉ OTÁZKY HLUBINNÝCH ÚLOŽIŠŤ RADIOAKTIVNÍHO ODPADU

GEOTECHNICAL ISSUES OF DEVELOPMENT OF DEEP-SEATED REPOSITORIES OF RADIOACTIVE WASTE

ALEXANDR ROZSYPAL

ÚVOD

Jaderná energetika přes veškeré výhrady, které jsou vůči ní ze strany různých rádooby ekologických aktivistů řadu let uplatňovány, zůstane nepochybně v budoucnosti jedním z hlavních zdrojů energie pro lidstvo.

Důvodem je postupné vyčerpávání zdrojů fosilních paliv, nejdříve nafty, pak uhlí i plynu. Tak zvané obnovitelné zdroje, jako je vítr, slunce, příboj, vodní energie, biomasa atp., nebudou schopny úbytek zdrojů způsobený poklesem zásob fosilních zdrojů energie nahradit. Jistou nadějí do budoucnosti zůstává energie geotermální. Vzrůstající tlak na jadernou energii bude vyvozen v obrovským růstem potřeby energetických zdrojů nových rychle se vyvíjejících ekonomik, jako je Čína, Indie, nově nastupující státy v Jižní Americe, Africe i jinde. Ocenění hodné systematické snahy o úspory energie v rozvinutých zemích tento nárust nemohou nikdy vykompenzovat.

Jaderná energie je tak patrně jedinou nadějí, jak uspokojit vzrůstající požadavky lidstva na energii. Alternativou jsou pouze zničující globální konflikty způsobené nelítostným bojem států o energetické zdroje. Jejich počátků jsme ostatně svědky již dnes.

Jaderná energie má však kromě výhod i dvě zásadní úskalí. Prvním je zranitelnost jaderných elektráren v důsledku teroristických útoků, válečných konfliktů či nezodpovědnosti provozní obsluhy. Případné důsledky by byly mimořádné. Druhým úskalím je zneškodňování jaderného odpadu vznikajícího v jaderných elektrárnách.

Bezpečné zneškodňování radioaktivních odpadů znamená vyřešit tři složité problémy. Za prvé je nutné vyloučit rizika vzniku samovolné jaderné reakce v místě soustředěného uložení jaderného odpadu, dále vyřešit dostatečný odvod vznikajícího tepla z jaderného úložiště a nakonec zabezpečit dlouhodobou izolaci radionuklidů od biosféry do té doby, než jejich radioaktivita dostatečně klesne na úroveň vylučující ohrožení jakékoliv složky biosféry.

U nízko- a středněaktivních jaderných odpadů je doba jejich nutné izolace nejvíce několik set let. Proto těchto cílů může být případně dosaženo i v při povrchových úložištích, jakými jsou u nás například Dukovany, Richard a Bratrství.

Vysoce aktivní jaderné odpady, kterým je vyhořelé palivo z jaderných elektráren, je ale třeba v důsledku mimořádně dlouhého poločasu rozpadu v něm obsažených radionuklidů izolovat od životního prostředí po dobu nesrovnatelně delší. Řádově desetitisíce let. Požadavkům na takovou bezpečnost z dnešního pohledu nejlépe vyhovují podzemní úložiště.

Předmětem tohoto příspěvku je rozbor některých důležitých inženýrských a geotechnických otázek s ukládáním radioaktivního odpadu do podzemí, spojených zejména s třetím aspektem celkového řešení tohoto problému. Kromě toho se autor zamýšlí nad některými praktickými otázkami inženýrské povahy, které jsou obvykle při úvahách o této problematice zanedbávány.

CHARAKTER HLUBINNÉHO ÚLOŽIŠŤE

Hlubinné úložiště vysoce aktivního jaderného odpadu je zvláštní dílo, jehož funkce musí být bezpečně zajištěna v časovém horizontu tisíců let. Vývoj technologie hlubinného ukládání jaderného odpadu do podzemí je a ještě bude dlouhodobý. Je do něho zapojena řada vědeckých i technických disciplín. Inženýrská geologie, geotechnika a podzemní stavitelství jsou nedílnou součástí tohoto programu.

Před uložením do hlubinného úložiště se jaderný odpad ukládá na několik desítek let do meziskladu. Tam se jeho radioaktivita snižuje a klesá množství produkovaného tepla. S časem klesající aktivita a snížený tepelný výkon odpadu usnadňuje další manipulaci s jaderným odpadem.

Teprve pak se přistupuje k definitivnímu uložení v hlubinném úložišti. Hlubinné úložiště se musí budovat jen ve vhodném vysoce stabilním a homogenním geologickém prostředí v hloubce okolo tisíc metrů pod povrchem terénu. Ochranná funkce úložiště se vytváří vzájemně provázaným systémem inženýrských a přírodních bariér.

INTRODUCTION

Nuclear energetics, despite all reservations about it which have been made by pseudo-environmental activists for many years, will undoubtedly remain one of the main sources of energy for mankind in the future.

It is because the resources of fossil fuels – crude oil first, then coal and natural gas, are being gradually exhausted. The so-called renewable resources, such as wind, the Sun, beating of the waves, water power, biomass etc., will not be able to compensate for the loss of resources caused by the reduction in the reserves of fossil reserves of energy. Geothermal energy remains as some hope for the future. The increase in the pressure on the nuclear energy will also result from the immense growth in the demand for energy sources for new, rapidly developing economies, such as China, India, newly developing countries in South America, Africa and elsewhere. The praiseworthy systematic energy saving efforts in developed countries can never make up for this increase.

Therefore, nuclear energy is hopefully the only possible source capable of satisfying the growing demand of mankind for energy. Ruinous global conflicts caused by merciless fighting between states for energy resources are the only alternative. Besides, we have been witnessing the beginning of such conflicts already today.

However, nuclear energy has not only advantages but also two principal drawbacks. First of them is the vulnerability of nuclear power plants to terrorist attacks, wars or irresponsible operating staff. The consequences would be disastrous. The other drawback is the issue of disposal of the nuclear waste produced by nuclear power plants.

The safe disposal of radioactive waste is associated with three complicated problems to be resolved. First of all, it is necessary to eliminate the risks of spontaneous nuclear reaction in the place of concentrated storage of nuclear waste, then to solve the problem of sufficient abstraction of the heat originating at the nuclear repository and, finally, to secure long-term isolation of bio-nuclides from the biosphere until the radioactivity sufficiently decreases, to the level at which the threat to any component of the biosphere is excluded.

No more than several hundreds of years of the isolation are necessary for low-level and medium-level radioactive nuclear waste. For that reason, these targets are achievable even by using surface repository facilities, such as, for example, Dukovany, Richard and Bratrství.

On the other hand, the isolation period must be incomparably longer, in the order of tens of thousands of years, in the case of high-level radioactive nuclear waste, which the spent nuclear fuel from nuclear power plants is, because of the exceptionally long radioactive half-life of the radionuclides which it contains. From the today's point of view, the requirements for such the safety is best met by underground repositories.

This paper presents an analysis of some important engineering and geotechnical issues of the underground disposal of radioactive waste which are associated, above all, with the third aspect of the global solution to this problem. In addition, the author discusses some practical issues of the engineering character, which are usually neglected when this problem is being discussed.

THE CHARACTER OF A DEEP-SEATED REPOSITORY

A deep-seated repository of high-level radioactive nuclear waste is a special facility the function of which must be guaranteed within a time horizon of thousands of years. The development of the technology of storing of nuclear waste deep underground has been a long-term process. It integrates many scientific and engineering disciplines. Engineering geology, geotechnics and underground engineering are inseparable parts of this program.

Before the deposition to the deep-seated repository, radioactive waste is deposited for several decades years to an interim storage facility, where its radioactive power and the amount of heat which it produces decrease. The activity decreasing with time and the reduced heat output facilitate the further handling of the nuclear waste.

ALTERNATIVNÍ ZPŮSOBY LIKVIDACE JADERNÉHO ODPADU

V minulosti se uvažovalo i o jiných způsobech likvidace. Například vynesení jaderného odpadu do meziplanetárního prostoru, uložení do polárních ledovců či trvale zmrzlé půdy, nebo uložení do dna oceánů. Jednou z dalších možností bylo umístění odpadů do extrémně hlubokých vrťů.

Dosud zkoumanou metodou je tak zvaná transmutace. Jde o proces převedení některých typů radioaktivních izotopů na izotopy jiné. Nebezpečné radionuklidy je tak možno převést na radionuklidy krátkodobě nebezpečné či dokonce úplně stabilní. Technologický vývoj ukazuje, že po přepracování bude v budoucnosti pravděpodobně možné některé štěpné produkty po transmutaci „znovu“ spálit v jaderných reaktorech určitého typu.

I když ale transmutace bude co nejučinnější, vždy ještě zůstane určité množství vysoce radioaktivního odpadu. I ten se pak bude muset definitivně zneškodnit standardní metodou. V případě úspěšného vývoje některé z transmutačních technologií by se ale problém konečné likvidace jaderného odpadu, díky zmenšení jeho objemu transmutací, mohl značně technicky usnadnit.

MOŽNOST OPĚTOVNÉHO VYUŽITÍ JADERNÉHO ODPADU

Během provozu jaderné elektrárny dochází v reaktoru k podstatným změnám ve složení jaderného paliva. Následkem jaderné reakce se v něm snižuje koncentrace štěpitelného U235 a narůstá množství produktů štěpení, které jsou směsí lehčích, většinou radioaktivních prvků s různě dlouhou dobou poločasu rozpadu. Současně se vytvářejí těžké prvky s vysokým podílem izotopů plutonia, neptunia a americia. Ty jsou vysoce radioaktivní s velice dlouhým poločasem rozpadu.

Toto vyhořelé jaderné palivo ještě má asi čtvrtinu z celkově využitelné energie, kterou měla původní surovina. Všeobecně se má za to, že technologický pokrok umožní v budoucnosti jeho další zpracování. Proto i podle českého atomového zákona z roku 2002 není vyhořelé palivo v legislativním smyslu považováno za odpad.

Proto se také hledají způsoby, jak radioaktivní odpady bezpečně ukládat tak, aby je bylo možné po určité době z úložiště znovu vyzvednout k novému zpracování. Tak vznikl koncept tzv. reverzibilního úložiště.

REVERZIBILNÍ HLUBINNÉ ÚLOŽIŠTĚ JAKO INŽENÝRSKÉ PODZEMNÍ DÍLO

Reverzibilní hlubinné úložiště po určité době, předpokládá se okolo 400 let, umožní zpětné vyjmutí odpadu.

Reverzibilní hlubinné úložiště ovšem znamená zásadní změnu koncepce v přístupu k ukládání jaderného odpadu. Úkolem klasického hlubinného úložiště je vrátit jaderný odpad tam, odkud byl původně vyjmut a „homogenizovat“ jej znovu a nenávratně s horninovým prostředím. V reverzibilním hlubinném úložišti je jaderný odpad pouze dlouhodobě uskladněn a připraven k opětovnému vyjmutí k dodatečnému zpracování v okamžiku, kdy to pokrok vědy a technologií efektivně umožní.

Reverzibilní hlubinné úložiště je tudíž především podzemní inženýrské dílo se všemi požadavky, které na podzemní inženýrské dílo klade. Jako podzemní inženýrské dílo musí ovšem bezpečně fungovat nikoliv pouze sto let, což je běžně požadovaná životnost inženýrských staveb, ale řádově minimálně stovky let.

Tento aspekt problematiky úložiště jaderného odpadu zatím dostatečně zkoumán nebyl ani u nás, a pokud je autorovi známo, tak ani nikde jinde ve světě.

ZÁKLADNÍ PRINCIPY HLUBINNÉHO ÚLOŽIŠTĚ

Smyslem klasického hlubinného úložiště je dlouhodobá izolace radioaktivních odpadů od biosféry v časovém období, jež musí být postačující pro snížení jeho radiotoxicity na úroveň, která je již zanedbatelně ohrožením životního prostředí. Dalším úkolem je trvalá homogenizace s přírodním horninovým prostředím. Po zaplnění a uzavření hlubinného úložiště již nelze přijímat žádné další opatření zajišťující či korigující jeho funkci.

Spolehlivá izolace radionuklidů je zajišťována systémem několika na sobě nezávislých inženýrských i přírodních bariér.

Systém inženýrských bariér je tvořen odolnou maticí samotného odpadu, odolným úložným kontejnerem, v němž je jaderný odpad přepravován a uložen, vhodným izolačním a tlumícím materiálem obklopujícím kontejnery v místě jeho uložení v úložišti. Po umístění všech kontejnerů se podzemní prostory úložiště včetně přístupových chodeb zpětně uzavřou pomocí speciálních zásypových materiálů.

Ty svými vlastnostmi tvoří další inženýrskou bariéru. Poslední bariérou je samotná hostitelská horninová struktura v bezprostředním okolí úložiště.

Only then does the definite depositing of the nuclear waste in deep-seated repository start.

The deep-seated repository may be built only in a suitable, highly stable and homogeneous geological environment, at a depth about hundred meters under the terrain surface. The protective function of the repository is provided by system of interrelated engineering and natural barriers.

ALTERNATIVE METHODS OF NUCLEAR WASTE DISPOSAL

There were even other methods of disposal under consideration in the past. For example, sending the nuclear waste to the interplanetary space, burying it in polar icebergs, permafrost or dumping it on the bottom of oceans. One of the other options was depositing the waste in extremely deep shafts.

A method which has still been investigated is the so-called transmutation. It is a process of transmutation of some types of radioactive isotopes into other isotopes. Dangerous radionuclides can be changed to short-lived dangerous radionuclides or even totally stable ones. The technological development shows that, after the transmutation (reprocessing), it will be possible to burn some fission products 'again' in a certain type of nuclear reactors.

Even though the transmutation will be as effective as possible, a certain amount of high-level radioactive waste will always remain. Even though small, the remains must be disposed of using a standard method. In the case of successful development of some of the transmutation technologies, the problem of the definite disposal of nuclear waste could be technically much easier to solve owing to the volume being reduced through the transmutation.

THE POSSIBILITY OF RETRIEVAL OF NUCLEAR WASTE

The nuclear waste composition significantly changes in the reactor during the operation of a nuclear power plant. As a result of the nuclear reaction, the content of fissionable U235 diminishes and the amount of fission products increases. The products are a mixture of lighter, mostly radioactive elements with various length of the radioactive half-life. At the same time, heavy elements with a high proportion of isotopes of plutonium, neptunium and americium originate. They are high-level radioactive, with a long decay period.

The spent fuel still has approximately one-fourth of the total available energy of that which the original raw material had. In general, there is an assumption that technological development will make further processing of the waste in the future possible. For that reason, even according to the Czech 'Nuclear Code' of 2002, spent nuclear fuel is not considered to be waste in the legislative meaning of the word.

This is why such methods of safe disposal of radioactive waste are searched for which will allow us to retrieve the waste from the repository after a certain time and reprocess it. This is why the so-called 'reversible repository' concept has originated.

A REVERSIBLE DEEP-SEATED REPOSITORY AS AN UNDERGROUND ENGINEERING STRUCTURE

The reversible deep-seated repository must allow the retrieval of the waste after a certain time, which is assumed to be approximately 400 years.

Naturally, the reversible deep-seated repository means a fundamental change in the approach to the system of nuclear waste. The task of a traditional deep-seated repository is to return nuclear waste to the environment from which it was originally extracted and "re-homogenise" it in an irreversible manner with the rock environment. Regarding the reversible deep-seated repository, it is a long-term storage of nuclear waste and the waste is ready to be removed and effectively reprocessed at the moment when the scientific and technological progress makes it possible.

The reversible deep-seated repository is, therefore, first of all an underground engineering structure which must meet all requirements we impose on any underground structure. Of course, as an underground facility, it must safely function not only for one hundred years, which is the life length commonly required in the sphere of civil engineering structures, but for a time in the order of hundreds of years as a minimum.

This aspect of the problems of the nuclear waste repository has not been sufficiently investigated yet, neither in the Czech Republic nor elsewhere in the world.

BASIC PRINCIPLES OF A DEEP-SEATED REPOSITORY

The purpose of a traditional deep-seated repository is to provide long-term isolation of radioactive waste from the biosphere for a period of time which is sufficient for the waste radiotoxicity to be reduced to a level which poses an already negligible threat to the environment. Another task is permanent homogenisation with the rock environment. Once the deep-seated repository has been filled up and closed, no subsequent measures securing

Díky přírodní bariéře z hostitelského horninového prostředí a dostatečně hloubce hlubinného úložiště pod povrchem terénu je zde zajištěna dostatečná dlouhodobá ochrana proti všem případným budoucím geodynamickým i antropogenním vlivům.

ELIMINACE RIZIK HLUBINNÉHO UKLÁDÁNÍ JADERNÉHO ODPADU

Rozhodujícím činitelem bezpečnosti jsou zde především dostatečně pomalé procesy degradace ochranných a izolačních materiálů, případně dostatečně malé postupné negativní změny hostitelského horninového prostředí. Hlavní riziko spočívá v případném pozvolném narušování bariérových funkcí úložiště. Pak by zejména díky podzemní vodě, která je považována za hlavní možné transportní médium, mohly uvolněné radionuklidy pomalu migrovat do biosféry a s velkým časovým odstupem pak ohrozit jak člověka, tak i životní prostředí.

Aby bezpečnost bariér hlubinného úložiště byla dostatečná, vyžaduje se, aby byly současně uplatněny tři základní strategie ochrany:

- fyzická izolace – izolace radionuklidů od okolního prostředí,
- retardace úniku – oddalování, bránění a zpomalování úniku radionuklidů, pokud k němu došlo,
- rozředění – redukce koncentrací případně uniklých radionuklidů.

Biosféra a vzdálenější horninové prostředí, které svými vlastnostmi již nesplňují přísné požadavky přírodní bariéry, tvoří okolní chráněné prostředí úložného systému.

Na bariéry se uplatňují tři základní funkční požadavky:

- různý mechanismus porušení bariér – funkce každé z navržených bariér musí být založena na jiných fyzikálních a chemických principech. Každá z bariér je pak náchylná na jiné porušení a k porušení každé z nich by muselo dojít rozdílným mechanismem. Proto se nestane, že by při nějaké události došlo k porušení všech ochranných bariér současně;
- doplňování ochranných funkcí bariér – jakékoliv porušení funkce jedné bariéry je nahrazeno funkcí bariéry jiné;
- nezávislost bariér – porušení funkce jedné bariéry musí samo o sobě co nejméně negativně ovlivnit funkci ostatních bariér.

Takový systém pak nemůže zhabovat jako celek z jediného fyzikálního důvodu, například v důsledku zemětřesení.

Fyzická izolace

Nejvýznamnější bezpečnostní funkcí úložného systému je spolehlivě izolovat radionuklidy od jejich bezprostředního okolí, zejména pak od hlavního transportního média podzemní vody.

Především je třeba bránit přístupu podzemní vody do bezprostřední blízkosti uloženého jaderného odpadu, byť v minimálních množstvích. První bariérou je vlastní kontejner. Další pak tlumič ze zemin s vhodnými vlastnostmi. Tlumič také udržuje stabilní pozici kontejneru a brání proniknutí podzemní vody s korozivními substancemi k jeho povrchu. K izolační funkci přispívají také další těsnící materiály a zejména hostitelská hornina s požadovanými vlastnostmi. Ty tvoří další bariéry.

Retardace úniku

Zpoždování případných úniků radionuklidů přes izolační bariéry je zajištěno fyzikálně-chemickými procesy v samotných izolačních bariérách úložného systému. Jejich cílem je co největší zpomalení migrace radionuklidů do biosféry, a tím také umožnění dalšího snížení radiotoxicity odpadu v rámci úložného systému na úroveň neohrožující člověka a životní prostředí.

Jde o schopnost bariér díky svým fyzikálně-chemickým vlastnostem materiálů, ze kterých jsou tvořeny, zpomalovat uvolňování radionuklidů do podzemní vody.

Třetí funkcí bariér hlubinného úložiště je případně uniklé radionuklidy v okolním prostředí rozptýlit a rozředit do takové míry, aby jejich maximální koncentrace, v níž by mohly kontaktovat člověka, byly již dostatečně malé. Tato funkce je především plněna umístěním úložiště do vhodného přirozeného horninového prostředí, které by v maximální míře umožnilo dostatečné rozptylování zbytků radionuklidů proniklých přes ostatní bariéry.

HLUBINNÉ ÚLOŽIŠTĚ JAKO PODZEMNÍ STAVBA

Každé hlubinné úložiště, bez rozdílu zda se jedná o reverzibilní, či definitivní uspořádání, je obrovským komplexem podzemních staveb. Ty lze podle jejich funkce rozdělit na:

- přístupové tunely a šachty,
- podzemní obslužný areál,
- vlastní prostor úložiště.

or rectifying its function can be implemented.

The reliable isolation of radionuclides is provided by a system of several engineering and natural barriers, which are independent of each other.

The system of civil engineering barriers consists of a rugged matrix for the waste itself, a rugged container in which the nuclear waste is transported and stocked, a proper insulating and absorbing material enclosing the containers in their final positions at the repository. When the containers have filled the repository, the underground spaces inclusive of all access galleries are closed using special backfill materials.

Owing to their properties, these materials form another civil engineering barrier. The last barrier is provided by the structure of the host rock itself, which is in the close vicinity of the repository. The long-term protection against all potential geodynamical and anthropogenic influences is provided through the natural barrier formed by the host rock and the sufficient depth of the deep-seating repository under the ground surface.

ELIMINATION OF THE RISKS OF DISPOSING NUCLEAR WASTE AT GREAT DEPTH

Sufficiently slow processes of degradation of the materials used for the protective and insulation casing and sufficiently small gradual negative changes in the environment formed by the host rock are the deciding factor in terms of the safety. The main risk is associated with the potential slow process of deterioration of the barrier functions of the repository. The radionuclides which would be released in such a case (first of all thanks to ground water, which is considered to be the main potential transport medium) could migrate to the biosphere and, after a long interval, threaten people and the environment.

It is required with the aim of providing sufficient safety of the deep-seated repository barriers that the three fundamental protection strategies be pursued simultaneously:

- physical isolation - the isolation of radionuclides from the surrounding environment
- retardation of leakage - the putting off, prevention and retardation of the leakage, if any has happened
- dilution - reduction of the concentration of the escape radionuclides, if any.

The biosphere and more remote rock environment the properties of which do not meet the strict requirements for the natural barrier form the surrounding protected environment of the repository system.

The following three fundamental requirements are imposed for the functions of the barriers:

- varying mechanisms of failure of the barriers – the function of each of the designed barriers must be based on different physical and chemical principles. Each of the barriers is then susceptible to different type of failure and a failure of a particular barrier can be caused only by a mechanism differing from all of the other mechanisms. It therefore cannot happen that an event would cause a failure of all protective barriers at the same time.
- substitution of the protective functions of the barriers – any function which is damaged in one barrier is replaced by a function in another barrier
- barrier independence – the fact that the function of one barrier is damaged may negatively affect the functions of the other barriers as little as possible

A system meeting the above requirements can never fail as a whole for a single physical reason, for example as a result of an earthquake.

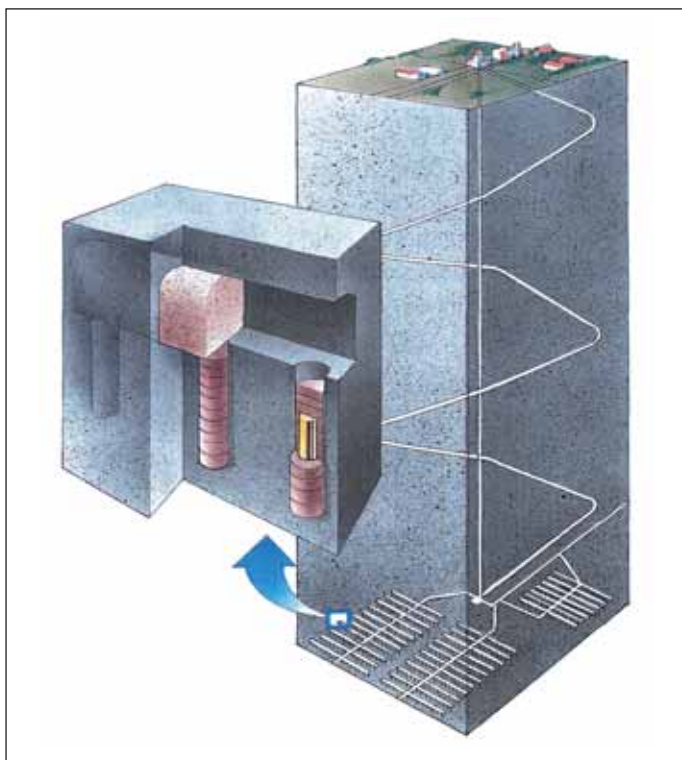
Physical isolation

The most significant safety function of the repository system is the reliable isolation of radionuclides from their closest surroundings, first of all from the main transport medium, ground water.

First of all, ground water, even minimum amounts, must be prevented from getting to the close vicinity of the nuclear waste stocked in the repository. The first barrier is the container itself. The next barrier is a damper consisting of soils with suitable properties. The damper also keeps the container in a stable position and prevents ground water containing corrosive substances from penetrating to its surface. The insulating function is enhanced also by other sealing materials and, above all, by the host rock exhibiting the required properties. They represent other barriers.

Escape retardation

The retardation of contingent escape of radionuclides through the insulation barriers is provided by physical-chemical processes in the insulation barriers of the repository system themselves. Their aim is to retard the migration of radionuclides into the biosphere and thus also to make further reduction in the radiotoxicity of the waste (to a level which does not threaten people or the environment) possible within the framework of the repository system.



Obr. 1 Příklad uspořádání hlubinného úložiště podle SKB 2001
Fig. 1 An example of a deep-seated repository configuration according to the SKB 2001

Přístup do podzemí může být zajištěn různými způsoby. Vertikální šachtou o hloubce několika stovek metrů, tunelovou šroubovicí nebo ukloněným tunelem o délce několika tisíc metrů. Tyto podzemní komunikace budou sloužit k transportu kontejnerů s radioaktivním odpadem, k zpětné dopravě vyrubané horniny a budou sloužit i pro přísun inženýrských materiálů, pohyb personálu a budou poskytovat prostor pro nezbytnou podzemní infrastrukturu. Průřezová plocha těchto inženýrských děl bude minimálně srovnatelná s profilem jednokolejného železničního tunelu či tunelu metra. Profily těchto důlních děl budou odvozeny z potřeby manipulace s kontejnery a z jejich velikostí. Kontejner se svými vlastními bariérami a dopravním zařízením je velká nádoba přibližně srovnatelná s automobilovou nebo i železniční cisternou.

Podzemní obslužný areál se bude skládat z dalších spojovacích tunelů a několika kaveren pro technologické a sociální zázemí úložiště, příjem jaderného odpadu, likvidaci vlastních odpadů tvořených provozem úložiště, prostorů potřebných pro přípravu kontejnerů. Součástí tohoto areálu musí být také výzkumné prostory a laboratoře a centrum rozsáhlého komplexního monitorovacího systému.

Vlastní úložiště je pak zpravidla navrhováno jako systém rovnoběžných tunelů v jednom nebo v několika úložných horizontech. Tyto tunely mohou sloužit přímo k ukládání kontejnerů s odpadem, nebo jsou z nich dále raženy širokoprofilové úložné vrty či kaverny různého tvaru a velikosti. Kontejnery mohou být umístěny ve vodorovné či svislé poloze, v řadách v jednom dlouhém vrtu, nebo jednotlivě v kratších vrtech. Návrh úložných prostor se většinou liší podle horninového typu a druhu ukládaného odpadu.

Na obr. 2 jsou uvedena možná uspořádání úložných prostor.

Hloubka úložiště

Základním požadavkem je, aby vlastní úložiště s kontejnery bylo umístěno v takové hloubce, která trvale zajistí dostatečnou ochranu proti geodynamickým silám, jako jsou dlouhodobá eroze, změny klimatu nebo i proti nebezpečím, způsobeným nezodpovědným lidským jednáním, a to během celé doby, kdy je odpad nebezpečný. Hloubka musí být také dostatečná pro vytvoření dost dlouhé průsakové cesty (přírodní bariéry), aby byla dosažena požadovaná retardace a zředění radionuklidů. Na druhé straně nesmí být ohrožena jeho praktická proveditelnost a celková bezpečnost. Proto se předpokládá budovat hlubinná úložiště v hloubkách okolo 1000 m.

Rozměry provozních prostor

Jak průměr, tak i úhel mezi jednotlivými tunely musí odpovídat velikosti transportních a ukládacích strojů (obr. 3), vlastních úložných

The issue in question is the ability of the barriers to retard, through the physical-chemical properties of their materials, the process of the escaping of radionuclides into ground water.

The third function of the deep-seated repository barriers is to disperse the radionuclides which have contingently escaped and water them down to a level at which the maximum concentration in which they might get into contact with people is sufficiently low. This function is primarily fulfilled by locating the repository into a suitable natural rock environment which would make sufficient dispersion of the remaining radionuclides which have penetrated the other barriers possible.

A DEEP-SEATED REPOSITORY AS AN UNDERGROUND STRUCTURE

Every deep-seated repository, no matter whether reversible or in the definite mode, is an extensive complex of underground structures. The structures can be divided according to their functions as follows:

- access tunnels and shafts
- an underground technical services area
- the space of the repository itself

The access to the underground can be provided in various ways. It can be either through a several hundred metre deep vertical shaft or a several thousand metres long spiral tunnel or inclined tunnel. Those underground roads will be used for the transportation of containers with the radioactive waste and transport of the muck on the way back; they will also be used for supplies of engineering materials, movement of personnel and will provide the space for the underground infrastructure which will be necessary. The cross sectional area of these structures will be at least comparable with the profile of a single-track railway tunnel or a metro tunnel. Profiles of these mining workings will be derived from the needs of handling the containers and their dimensions. The container with its own barriers and transport equipment is a big vessel, approximately comparable with a tank on a lorry or a rail car.

The underground services area will consist of other connecting tunnels and several caverns for the technical equipment and social back-up area, inbound material reception, nuclear waste reception, disposal of the waste produced by the operation of the repository and spaces required for the preparation of containers. The underground services area must also contain research spaces, laboratories and an extensive centre for a comprehensive monitoring system.

The repository itself is usually designed as a system of parallel tunnels on one or several storage levels. These tunnels may be used directly for the storage of the containers with waste, or large-profile storage shafts or caverns of various shape and size are driven from them. The containers may be stocked in a horizontal or vertical position, in lines inside one long borehole (shaft) or individually in a shorter shaft. The design of the storage spaces usually differs, depending on the rock type and the kind of the waste to be stored.

Fig. 2 presents possible configurations of storage spaces.

Repository depth

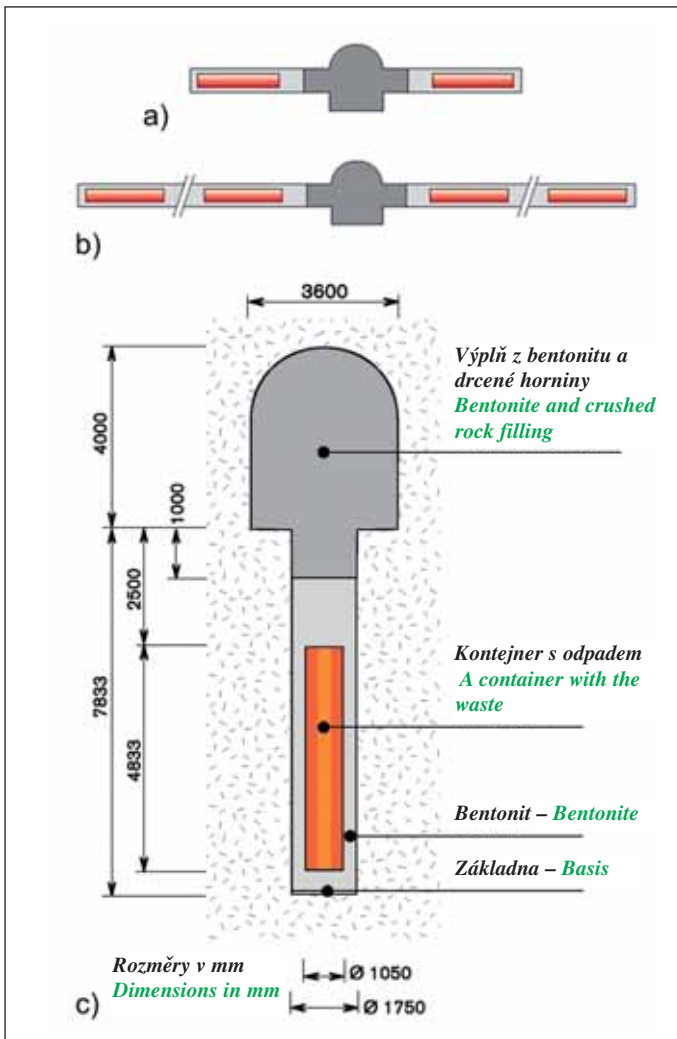
The fundamental requirement is that the repository part with containers itself be located at such a depth which will permanently secure sufficient protection against geodynamical forces, such as long-term erosion, climatic changes, or even against dangers caused by irresponsible human behaviour, throughout the whole period for which the waste is dangerous. The depth must also be sufficient for the formation of a sufficiently long seepage path (the natural barrier) so that the required retardation and watering down of the radionuclides is achieved. On the other hand, the practical viability and overall safety of the repository must not be threatened. For that reason the depth assumed for the construction of deep-seated repositories is approximately 1,000m.

Dimensions of the operating spaces

The diameters of the tunnels and the angles between individual tunnels must correspond to the sizes of the transport and stocking machines and other equipment (see Fig. 3), the waste containers themselves, radiation shields and to the traffic requirements (radii of curves, vertical clearance for cranes etc.). In addition, the dimensions of the operating tunnels must be adjusted to the needs of the mining operations, closing of the storage caverns and other operating activities. When designing dimensions of the underground spaces, the designer must take into consideration the requirements for the rock disturbance zone around the excavated opening, long-term stability and technological viability of the excavation.

Dimensions of the storage spaces

The dimensions of the spaces for the definite storage of containers (shafts, caverns, tunnels) will depend on the size of the containers with waste, the required thickness of the damping material and, contingently, a reserve space between the container and the surrounding rock. The thickness of the damper is derived from the barrier functions it is required to fulfil (mechanical



Obr. 2 Možné varianty pozice úložných vrtů. SKB 1999
Fig. 2 Possible variants of storage shafts. SKB 1999

kontejnerů, radiačních štítů a jiných zařízení a dopravním požadavkům (poloměry zatáček, výška na jeřáby atp.). Stejně tak musejí být rozměry provozních tunelů přizpůsobeny prostoru nutnému pro razicí práce, uzavrání úložných kaveren a jiným provozním aktivitám. Při návrhu rozměrů podzemních prostor se musí vzít v úvahu požadavky na co nejménší vznik zóny porušení kolem horniny výrubu dlouhodobou stabilitou a technologickou proveditelností výrubů.

Rozměry úložných prostor

Rozměry prostor pro konečné uložení kontejneru (vrtů, kaveren, tunelů) budou dány velikostí kontejnerů s odpadem, požadovanou mocností tlumičového materiálu a případným rezervním prostorem mezi kontejnerem, tlumičem a okolní horninou. Mocnost tlumiče je odvozena od jeho požadovaných bariérových funkcí. Těmi jsou mechanická ochrana kontejneru, izolační funkce, odvod tepla nebo retardace transportu radionuklidů.

Kontejner s odpadem musí být také umístěn dostatečně daleko od možné zóny porušené horniny v důsledku provádění výrubu nebo jiných přirozených poruchových zón. Dostatečná mocnost horniny a tlumiče pak musí také zajistit radiační ochranu pracovníků.

Vzdálenost mezi úložnými kontejnery

Vzájemné geometrické uspořádání kontejnerů s odpadem, a tím také úložných prostor, musí kromě jiného zajistit, aby teplo generované uloženým odpadem v poli blízkých i vzdálených interakcí negativně neohrozilo vlastnosti okolního horninového materiálu a s tím i dlouhodobou funkčnost úložiště. Rozmístění úložných tunelů a vzdálenost mezi jednotlivými kontejnery je proto určena tak, aby nebyla dosažena určitá limitní teplota v rámci jednotlivých prvků úložného systému.

Rozmístění úložných tunelů a jejich vzdálenosti musí být také takové, aby nedocházelo k vzájemnému spolupůsobení oblastí přerozdělení napětí v okolí jednotlivých výrubů, která je výsledkem jejich vyražení v původní neporušené hornině.

protection of the container, the isolating function, abstraction of heat or retardation of the transport of radionuclides).

The container with waste must be stocked at a sufficient distance from the zone potentially disturbed by the excavation operations or other natural disturbance zones. The thickness of the rock and the damper must be sufficient to provide radiation protection of the personnel.

The spacing between the containers

The design of the geometrical configuration of the containers with waste and thus also the configuration of the storage spaces must secure that the heat generated by the stocked waste in the field of close and remote interactions does not negatively affect the properties of the surrounding rock mass and, through this effect, the long-term functionality of the repository. The design of the lay-out of the storage tunnels and the spacing between the individual containers must, therefore, secure that a certain limit temperature is not reached within the framework of the individual elements of the repository.

The lay-out of storage tunnels must also prevent interaction among the regions of re-distribution of stresses around the individual excavated openings, which takes place as a result of the excavation of the openings through the original undisturbed rock mass.

UNDERGROUND REPOSITORY CONSTRUCTION

The construction of any extensive complex of underground structures, such as pump storage schemes (e.g. Dlouhé Stráně) or gas storage facilities (Příbram) represents very demanding civil engineering work, not only in terms of the construction technique, but also in terms of the equipment, logistics and organisation. Even the project funding system and the relating construction schedule are important.

This applies even multiply to a deep-seated repository of nuclear waste. There will be many additional specific problems which will have to be solved in the case of the deep-seated repository.

For example, the decision will have to be made whether the repository facility will be built in a single phase or step-by-step, during the course of its filling with nuclear waste. Such a decision will require the knowledge of the dimensions and shape of the specified host rock environment, the total amount of the nuclear waste to be stored, the time for which it will be stored and, of course, the space within the repository itself which will be required for the storage of the containers with waste. The decision must be made consistently with the coherent long-term national energy policy and the system of its funding.

Regarding the underground excavation technique, there will be enormous requirements for the disturbance of the rock mass by the excavation operations in the area of the repository itself to be minimised to the lowest possible level. The possibility of blasting operations will be entirely excluded; all excavation work will be carried out by special mining machines. Purpose-built machines will be necessary with respect to the complicated layout of the whole complex of underground workings; they will have to be capable of continuously changing the direction (the excavation of spirals or galleries on curves with relatively small radii) or changing the diameter of the tunnel in a single step. Special drilling equipment will be necessary for the drilling of large-diameter boreholes (shafts) in various directions from within the excavated openings. The problem of mucking out will remain to be a standard problem of underground excavation.



Obr. 3 Stroje pro ukládání kontejnerů s jaderným odpadem. Tlamsa 2003
Fig. 3 Machines used for the putting of containers with nuclear waste in place. Tlamsa 2003

VÝSTAVBA PODZEMNÍHO ÚLOŽIŠTĚ

Výstavba každého rozsáhlého komplexu podzemních děl, jako jsou přečerpávací elektrárny (např. Dlouhé stráně) nebo plynové zásobníky (Příbram), představuje velmi náročné inženýrské dílo nejen z technického, ale i technologického, logistického a organizačního pohledu. Svůj význam zde má i způsob financování stavby a s tím související časový plán výstavby.

U hlubinného úložiště jaderného odpadu to platí několikanásobně. U něj ale bude třeba navíc řešit řadu specifických problémů.

Například bude třeba rozhodnout, zda se úložiště vybuduje najednou, anebo postupně v průběhu jeho zavážení jaderným odpadem.

K takovému rozhodnutí bude třeba znát velikost a tvar vymezeného hostitelského horninového prostředí, celkové množství jaderného odpadu, které bude ukládáno, dobu, po kterou se bude ukládat, a samozřejmě prostor ve vlastním úložišti nutný na vlastní uložení kontejnerů s vyhořelým palivem. Rozhodnutí musí být učiněno v rámci promyšlené a dlouhodobé národní energetické politiky a způsobu jejího financování.

Pokud se týká vlastní technologie ražeb podzemních děl, tak v prostoru vlastního úložiště budou enormní požadavky na co nejmenší rozrušení horninového masivu vlastní ražbou. Použití trhavin bude zcela vyloučené. Používány budou výhradně speciální razicí stroje. S ohledem na složitě geometrické uspořádání celého komplexu podzemních děl půjde o zvlášť navržené mechanismy, schopné buď průběžně měnit směr ražby (ražba šroubovic nebo chodeb o poměrně malém poloměru), anebo strojů schopných měnit jednorázově průměr raženého díla. Ve vyražených prostorech bude nutné používat speciální technologii k provádění velkorozměrových vrtů různých směrů. Problém dopravy rubaniny zůstane standardním problémem ražby v podzemí.

V České republice v období 1995 až 1998 byla vybudována stavba, která je svými parametry plně srovnatelná s ve světě projektovanými hlubinnými úložišti jaderného odpadu.

Jedná se o podzemní zásobník plynu Háje u Příbrami. Geometricky je tato stavba téměř identická s prototypy hlubinného úložiště (viz. obr. 4).

Byl ražen v hloubce cca 1000 m pod povrchem v granitoidech. Jímacími prostorami zásobníku je síť paralelních štol – cekem asi 100, o průměru cca 3,5 m v osové vzdálenosti 15 m. Jejich celková délka dosáhla 45 km na ploše 1,5 km². Objem vyrubaných prostor v místě zásobníku je 620 000 m³. V průběhu výstavby probíhaly práce až na 18 čelbách. Výstavbě předcházely podrobný geotechnický průzkum, který pokračoval i během ražeb realizací celé řady specifických polních měření.

Ty byly zaměřeny především na původní napjatost, vodopropustnost a plynopropustnost horninového masivu v místě zásobníku.

Zásobník je již několik let v úspěšném provozu a prokázal tak úplnou schopnost českých geotechniků a stavbařů realizovat díla, která jsou svými parametry s hlubinnými zásobníky zcela srovnatelná.

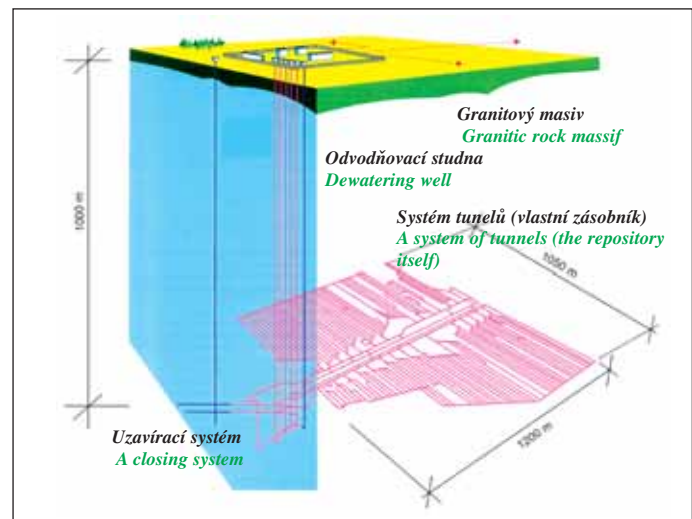
Specifika jednorázového vybudování úložiště

V případě jednorázově vybudovaného úložiště bude nutné celý rozsáhlý komplex podzemních staveb udržovat funkční až do okamžiku definitivního uzavření. Přitom v jedné jeho části bude docházet k postupnému ukládání odpadu a následnému budování inženýrských bariér pro jeho izolaci. Půjde o složitý technologický proces s přítomností lidského činitele a s použitím složité technologie. Kromě toho půjde o obrovskou jednorázovou finanční investici na vybudování celého komplexu pořízeného v poměrně krátké době. Dobu následného zavážení jaderným odpadem je možno odhadovat na mnoho desítek let. Úložiště samotné je možno vyrubat za dekádu jedinou. Výhodou je, že nebude nutné směřovat proces ražeb a budování úložiště s jeho provozem a zavážením odpadem. Nevýhoda na druhé straně bude ta, že náklady na vybudování bude třeba vynaložit najednou a budou i větší náklady na delší údržbu „provozuschopnosti“ celého úložiště po delší dobu.

Specifika postupného budování úložiště

Druhou možností je, že úložiště bude současně budováno i zaváženo. Spolu s ražbami úložiště bude probíhat i jeho postupné zavážení odpadem. Tento způsob bude mít zásadní výhodu rozložení financování výstavby do delší doby. Výhodou budou i podstatně menší „aktuální“ vyrubané prostory, které bude třeba udržovat podle báňských vyhlášek před jejich definitivním uzavřením a zavezením po relativně kratší dobu. Bude ale nutné navíc řešit problém s kontrolou bezpečnosti rubaniny proti ozáření. Projednání jejího ukládání bude patrně složitější než v předcházejícím případě.

Tvorba inženýrských bariér v galeriích, kde budou uloženy vlastní kontejnery, představuje specifický technologický proces s náročnou dopravou materiálu a jeho zpracováním. To vše se bude odehrávat



Obr. 4 Podzemní zásobník plynu Háje u Příbrami. Rozsypal 2002
Fig. 4 The underground gas storage facility at Háje near Příbram. Rozsypal 2002

In 1995 – 1998, the Czech Republic saw a construction which is, through its parameters, fully comparable with deep-seated repositories of nuclear waste designed in the world, namely the underground gas storage facility at Háje near Příbram.

In terms of the configuration, this construction is nearly identical with prototypes of an underground repository – see. Fig. 4.

The storage facility was excavated through granitic rock, at a depth of about 1,000m under the ground surface. The receiving space of the facility consists of a network of parallel tunnels – about 100 in total, with the diameter of about 3.5m, with the distance between centres of 15m. The aggregate length of the tunnels reached 45km and the ground plan area amounted to 1.5km². The total volume of the excavated openings at the storage facility location is 620,000 m³. The maximum number of simultaneously running headings was 18. A detailed geotechnical survey was conducted prior to the commencement of the construction. It continued even during the course of the excavation, carrying out numbers of specific field measurements.

The measurements were focused first of all on the original state of stress and the permeability of the rock mass in the storage location for water and gas.

The storage facility has been successfully operating for several years. It has thus proven the perfect ability of Czech geotechnicians and builders to implement projects which can, in terms of their parameters, fully compare with deep-seated repositories.

Specifics of the uniphase construction of the repository.

In the case of the repository built in a single phase, the whole extensive complex of underground structures will have to be maintained functional until it is once for all closed. In so doing, the process of gradual storing of the waste will take place in one of its parts, which will be followed by the construction of the civil engineering barriers to isolate this part. It will be a complicated engineering process comprising the presence of the human factor and application of complicated techniques. In addition, it will be a huge, non-recurring capital investment in the entire complex, which will be constructed within a relatively short time period. The duration of the subsequent filling with the waste can be estimated to many decades. The excavation for the repository itself can be completed in a single decade. The advantage is that the process of excavation and construction of the repository will not have to be mixed with the operation of the facility and filling it with the waste. On the other hand, there will be a disadvantage: the construction costs will have to be incurred at one pass and the cost of maintaining the repository operable will be higher because of the longer time of existence of the whole facility.

Specifics of the stepwise construction of the repository.

The other option is the system in which the repository is built and filled with the waste simultaneously. The gradual filling with waste will take place concurrently with the excavation for new repository spaces. The principal advantage of this system will be that the funding for the construction will be spread over a longer time period. Another advantage will be the fact that the extent of “topically” excavated spaces which will have to be maintained according to the requirements of mining regulations until they are filled and definitely closed will be smaller and the duration of the maintenance will be shorter. On the other hand, there will be a new problem of checking on the effects of irradiation on the muck. The negotiations concerning the stockpiling of the muck will be probably more difficult than in the previous case.

v rizikovém prostoru z hlediska ozáření personálu. Tento proces bude nutno sladit s vlastním zavážením kontejnerů na místa určená.

Specifika reverzibilního úložiště

U reverzibilního úložiště, ve kterém musí být k uloženému odpadu zajištěn zpětný přístup po několika stech letech, vyvstávají další dosud neřešené problémy. Především s udržováním přístupových tunelů a šachet a souvisejících technologií a funkčnosti bezpečnostních zařízení po tak dlouhou dobu. Zkušenost ukazuje, že trvanlivost betonu ocele a použitých technologií po několika desítkách let je problematická. Řešení tohoto problému dnes není jasné. Tato otázka se týká hlavně přístupových šachet a tunelů a obslužných kaveren. Zjevné je jen to, že to nebude jednoduché ani levné. Provádění prací hornickým způsobem při vyjímání několik set let uloženého odpadu při překonávání dříve vybudovaných inženýrských bariér (zejména tlumičů, zásypových materiálů, bentonitových štítů atp., které mohly být více či méně dotčeny zářením v průběhu minulých několika set let) bude velmi rizikové. Příslušné technologie dnes nejsou známé ani nejsou dostatečně studovány. Není zřejmé, jak se bude zacházet s takovým rozrušeným materiálem inženýrských bariér, jak se bude ukládat, kde a za jakých podmínek.

RIZIKO TECHNOLOGICKÉHO NARUŠENÍ VLASTNOSTÍ PŘÍRODNÍ BARIÉRY HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ V PRŮBĚHU RAŽEB

Jedním z velkých problémů výstavby tunelů vlastních úložných prostor je, že v průběhu jejich ražby může v důsledku redistribuce napětí v okolí výrubů dojít ke vzniku oblastí, kde přirozené hydraulické a mechanické vlastnosti horniny jsou narušeny – takzvané EDZ (Excavation Disturbed Zone) /Emsley et al., 1997/, /Siguhara, 1999/. Tato zóna může představovat mechanicky oslabenou oblast a možnost pro snadnější migraci z kontejnerů uniklých radionuklidů, což by znamenalo riziko ohrožení dlouhodobé bezpečnosti. Využitelnost zřízených výrubů pro ukládání radioaktivního odpadu s takovými oblastmi by byla snížena.

Vznik, rozsah a charakter EDZ závisí na parametrech hostitelského horninového prostředí, jako je stav jeho původní napjatosti, jeho strukturně-mechanické vlastnosti, dále na faktorech souvisejících s technickou koncepcí a vlastní výstavbou úložiště (technologie a postup ražby, vzájemná orientace a geometrie ražených tunelů apod.).

Experimenty v některých podzemních laboratořích v podmínkách vysokého původního napětí horninového masivu prokázaly, že kolem vyrubných tunelů ke vzniku takové zóny zvýšené permeability skutečně došlo. /Fairhurst, 1999/, /Emsley et al., 1997/.

Cílem těchto experimentů bylo přímé srovnávání vlastností a podmínek horninového prostředí před a po vytvoření podzemního výrubu. V průběhu experimentální ražby a po jejím provedení probíhalo sledování změn vlastností a stavu horniny v různé vzdálenosti od stěny výrubu. Výsledky se hodnotily i v závislosti na čase, aby bylo možné studovat progresivní vývoj této zóny.

Příklady pokusných ražeb

Například v podzemní laboratoři Grimsel se pro odhad vlivu jednotlivých faktorů detailně zkoumala zóna narušené horniny kolem tunelu raženého pomocí trhavin.

Výzkum zahrnoval detailní mapování povrchu tunelu, strukturně-geologické mapování orientovaných vrtných jader a stěn vrtů, analýzu puklin a mikrostrukturní analýzu. Orientace a velikost napětí v různé vzdálenosti od stěny výrubu se měřila pomocí odlehčovací metody. Odhad rozsahu zóny mechanického porušení se prováděl pomocí měření rychlostí smykových seismických vln mezi jednotlivými vrty v různé vzdálenosti od povrchu výrubu. Vliv výrazných puklin byl v jednotlivých vrtech zjišťován pomocí sonického měření. K určení prostorové distribuce permeability horniny, pro charakterizaci jednoduchých otevřených puklin v různé vzdálenosti od stěny výrubu a pro určení propojenosti systému puklin byly prováděny hydraulické, pneumatické a stopovací testy. Pro provádění těchto zkoušek byly vyvinuty speciální povrchové pokrývky a systémy pakrů pro měření permeability ve vrtech pro tenké zóny horniny – takzvaný „Modular Mini-Packer System – MMPS“ / NAGRA, 1996/.

Vrtná jádra a měření ve vrtech blízkého okolí tunelu indikovala zónu ražbou porušené horniny s nově vzniklými puklinami do hloubky až okolo 0,3 m. Vzhledem k zjištěnému napětí a pevnosti horniny se ověřilo, že sekundárně vzniklé pukliny byly způsobené destruktivním způsobem ražby pomocí trhavin a nejsou následkem běžné redistribuce primárního napětí okolo výrubu. Hodnoty rychlostí seismických vln byly významně menší v bezprostřední blízkosti stěny tunelu. S ohledem na

The creation of civil engineering barriers in the galleries where the containers will be stocked represents a specific technological process with complicated transport of the material and its processing. All of that will take place in the space which will be risky in terms of the irradiation of the personnel. This process will have to be brought into harmony with the transport of the containers to their destinations.

Specifics of the reversible repository

Other problems emerge, which have not been solved yet, regarding the reversible repository, where the access to the stocked waste must be possible after several hundred years. The problems are associated, above all, with the necessity to maintain the access tunnels and shafts and the related equipment and to keep the safety equipment functioning for such the long time. The experience shows that the durability of concrete, steel and equipment measured in tens of years is problematic. It is not clear today how this problem will be solved. This issue relates first of all to access shafts and tunnels and service caverns. The only obvious thing is the fact that the solution is not going to be simple or cheap. The work on the removal of the waste after several hundred years of its storing will be executed by mining methods. The previously built civil engineering barriers (namely the dampers, backfill materials, bentonite shields etc., which may have been more or less affected by radiation during the previous several hundred years) will have to be overcome during the work. This work will be very risky. The respective technologies and techniques are today unknown and are not being sufficiently studied. It is not clear how such a disintegrated material of the civil engineering barriers will be handled, how it will be disposed of and under which conditions.

THE RISK OF DISTURBING THE PROPERTIES OF THE NATURAL BARRIER PROVIDED BY THE ROCK ENVIRONMENT DURING THE UNDERGROUND EXCAVATION.

One of the major problems of the construction of tunnels providing the storage spaces is the fact that zones (the so-called Excavation Disturbed Zones, EDZs /Emsley et al, 1997/, /Siguhara, 1999/) where natural hydraulic and mechanical properties of the rock mass may be disturbed during the excavation due to the redistribution of stresses in the vicinity of the excavated openings. Such a zone may represent a mechanically weakened zone and a possibility of easier migration of the radionuclides escaping from the containers. Such an event would mean an additional threat to the long-term safety. The usability of the excavated openings for the storage of radioactive waste would be reduced.

The origination, extent and character of an EDZ depend on the parameters of the host rock mass, such as the original state of stress, structural and mechanical properties and, further, on factors associated with the civil engineering concept and the construction of the repository (the means and methods of the excavation, relative positions and geometry of the mined tunnels etc.).

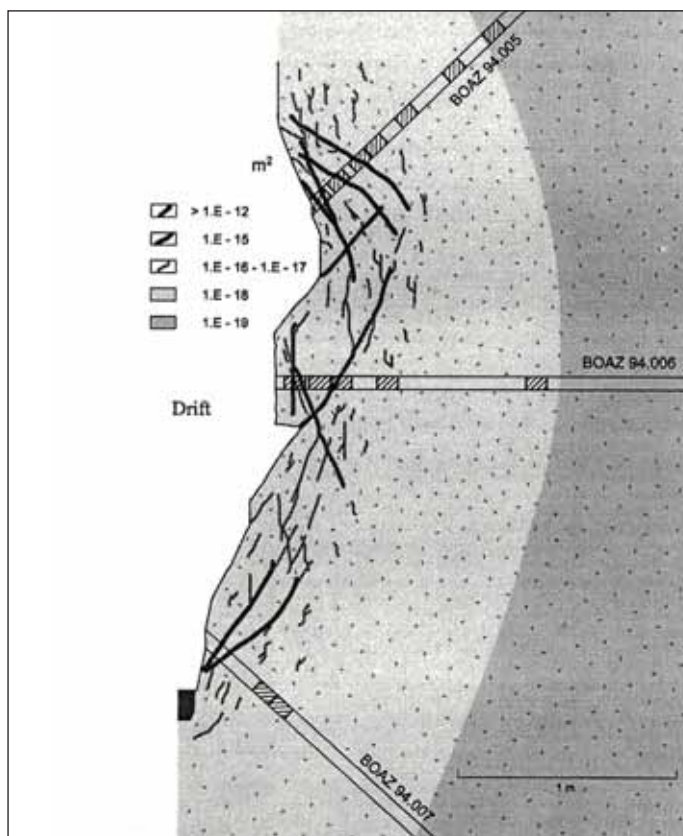
Experiments which were carried out in some underground laboratories in the conditions of high original stress in the rock mass proved that such the increased permeability zones really originated around excavated openings. /Fairhurst, 1999/, /Emsley et al., 1997/.

The objective of these experiments was to directly compare the properties and conditions of rock mass prior to and after the origination of an underground opening. The changes in the properties and the condition of the rock mass were monitored during the course of the experimental excavation and after its completion, at various distances from the excavation wall. The results were assessed even with the time aspect taken into consideration so that the progress of the development of the zone could be studied.

Examples of the trial excavation

The underground laboratory Grimsel, for example, investigated a disturbed rock zone around a tunnel driven by the drill-and-blast technique, with the aim of estimating the influence of the individual factors.

The investigation comprised detailed mapping of the tunnel surface, structural geological mapping of oriented cores and walls of boreholes, an analysis of fissures and a microstructural analysis. The direction and magnitude of the stress at various distances from the excavation wall were measured by the relieving method. The extent of the mechanically disturbed zone was assessed by means of measurements of the velocity of shear seismic waves between individual boreholes, which were carried out at various distances from the excavated surface. The influence of major fissures was determined in the boreholes by means of acoustic measurements. The 3D distribution of the rock permeability, the character of simple open fissures at various distances from the excavated surface and the interconnection of fissures within the system were determined by hydraulic, pneumatic and tracing tests. Special surface packers and systems of packers for the measurements of permeability in the boreholes were developed for the testing in thin rock zones – the so-called 'Modular Mini-Packer System – MMPS' /NAGRA, 1996/.



Obr. 5 Model narušené zóny horniny v bezprostředním okolí výrubu z hlediska změn propustnosti. Sönnke, Shao, 1997

Fig. 5 A model of a disturbed rock zone in the close vicinity of the excavation, in terms of changes in permeability. Sönnke, Shao, 1997

výsledky geofyzikálního měření byla zóna porušené horniny stanovena na oblast přibližně do hloubky 0,5 m. Oblast relativně vysoké permeability se vyskytovala do vzdálenosti 0,5 m od stěny tunelu. Vysoká permeabilita byla omezena pouze na otevřené sekundárně vzniklé pukliny. Ve vzdálenosti větší než 0,5 m již byla permeabilita bez významnějších změn. Stopovací zkoušky také prokázaly hydraulickou propojenost sekundárně vzniklých puklin a přirozeného puklinového systému /Sönnke, Shao, 1997/. Model zóny s vyšší permeabilitou je na obr. 5.

V podzemní laboratoři Äspö bylo sledováno narušení horniny v závislosti na technologii ražby /Stephansson, 1999/. V rámci experimentu proběhla v hloubce 420 m ražba dvou 25 m vzdálených paralelních tunelů. Jeden z tunelů byl ražen pomocí razicího štítu o plném profilu – TBM, druhý pak klasickou metodou s použitím trhavin.

Vzniklá EDZ byla rozdělena na dvě části. Na takzvanou oblast porušení, "damage zone". Ta je v bezprostřední blízkosti stěny výrubu a je dominantně nevratnými změnami vlastností horniny. Ty jsou způsobené vznikem puklin a trhlin v důsledku destruktivní technologie ražby. Vně této zóny byla pak takzvaná oblast narušení, "disturbed zone". Pro ni jsou charakteristické elastické deformace a změny stavu napětí a nasycení podzemní vodou. Vliv odlišné technologie ražby na charakter a rozsah narušení horniny je názorně vidět na obr. 6.

V případě použití TBM byla kolem výrubu zjištěna jen velice malá oblast změn stavu horniny. Maximálně do rozsahu 2 – 3 cm. Naopak oblast vzniku puklin a trhlin v případě tunelu raženého pomocí trhavin zasahovala až do 0,8 m na počvě a 0,3 m na stěnách a kalotě tunelu. V zóně porušení při použití trhavin vzrostla permeabilita horniny zhruba o jeden řád. Zaznamenaná hustota akustických emisí zde byla 10x větší než při použití TBM. V rámci tohoto experimentu se tak demonstrovala možnost minimalizace narušení horniny pomocí zvolení vhodné technologie ražby /Emsley et al., 1997/.

Studium vlivu konstrukční technologie pro kvalitu zřízených výrubů probíhalo také ve výzkumném tunelu finského podpovrchového úložiště Olkiluoto. Zde bylo prováděno hodnocení tří vertikálních úložných

The drill cores and measurements in boreholes in the close vicinity of the tunnel indicated the existence of a zone of rock disturbed by the excavation operations, with newly developed cracks up to a depth of about 0.3m. It was verified on the basis of the stress and strength of the rock mass determined by the measurements that the secondary cracks resulted from the destructive excavation method using blasting and they were not caused by common redistribution of the primary stress around the excavation. The values of the seismic wave velocities were significantly lower in the close vicinity of the tunnel surface. With respect to the results of the geophysical measurement, the disturbed rock zone thickness was determined at 0.5m. The zone of relatively high permeability was found to extend about 0.5m from the tunnel surface. The high permeability was restricted only to open secondary fissures. The permeability was without considerable changes at the distance exceeding 0.5m. The tracing tests also identified hydraulic interconnection between the open secondary fissures and the natural fissure system /Sönnke, Shao, 1997/. The model of the higher permeability zone is presented in Fig. 5.

The disturbance to rock mass in relation to the excavation technique was investigated in the underground laboratory Äspö /Stephansson, 1999/. Two parallel tunnels were excavated within the framework of the experiment at a depth of 420m, with the distance between centres of 25m. One tunnel was driven full-face using a TBM, the other was excavated using the traditional drill-and-blast technique.

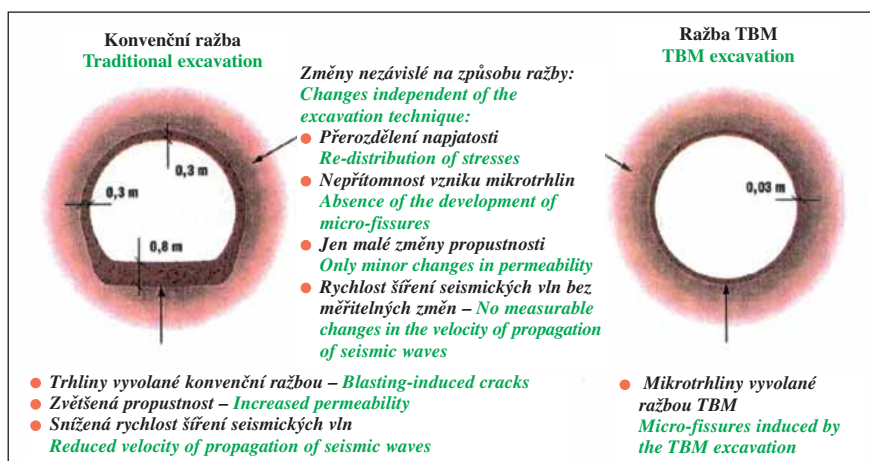
The EDZ which originated was divided into two parts; the so-called 'damage zone' is in the close vicinity of the excavated surface. Irreversible changes in the properties of the rock mass are caused by cracks and fissures resulting from the destructive technique of excavation. The so-called 'disturbed zone' is outside the damage zone. It is characterised by elastic deformations and changes in the state of stress and saturation with ground water. The influence of the differing excavation techniques on the character and extent of the rock disturbance is demonstrated in Fig. 6.

A very small zone of changed rock condition around the excavation, with the maximum range up to 2 – 3cm, was identified in the case of the use of the TBM. Conversely, the zone of origination of cracks and fissures reached up to 0.8m at the bottom and 0.3m on the side walls and in the crown of the tunnel mined by the drill-and-blast technique. The permeability in the damage zone increased roughly by one order where explosives were used. The recorded density of acoustic emissions was 10 times lower there than that recorded where the TBM was used. It was demonstrated within the framework of the above experiment that it is possible to minimise the disturbance to rock by means of the selection of a proper excavation technique. /Emsley et al, 1997/.

The influence of the construction method on the quality of resulting excavation was also studied in a research tunnel at Finnish underground repository Olkiluoto. Three vertical storage shafts, which were sunk using a special cutter head (see Fig. 7), were assessed.

The objective of the studies was to determine the geometry, surface roughness, mechanical properties and zones of disturbance of the granitic rock in the vicinity of the storage shafts, which were sunk using a considerable shaft sinking method. /Autio, 1997/.

The focus of attention is also the research in new methods of excavation and drilling at great depths. The Litho-Jet Technology, which is based on melting of rock, is being tried in the United States. A prototype of such equipment, which is being used for semi-operational tests in Los Alamos, is shown in Fig. 8. (Sekula et al., 2007)



Obr. 6 Oblast narušené horniny v závislosti na různých technologiích ražby. Emsley et al., 1997

Fig. 6 The zone of disturbed rock depending on various excavation techniques. Emsley et al., 1997

vrťů, které byly vytvořeny pomocí speciálního razicího štítu (obr. 7) plného profilu.

Cílem bylo studium geometrie, povrchové drsnosti, mechanických vlastností a zón narušení granitoidní horniny v okolí vrťů, pořízených touto speciálně vyvinutou šetrnou technologií vrtání /Autio, 1997/.

Předmětem zájmu je také výzkum nových způsobů ražení a vrtání ve velkých hloubkách. Ve Spojených státech se zkouší technologie tavení horniny „Litho-jet technology“. Prototyp takového zařízení, se kterým probíhají poloprovozní pokusy v Los Alamos je na obr. 8. (Sekula et al, 2007).

Zdrojem energie je elektrický odpor. Tavicí hlava kuželovitého tvaru je z molybdenu. Dosažená tavicí teplota je 1800 °C. V současné době se vyvíjí prototyp TBM o průměru 12 m, založený na obdobném principu.

Jinou zajímavou a v současné době vyvíjenou technologií je zařízení pracující na principu rozdužování horniny paprskem plamene z hořící směsi kyslíku a vodíku. Při tomto způsobu vrtání se horninová tavenina vtlačuje do okolní horniny. Pracuje se bez výplachu a bez cementace vrtných stěn. Pokusy s touto technologií prokázaly proveditelnost tavení v hloubkách 1000 m pod povrchem a větších a úsporu proti klasickému vrtání v obdobných podmínkách. (Bielecki 2007).

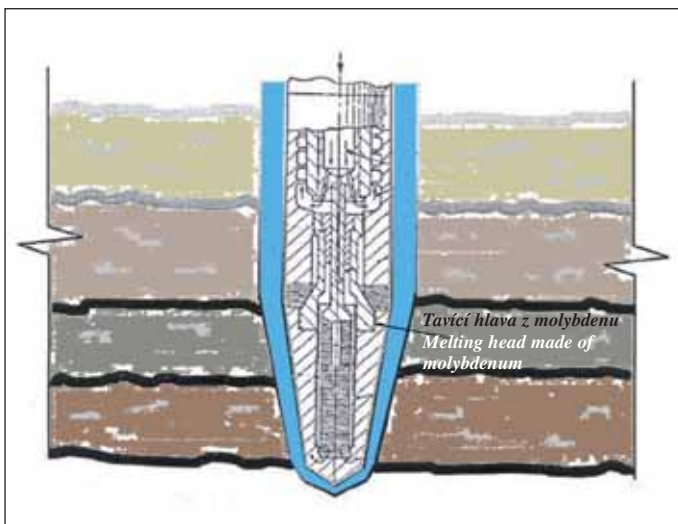
SPECIÁLNÍ GEOTECHNICKÁ PROBLEMATIKA SPOJENÁ S BUDOVÁNÍM HLUBINNÝCH ÚLOŽIŠŤ JADERNÉHO ODPADU

Hostitelský horninový masiv je před inženýrským zásahem, který představuje vybudování hlubinného úložiště se svým složitým systémem podzemních děl a změnami, které vyvodí uložený jaderný odpad, ve více méně stabilní rovnováze. Má své přirozené strukturně-mechanické vlastnosti, stav původního napětí i teplotu. V puklinách působí na horninu tlak podzemní vody.

Ražba rozsáhlých podzemních prostor ve velké hloubce a následně skladování jaderného odpadu bude znamenat významné změny vůči jeho původnímu stavu (zvýšení teploty, napětí, deformační změny, chemické změny). Tím vzniklá nerovnováha může v určitých podmínkách vést k nepříjemným deformacím horniny. V případě překročení její pevnosti může dojít i k mikroporušení horniny. Takové mechanické procesy se mohou vyskytovat v různých místech časových stádiích budování a provozování úložiště. Budou různého charakteru, v jeho odlišných partiích (prostor úložných vrťů, přístupové tunely, okolní horninové prostředí) a také budou záviset na velikosti zasaženého objemu horninového masivu, ve kterém bude ke změnám docházet (vznik mikrotrhlin, puklin, reaktivace poruchových zón). Bude existovat nebezpečí deformačních bloků intaktní horniny, vzniku nových puklin, pohybů na stávajících diskontinuitách nebo creepového chování v některých částech hornin. Analýza komplexního vlivu těchto jednotlivých mechanických procesů na bezpečnou funkci úložiště a jeho bariér bude mít pro komplexní posouzení dlouhodobé bezpečnosti úložiště jako celku zásadní význam.

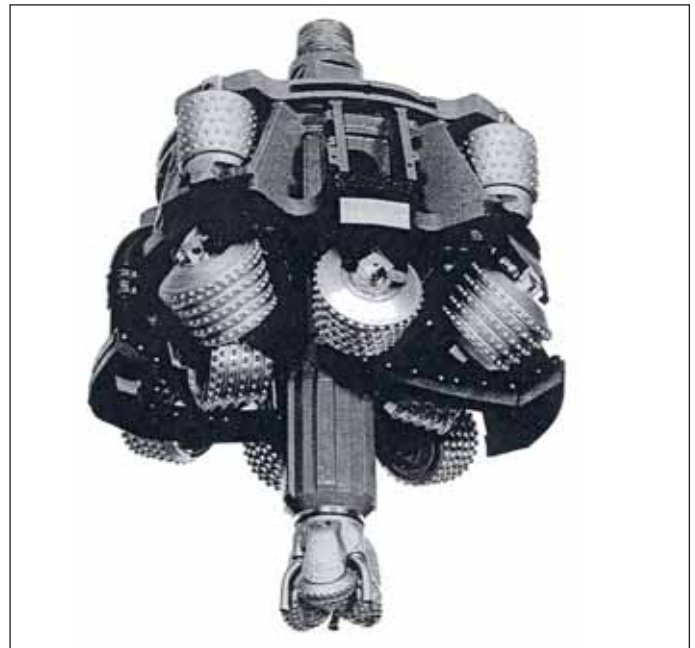
Rozsah a intenzita procesů v horninovém masivu, které jsou odevzou na budování a provoz úložiště, závisí na řadě geotechnických podmínek. Zejména se jedná o:

- mechanické vlastnosti intaktní horniny a celého horninového masivu,
- charakteristiky a geometrie existujících diskontinuit,
- stav primárního napětí v hornině,



Obr. 8 Technologie Litho-jet. Sekula et al., 2007

Fig. 8 The Litho-Jet technology. Sekula et al., 2007



Obr. 7 Razicí štít „Cuther head“ pro svislé úložné vrty. Tlamsa 2003

Fig. 7 The vertical storage shafts sinking cutter head. Tlamsa 2003

Electrical resistance is the energy source. The melting head is conical, made of molybdenum. The melting temperature of 1,800°C was reached. A TBM 12m in diameter which is based on a similar principle is currently being developed.

Another interesting technique which is currently being developed is equipment working on the principle of rock disintegration by a jet of flame provided by a burning mixture of oxygen and hydrogen. When this drilling method is used, the melted rock is forced into the surrounding rock. The operation is carried out without flushing and cementation of the borehole walls. This technique trials proved that the melting is viable at depths of 1,000m under the surface and greater and that savings are achieved compared with traditional drilling under similar conditions. (Bielecki 2007).

SPECIAL GEOTECHNICAL PROBLEMS ASSOCIATED WITH THE CONSTRUCTION OF DEEP-SEATED REPOSITORIES OF NUCLEAR WASTE

Before a civil engineering intervention in the form of the construction of a deep-seated repository with its complicated system of mine workings and the changes which are caused by the stocked nuclear waste, a host rock mass is in more or less stable equilibrium. It has its own natural structural and mechanical properties, the original state of stress and temperature. The ground water pressure acts on the rock mass in fissures.

The excavation of large underground spaces at a great depth and the subsequent storage of nuclear waste will cause significant changes in its original state (an increase in the temperature and stress, deformational changes, chemical changes). The disequilibrium which results from these processes may, under certain conditions, lead to unacceptable deformations of the rock mass. When the rock strength is exceeded, a micro-failure of the rock mass may follow. Such mechanical processes may take place at various points of the stages of the development and operation of a repository. They will differ in their character, will be different in different parts of the facility (the space of storage shafts, access tunnels, surrounding rock environment) and will also depend on the volume of the rock mass affected by the processes where the changes will take place (the origination of micro-fissures, cracks, reactivation of disturbance zones). There will be a risk of deformation of intact rock blocks, development of new cracks, movements along the existing discontinuities or creep in some parts of the rock mass. The analysis of the comprehensive impact of the above-mentioned processes on the safe functioning of the repository and its barriers will be crucial for the complex assessment of the long-term safety of the repository as a whole.

The extent and intensity of the processes in the rock mass which are a response to the construction and operation of the repository depend on a number of geotechnical conditions. In particular, we can name:

- mechanical properties of intact rock and the rock mass as a whole,
- characteristics and geometry of existing discontinuities,
- the primary state of stress in the rock mass
- the coefficient of thermal expansion of both the environment as a whole and individual minerals

- koeficient teplotní roztažnosti prostředí jako celku i jednotlivých minerálů,
- teplotně transportní a hydraulické vlastnosti prostředí,
- teplotní, hydrogeologické a chemické podmínky prostředí,
- mineralogické složení hornin.

Přirozené charakteristiky horninového prostředí bude možné ovlivnit pouze výběrem hostitelské lokality. Faktory spojené s technickou koncepcí a realizací hlubinného úložiště však je možné ovlivnit právě úpravou jeho celkového návrhu.

Speciální mechanika hornin a úložiště

Studium vlivu tepla generovaného uloženým jaderným odpadem na mechanické vlastnosti hornin hostitelského horninového prostředí vyvolává zcela nové otázky a přístupy mechaniky hornin. Jde nejen o změnu vlastností hornin, ale i o dodatečný vzrůst napětí způsobený zvyšováním teploty (Šňupárek, 2000).

Pro výzkum mechaniky hornin aplikované pro budování hlubinných úložišť je charakteristické zkoumání vzájemné provázanosti vlivů teploty, teplotní roztažnosti, napětí, pevnosti, přetvoření, propustnosti, chemického složení i chemické stability hostitelského horninového prostředí.

Úzka provázanost mezi těmito činiteli znamená, že změna jednoho z uvedených činitelů má za následek významnou změnu všech ostatních činitelů.

Výzkum se proto zaměřuje na základní výzkum provázanosti výše uvedených parametrů. Většinou je prováděn in situ v tak zvaných podzemních laboratořích. Ty mají výhodu, že se experimenty provádějí v měřítku 1:1, na horninovém materiálu, který je téměř identický s předpokládaným horninovým materiálem hostitelského prostředí. Zvláštní pozornost se přitom věnuje i matematickému modelování experimentálně zkoumaných jevů.

Konkrétní předmět výzkumu mechaniky hornin z hlediska specifických potřeb hlubinného úložiště se zaměřuje na charakterizaci horninového masivu hostitelského prostředí, zejména na reologické vlastnosti hornin, na jejich porušování teplem a na provázané působení mechanických, teplotních chemických a hydraulických účinků na chování hornin. Dále se výzkum zaměřuje na inženýrské problémy (optimální tvar výrubu, dlouhodobá stabilita výrubu, rozsah oblasti narušené ražbou, vliv přirozené seismicity na stabilitu). Velký význam má vývoj matematických modelů.

Jedna z nejdůležitějších oblastí je stanovení metodiky a výzkum proudění vody v hostitelském horninovém prostředí, v tlumiči a zásypaných materiálech.

Výzkum se musí vypořádat se skutečností, že se jedná o velmi malá množství, velmi malé hydraulické spády, velmi dlouhé časy a provázanost charakteristik proudění vody s chemickými, tepelnými a mechanickými účinky.

Výzkum je prováděn především experimentálně v podzemních laboratořích a zaměřuje se hlavně na následující témata:

- vliv zvýšení tlaku na propustnost,
- vliv zvýšení teploty na propustnost,
- vliv zvýšení teploty na změnu pórového napětí a na mechanické vlastnosti,
- vliv oteplování na uzavírání trhlin,
- vliv vysušování na vznik trhlin.

Zvláštní pozornost se pak těší matematické modelování provázaných jevů. Jedním z nejožehavějších problémů je porušování hornin teplem generovaným uskladněným jaderným odpadem. Zde se jedná především o porušování hornin vlivem nestejně teplotní roztažnosti různých minerálů, ze kterých je hornina hostitelského prostředí tvořena, výzkum mikroseismických efektů vzniklých generováním tepla a o hledání vhodných matematických modelů pro popis a studium těchto jevů.

Na bázi teoretické mechaniky hornin s využitím výsledků výše uvedených výzkumů se pak hledá způsob optimální technologie ražby. Kromě jiného jde o optimální prostorové uspořádání výrubů vlastního úložiště v horninovém masivu hostitelského prostředí, o vhodný tvar výrubů, vhodnou orientaci výrubů, a o cestu k co nejmenšímu narušení horniny okolo výrubu.

Z hlediska dlouhodobé stability výrubů přístupových šachet a tunelů se věnuje zvláštní pozornost dlouhodobé degradaci horniny kolem výrubu vlivem nedostatečného odvádění tepla s přispěním tlakového spádu vody, chemického a fyzikálního zvětvávání a tepelné zátěže.

Samostatným problémem je výzkum dlouhodobé účinnosti technologických prvků, například kotev a injektáží cementové, chemické atp.

- properties of the environment in terms of the heat transfer and hydraulics
- hydrogeological, chemical and temperature conditions in the environment
- mineralogical composition of rocks

The only possibility to influence the natural characteristics of the rock environment will be through the selection of the host location. On the other hand, the factors associated with the civil engineering concept and implementation of a deep-seated repository project can be influenced simply by adjustment of the overall design.

Special rock mechanics for repositories

The study into the impact of the heat generated by the nuclear waste stocked in the repository on mechanical properties of the rocks forming the host environment is associated with absolutely new problems and approaches. It is the matter of not only changes of the properties of in the rock mass but also secondary growth in the stress due to the increasing temperature. (Šňupárek, 2000).

The research into rock mechanics applied to the construction of deep-seated repositories is characterised by the investigation into the interrelationships between the influences of temperature, thermal expansion, stress, strength, deformation, permeability, chemical composition and chemical stability of the host rock environment.

The fact that the above factors are closely interrelated means that a change in one of the factors results in significant changes in all of the other factors.

The research is therefore focused on the basic research into the interrelationships between the above-mentioned parameters. It is mostly carried out in situ, in so-called underground laboratories. The advantage of these laboratories is that they conduct full-scale experiments on the rock material which is nearly identical with the material which is anticipated to form the host environment. Special attention is also paid to mathematical modelling of the experimentally investigated phenomena.

The specific subject of the rock mechanics research associated with the particular needs of deep-seated repositories is focused on the characterisation of a rock mass forming the host environment, primarily on rheologic properties of rocks, rock disturbance by heat, the combined action of mechanical, thermal, chemical and hydraulic effects on the rock behaviour. The research is further focused on civil engineering problems (an optimum shape of the excavation, long-term stability of the excavation support, the extent of the zone disturbed by the excavation, the influence of natural seismism on the stability). Great importance is attached to the development of mathematical models.

One of the most important areas is the definition of the methodology and research into the flowing of water in the host rock environment, in the damper and the backfill materials.

The research must cope with the fact that the volumes are very small, hydraulic gradients are very small, the times are very long and the characteristics of the water flow are interrelated with thermal and chemical effects.

The research is carried out first of all using experimental methods, in underground laboratories; it is focused primarily on the following topics:

- the influence of increased pressure on permeability,
- the influence of increased temperature on permeability,
- the influence of increased temperature on changes in the pore pressure and mechanical properties,
- the influence of growing temperature on the closing of fissures,
- the influence of desiccation on the development of cracks.

Special attention is given to mathematical modelling of interrelated phenomena. One of the hottest issues is the damaging of rock by the heat generated by the stocked nuclear waste. The main focus is on the damaging of rock due to differential thermal expansion of various minerals which the rock forming the host environment consists of, on the research into micro-seismic effects induced by the heat generation and on the searching for proper mathematical models for the description and studies of these phenomena.

The optimum excavation technique is then sought on the basis of theoretical rock mechanics, using the results of the above-mentioned investigations. The topics of the investigations comprise, among others, the optimum spatial arrangement of the excavated openings within the host rock environment, proper shape of the openings, proper directions of the excavation and the way toward as little damage to the rock mass around the excavation as possible.

In terms of the long-term stability of the excavation of the access shafts and tunnels, special attention is devoted to long-term deterioration of rock around excavated openings resulting from insufficient abstraction of heat, with the addition of the hydraulic gradient, chemical and physical weathering and the thermal load.

The research into the long-term effectiveness of means of excavation, such as anchors, cementitious or chemical grouts, etc., is a separate problem.

SHRNUTÍ

- 1) Hlubinné podzemní úložiště je dnes jedinou spolehlivou a realizovatelnou možností zneškodňování jaderného paliva z jaderných elektráren.
- 2) Výzkum metod budování a provozu hlubinného úložiště běží již několik desítek let v řadě zemí světa. Jedná se o koordinovanou činnost, kde nelze očekávat efektivní výsledky bez provázané mezinárodní spolupráce.
- 3) Dosavadní zkoumání má především povahu základního výzkumu zaměřeného přednostně na mechanické vlastnosti materiálů inženýrských i přírodních bariér, tvořících systém podzemního hlubinného úložiště. Dalším cílem tohoto výzkumu je formulace kritérií použitelnosti hostitelského horninového prostředí (vyhledávání lokalit pro podzemní úložiště).
- 4) Charakteristickým rysem výzkumu je, že vlastnosti materiálu musí být zkoumány provázaně za současného působení ostatních klíčových parametrů, kterými jsou především teplota, napětí, propustnost, chemická stabilita, přetvárnost, pevnost a velmi malé změny těchto hodnot ve velmi dlouhém čase.
- 5) Vznik požadavku na reverzibilní hlubinné úložiště znamená zásadní změnu koncepce ukládání jaderného odpadu. Původní koncept „negativního důlního díla“, které se po vyplnění odpadem definitivně uzavře v hlubině zemské kůry, je nahrazen konceptem inženýrské podzemní stavby, která musí umožnit po několika stech letech uložený odpad opět vyjmout.
- 6) Výzkum metod budování a provozu hlubinného úložiště byl dosud zaměřen zejména na stadium materiálových vlastností inženýrských i přírodních materiálů především hostitelského prostředí a jejich dlouhodobých změn v podmínkách úložiště.
- 7) Podstatně menší pozornost byla bohužel dosud věnována praktickým inženýrským otázkám, spojeným s budováním rozsáhlých podzemních prostor v extrémních hloubkách a dlouhodobému udržování takového komplexu v bezpečné funkci.
- 8) S budováním hlubinného úložiště radioaktivních odpadů se v ČR počítá v horizontu několika desítek let. Inženýrská problematika, spojená s výstavbou takového rozsáhlého komplexu podzemních prostor, znamená velkou výzvu i příležitost pro všechny naše subjekty zabývající se podzemním stavitelstvím.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@geotechnika.cz,

STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.

SUMMARY

- 1) A deep-seated underground repository is today the only reliable and viable option for the disposal of nuclear waste from nuclear power plants.
- 2) The research into the methods of construction and operation of a deep-seated repository has been running for several decades worldwide, in a number of countries. It is a coordinated activity, where no effective results can be expected without well organised international collaboration.
- 3) The investigations to date have had, above all, the character of basic research, which is preferably focused on mechanical properties of materials of the engineering and natural barriers forming the deep-seated repository system. Another objective of this research is to formulate the criteria of usability of the host rock environment (identification of locations suitable for the underground repository).
- 4) A characteristic feature of the research is the fact that the material properties must be investigated in a cohesive way, with the other principal parameters (primarily the temperature, stress, permeability, chemical stability, deformational properties, strength and minute changes in these values with a very long time) acting concurrently.
- 5) The origination of a requirement for a deep-seated repository means a fundamental change in the concept of nuclear waste disposal. The original concept of a 'negative mine working' which will be definitely sealed in the depths of the earth crust once it has been filled with the waste is replaced by the concept of a civil engineering underground structure which must allow the retrieval of the stored waste after several centuries.
- 6) The research into the methods of construction and operation of an underground repository has been focused on material properties of engineering materials and natural materials, first of all those forming the host environment, and their long-term changes under the conditions existing at the repository site.
- 7) Unfortunately, substantially less attention has been paid to the practical civil engineering issues which are associated with the development of extensive subsurface spaces at extreme depths and to the long-term maintaining the functioning of such a facility safe.
- 8) The implementation of a deep-seated nuclear waste repository in the Czech Republic is expected to start within a time horizon of several decades. The civil engineering problems associated with the construction of such an extensive system of subsurface spaces is a great challenge and opportunity for all Czech subjects operating in the field of underground engineering.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc., rozsypal@geotechnika.cz,
STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- Andersson J., Christiansson R., Hudson J. (2002): Site Investigations – Strategy for Rock Mechanics Site Descriptive Model, SKB TR-02-01, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm
- Bielecki Rolf: Teilanalyse über die Anwendung der Flammenschmelztechnologie zur Herstellung von Teufen > 1000 m für Ablagerungen von radioaktiven Abfällen im Untergrund. Acta Montanistica Slovaca – ročník 12, číslo 1, 2007
- Emsley S., Olsson O., Stenberg L., Alheid H.-J., Falls S., (1997), ZEDEX – A study of damage and disturbance from tunnel excavation by blasting and tunnel boring, SKB TR-97-30, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm
- Fairhurst C. (1999), Rock Mechanics and Nuclear Waste Repositories, in Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories (Vail, Colorado, June 1999), pp. 1-43. S.Saeid and C. Franke, Eds. Alexandria, Virginia: American Rock Mechanics Association, 1999
- In Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories (Vail, Colorado, June 1999), pp. 185-203. S.Saeid and C.Franke, Eds. Alexandria, Virginia: American Rock Mechanics Association, 1999
- NAGRA (2002), Rock laboratories – Nagra Bulletin No. 34, July 2002
- RozsyPAL, Alexandr: (2001), Kontrolní sledování a rizika v geotechnice, Jaga group, Bratislava 2001
- RozsyPAL, Alexandr: Cíle podzemních laboratoří při budování podzemních úložišť jaderného odpadu. Pražské Geotechnické dny – Stavební geologie-Geotechnika, a.s. 2002
- Šekula Felix, Lazar Tobiáš, Bauer Viliam, Szentirmai Zsold: Die trende und neue Ansichten bei der radioaktive Abfallentlagerung in der Erdkruste. Acta Montanistica Slovaca – ročník 12, číslo 1. 2007
- Siguhara K., Matsui H., Sato T. (1999), In-situ Experiments on Rock Stress Condition and Excavation Disturbance in JNC's geoscientific Research program in Japan in Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories (Vail, Colorado, June 1999), pp. 159-183. S.Saeid and C.Franke, Eds. Alexandria, Virginia: American Rock Mechanics Association, 1999
- SKB (1999), Background report to SR 97-Waste, repository desing a sites, SKB TR-99-08, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.
- SKB (2001), RD&D-Programme 2001: Programme for research, development and demonstration of methods for the management and disposal of nuclear waste, TR-01-30, Svensk Kärnbränslehantering AB, Stockholm.
- Sönneke J., Shao H. (1997), Influence of the excavation disturbed zone on rock mechanical and hydraulic properties of the tunnel near field, in: 4th International Workshop on Design and Construction of Final Repositories, NAGRA, Lucerne, Switzerland, October 1997
- Stephansson O. (1999), Rock mechanics and rock engineering of spent nuclear fuel and radioactive waste repositories in Sweden, in Proceedings of the International Workshop on the Rock Mechanics of Nuclear Waste Repositories (Vail, Colorado, June 1999), pp. 205-228. S.Saeid and C.Franke, Eds. Alexandria, Virginia: American Rock Mechanics Association, 1999
- Šušupárek R. Geotechnical aspects of an underground interim storage of spent nuclear fuel, 5th International symposium of Tunnel Construction and Underground Structures, Slovenia – Ljubljana, 20-22.9.2000
- Tlamsa Jiří: Geotechnické aspekty výzkumu hlubinných úložišť radioaktivních odpadů v podzemní laboratoři. Diplomová práce UK Přírodovědecká fakulta, Ústav hydrogeologie, inženýrská geologie a užitá geonika. Stavební geologie-Geotechnika, a. s. 2003

ZMÁHÁNÍ HAVAROVANÉHO ÚSEKU TUNELU BŘEZNO

RECOVERY OF A COLLAPSED SECTION OF THE BŘEZNO TUNNEL

MATOUŠ HILAR, VLADISLAV JOHN

1 ÚVOD

Z důvodů postupu těžby hnědého uhlí na povrchovém dole Libouš bylo potřeba přeložit železniční trať na úseku Březno u Chomutova – Chomutov za hranice limitů těžby. Na trase stavby nové trati o délce 7,1 km bylo nutné vybudovat i jednokolejný železniční tunel o celkové délce 1758 m.

Tunel s nadloží do 30 m byl ražen ve velmi obtížných geologických podmínkách, které zahrnovaly převážně značně plastické jíly a jílovce. Hladký povrch četných diskontinuit způsoboval nízkou stabilitu oblasti nevstrojeného výrubu. Dalším významným faktorem bylo ovlivnění masivu v oblasti portálů předchozí důlní činností. Pokryvné útvary (štěrkopísky) zasahovaly do hloubky cca 6 m.

Stavba tunelu začala v roce 2000 pomocí metody obvodového vrubu s předklenbou (MOVP). V roce 2003 po vyražení 860 m tunelu nastala mimořádná událost (obr. 1), při které došlo k řetězové ztrátě stability řady předkleneb o délce 77 m. Dalších 44 m tunelu bylo vyplněno závalovým materiálem.

Uvažovaná technická řešení sanace závalu zahrnovala otevřenou stavební jámu, šachty, zmáhání hornickým způsobem a kombinace těchto metod. Realizované řešení spočívalo v předstihovém provedení příčných pilotových podzemních stěn (přepážek) a v následné ražbě v závalu pod ochranou mikropilotového deštníku mezi přepážkami.

Následující článek je zaměřen na technické aspekty přípravy a realizace zmáhání závalu. Jedná se především o numerické modelování předpokládaného chování masivu během ražby a o následné zkušební z vlastní ražby. Dle názoru autorů lze vlastní zmáhání závalu, vzhledem k technické náročnosti a jedinečnosti provádění v rámci ČR, hodnotit jako úspěšné.

Celá stavba tunelu byla financována Severočeskými doly, a. s., a investorem byla SŽDC, s. o. Zmáhání závalu bylo financováno i prováděno hlavním doda-

1 INTRODUCTION

The further advance of brown coal extraction at the Libouš open-cast mine required a railway track in the section between Březno u Chomutova and Chomutov to be diverted to get beyond a limit of the mine field. A single-track tunnel 7.1 km long had to be designed for the new 1758 m long railway line.

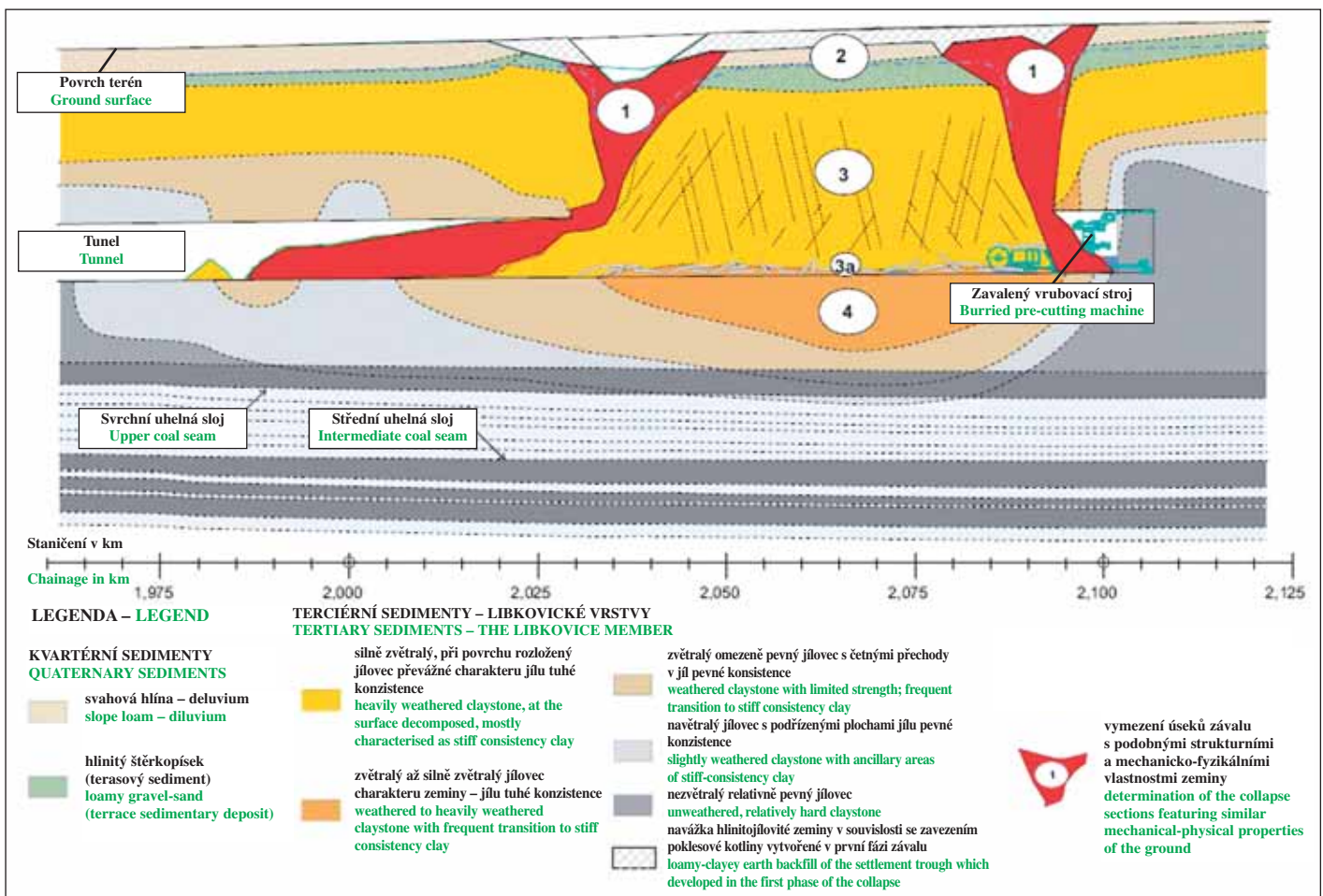
The tunnel was driven under an up to 30 m high overburden through very complicated geology, where significantly plastic clay and claystone dominated. The smooth surface of numerous discontinuities reduced the stability of the area of unsupported excavation. The impact of previous mining activities on the rock massif in the area of tunnel portals was another important factor. The capping mass (gravel-sands) reached the depth of about 6 m.

The tunnel construction started in 2002 using the mechanical pre-cutting 'Prevault Method' (the PM). In 2003, when 860 m of the tunnel excavation had been completed, an accident took place during which the prevaults within the tunnel length of 77 m collapsed in a chain-like manner (fig. 1). Another part of the tunnel at a length of 44 m was filled with the rubbles.

The engineering solutions to the recovery of the collapse which were under consideration comprised an open construction trench, shafts, mining methods and combinations of these methods. The solution which was implemented consisted of transverse pile walls (dividing walls) built in an advance, and subsequent tunnelling in the collapsed section, under the protection of canopy tube pre-support installed between the dividing walls.

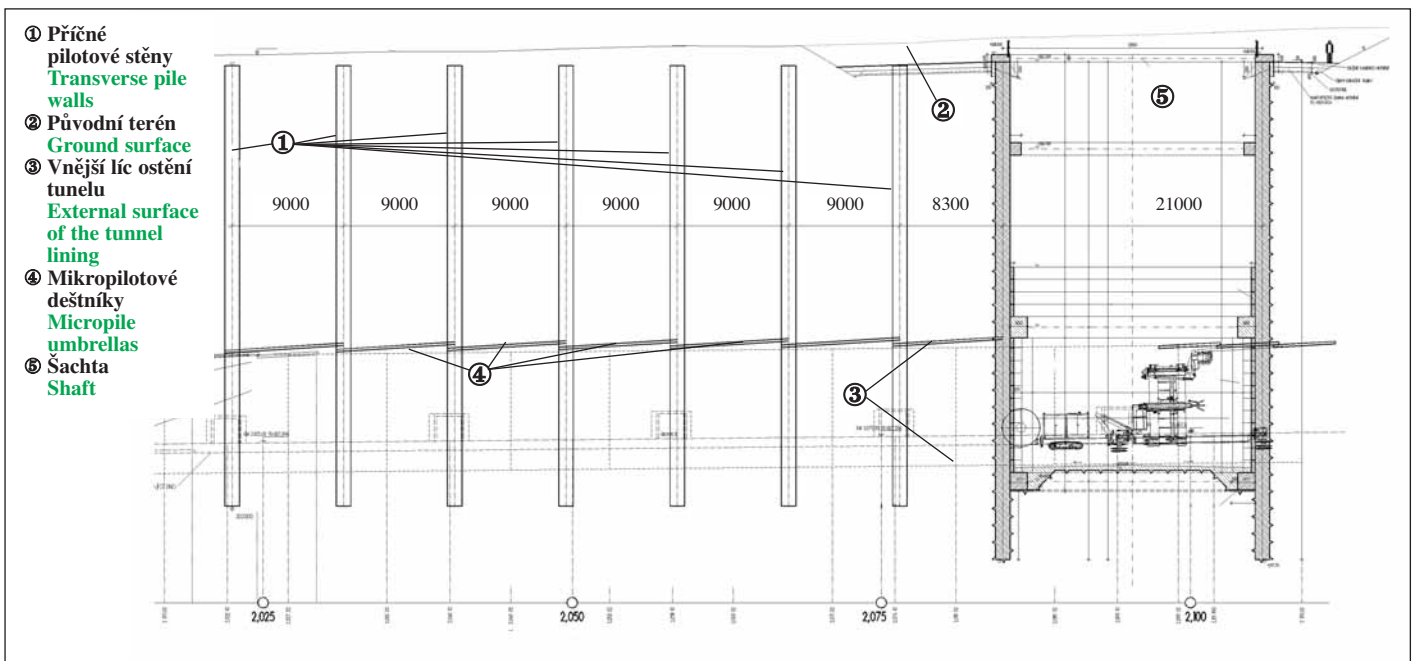
The article below is focused on civil engineering aspects of the planning and execution of the recovery operations, first of all on numerical modelling of the anticipated behaviour of the rock mass during the course of the excavation and subsequent experience gained during the excavation itself. In the opinion of the authors, the recovery operations themselves can be considered to be successful if we take into consideration the difficulties and uniqueness of the operations within the Czech Republic.

The entire tunnel construction was funded by the North-Bohemian Mining Company and the client was the Czech Railways (currently the SŽDC s.o.). The recovery operations were



Obr. 1 Podélný geologický řez tunelem po mimořádné události (vypracoval RNDr. J. Altmann)

Fig. 1 Longitudinal geological section through the tunnel after the collapse (carried out by RNDr. J. Altmann)



Obr. 2 Podélný řez tunelem zahrnující rozdělení oblasti závalu pomocí pilotových stěn (zpracoval IKP Consulting Engineers s.r.o.)
Fig. 2 Longitudinal section through the tunnel containing the division of the collapsed section by the pile walls (by IKP Consulting Engineers s.r.o.)

vatelem stavby, firmou Metrostav a. s., podzhotovitelem pro sanační práce bylo Zakládání staveb, a. s. Projektantem zhmáhání byl SUDOP Praha, a. s., a projektantem sanačních prací FG Consult, s. r. o., monitoring a vyhodnocování geologických poměrů zajišťovala firma SG Geotechnika, a. s., pro zhotovitele tyto práce prováděla firma K+K Průzkum, s. r. o. Společnost IKP Consulting Engineers, s. r. o., fungovala na projektu od roku 2004 jako technický konzultant dodavatele stavby. D2 Consult Prague, s. r. o., pracoval na projektu od roku 2005 jako supervisor a technická pomoc investora.

2 NAVRŽENÝ ZPŮSOB ZMÁHÁNÍ ZÁVALU

Vzhledem ke značným obavám z nepříznivého deformačního chování materiálu závalu bylo rozhodnuto rozdělit havarovanou oblast pomocí příčných pilotových stěn na sedm částí/komor (obr. 2). Stěny z převrtávaných železobetonových pilot o průměru 1,18 m měly délku 16 m, jejich osová vzdálenost byla 9 m, piloty zasahovaly 3 m pod profil tunelu.

Dále bylo rozhodnuto provést zhmáhání závalu pomocí sekvenční metody (zajištění výrubu pomocí příhradových nosníků, sítí a stříkaného betonu). Před použitím navrhované metody zhmáhání bylo nutné dostatečně prověřit její vhodnost a navrhnout optimální tvar a skladbu primárního ostění. Vzhledem ke komplexnosti problému byly využity rovinné výpočty pro potřeby vytvoření realizační dokumentace primárního ostění, následně však byly vytvořeny i ověřovací trojrozměrné numerické modely. Veškeré výpočty byly zhotoveny pomocí metody konečných prvků (MKP).

Navržená metoda ražby byla během zhmáhání závalu průběžně optimalizována, což mělo pozitivní vliv na deformační chování masivu a na rychlost realizace. Monitoring ražeb a pozorování chování masivu během ražeb navíc umožnil zpětné ověření numerických výpočtů.

3 ÚVODNÍ DVOUROZMĚRNÉ STATICKÉ VÝPOČTY

3.1 Základní údaje

Statický výpočet primárního ostění byl proveden firmou SUDOP Praha, a. s., pomocí MKP ve 2D (předpoklad rovinné deformace). Horninový masiv byl modelován pomocí Mohr-Coulombova pružnoplástického modelu za předpokladu izotropního chování. Byl použit výpočetní program TUNNEL 12.0 firmy RIB stavební software, spol. s r. o. Statické posouzení dočasného ostění bylo provedeno v souladu s ČSN, byl použit program BETON 2D firmy FINE, spol. s r. o.

Geologická vrstva	Vstupní hodnoty				
	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E_{DEF} (MPa)	
Kvartérní pokryv	19,2	11,5	18	17	0,30
Silně zvětralý jílovec	19,2	11,0	10	19	0,40
Silně zvětralý jílovec v závalu	19,2	11,0	8	19	0,40
Zvětralý jílovec	19,5	17,0	19	19	0,40
Jílovec A	19,5	36,0	19	32	0,40
Jílovec B	19,5	40,0	20	35	0,38
Jílovec C	19,5	45,0	25	50	0,38
Uhelná sloj	19,5	30,0	25	60	0,30

Tab. 1 Vstupní geotechnické parametry

funded and executed by the main contractor, Metrostav a.s., and its sub-contractor for the rehabilitation work, Zakládání Staveb a.s. The designer for the recovery work was SUDOP Praha a.s. and the designer for the rehabilitation operations was FG Consult s.r.o.; the monitoring and evaluation of geological conditions was provided by SG Geotechnika a.s. The contractor's sub-contractor for the above-mentioned activities was K+K Průzkum s.r.o. The company IKP Consulting Engineers s.r.o. was present on site as the consultant for the main contractor from 2004, while D2 Consult Prague s.r.o. was engaged on site as a supervisor and technical aid for the client from 2005.

2 THE DESIGN FOR THE RECOVERY OF THE COLLAPSE

Because of great fears of unfavourable deformational behaviour of the rubbles, a decision was made that the collapsed area be divided by transverse pile walls into seven sections/chambers (see Figure 2). The 16m long pile walls consisting of 1.18m-diameter secant bored piles were built at 9m spacing; the piles reached 3m under the tunnel profile.

The next decision which was made was that the collapse be recovered using a sequential method (the excavation support by means of lattice girders, mesh and shotcrete). The suitability of the designed recovery method had to be verified and the optimum configuration and composition of the primary lining designed prior to the application of the proposed method. With respect to the complexity of the problem, 2D calculations were used for the development of the detailed design for the primary lining; 3D numerical models were developed subsequently, for verification purposes. All calculations were made using the Finite Element Method (FEM).

The excavation method design was continually optimised during the course of the recovery operations, which fact positively affected the deformational behaviour of the rock mass and the speed of the works. In addition, the monitoring of the excavation and observation of the rock mass behaviour during the excavation work made the verification of the numerical calculations possible.

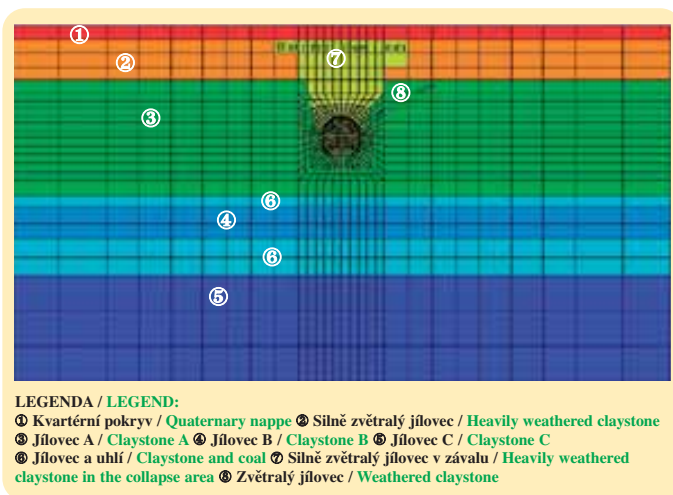
3 ORIGINAL 2D CALCULATIONS

3.1 Basic information

The structural analysis of the primary lining was carried out by SUDOP Praha a.s. using the 2D FEM (an assumption of the plane deformation). The rock mass model was developed using the Mohr-Coulomb elastic-plastic model, under the assumption of isotropic behaviour. The computer program TUNNEL 12.0, which was used, was developed by RIB stavební software spol. s r. o. The structural analysis of the temporary lining was carried out in compliance with requirements of Czech national standards, using the BETON 2D software developed by FINE spol. s r. o.

Geological layer	Input values				
	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E_{DEF} (MPa)	
Quaternary nappe	19.2	11.5	18	17	0.30
Heavily weathered claystone	19.2	11.0	10	19	0.40
Heavily weathered claystone in the collapse section	19.2	11.0	8	19	0.40
Weathered claystone	19.5	17.0	19	19	0.40
Claystone A	19.5	36.0	19	32	0.40
Claystone B	19.5	40.0	20	35	0.38
Claystone C	19.5	45.0	25	50	0.38
Coal seam	19.5	30.0	25	60	0.30

Table 1 Input geotechnical parameters



Obr. 3 Geometrie původního 2D modelu
 Fig. 3. Geometry of the original 2D model

Vstupní parametry vycházely z původního a dodatečného IG průřezu. Hodnoty použité pro úvodní výpočty jsou shrnuty v tabulce 1. Pro výpočty primární napjatosti byla uvažována velikost $K_0=0,8$. Rozdělení masivu na kvazi-homogenní celky a geometrie numerického modelu jsou prezentovány na obr. 3. Vliv podzemní vody nebyl do výpočtů zahrnut.

3.2 Výpočty primárního ostění

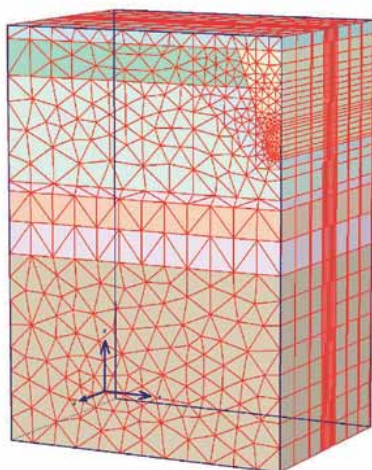
Úvodní statický výpočet uvažoval ražbu po záběrech 1 m. Ražba a vystrojování tunelu byly modelovány v několika výpočetních krocích, které předpokládaly členění výrubu na kalotu, opěří a dno. Primární ostění bylo do výpočtu zahrnuto ve dvou krocích – nejprve jako nezralý stříkaný beton s parametry po 3 dnech (pevnost v tlaku 10MPa), následně jako stříkaný beton s výslednými parametry po 28 dnech. Mocnost ostění byla uvažována 35 cm. Dále bylo při výpočtu uvažováno pravidelné uzavírání kaloty dočasnou spodní klenbou, ražba opěří a dna byla uvažována tak, aby neovlivnila chování kaloty v oblasti čelby (minimální odstup jedné pilotové přepážky mezi čelbou kaloty a ražbou dna a opěří). Během úvodních výpočtů primárního ostění byla optimalizována geometrie profilu tunelu. Tvar tunelu ve dně a v opěří tunelu byl zaoblen tak, aby bylo dosaženo příznivějšího průběhu ohybových momentů.

Vzhledem k obavám z deformačního chování masivu byla očekávána nutnost okamžitého uzavírání ostění s tím, že se nad ostěním prakticky nevytvorí horninová klenba. Díky tomu byla relaxace nevystrojeného výrubu uvažována velmi nízká. Primární ostění tunelu bylo posouzeno na vypočtené vnitřní síly, ostění mocnosti 35 cm bylo vyhovující. Maximální vypočtené deformace ostění tunelu se pohybovaly do 50 mm.

4 OVĚŘOVACÍ TROJROZMĚRNÉ VÝPOČTY

4.1 Základní údaje

Prostorové numerické výpočty byly provedeny firmou D2 Consult Prague, s. r. o., v programu Plaxis 3D Tunnel (obr. 4). Úkolem tohoto modelování bylo především prověřit vlivu pilotových přepážek na chování nevystrojeného výrubu a ostění. Model horninového masivu byl vytvořen ve shodě s rovinným modelem. Rozhraní jednotlivých geologických vrstev, použitý materiálový model (Mohr-Coulombův), vstupní parametry pro jednotlivé materiály, i koeficient bočního tlaku v klidu (K_0) byly voleny shodně. Rovněž mocnost a parametry tunelového ostění byly zvoleny ve shodě s rovinným modelem. Model zahrnoval pouze levou polovinu tunelu (osová symetrie). Profil tunelu byl členěn na dvě části – kalotu a dno (zanedbání členění na opěří a dno by nemělo mít zásadnější vliv na výsledky). Jeden model byl vytvořen s pilotovými přepážkami, jeden bez nich.



Obr. 4 Geometrie prostorového modelu
 Fig. 4 Geometry of the 3D model

The input parameters were based on the original and additional EG surveys. The values used for the original calculations are summarised in Table 1. The value of $K_0=0.8$ was assumed for the purpose of the calculations of the primary state of stress. The distribution of the rock mass into quasi-homogeneous units and the geometry of the numerical model are presented in Fig. 3. The influence of ground water was not taken into the calculations.

3.2 Primary lining analysis

The original structural analysis assumed that 1m long advances per cycle would be applied. The tunnel excavation and support were modelled in several steps, which assumed that the top heading, bench and invert excavation sequence would be applied. The primary lining was included into the calculation in two steps – first as green shotcrete with parameters at 3 days (compressive strength of 10MPa) and then as shotcrete with resultant parameters at 28 days. The shotcrete layer thickness of 35cm was assumed. Another calculation assumption was that the top heading excavation would be regularly closed by the invert; the method of the bench and bottom excavation was assumed to be such which would not affect the behaviour of the top heading in the area of the excavation face (the minimum distance of one compartment between the dividing pile walls to be maintained between the top heading face and the bottom and bench excavation). The geometry of the tunnel profile was optimised during the initial analyses of the primary lining. The shape of the tunnel was rounded at the bottom and side-wall parts so that a more favourable bending moment diagram was achieved.

With regard to fears that the deformational behaviour of the rock mass would be so bad that virtually no natural arch would develop above the lining, the necessity for immediate closing of the lining was expectable. Owing to this fact, very small magnitude of relaxation of the unsupported tunnel excavation was assumed. The primary tunnel lining was assessed for the calculated internal forces with the conclusion that the thickness of 35cm was satisfactory. The maximum calculated deformations of the lining did not exceed 50mm.

4 THREE-DIMENSIONAL VERIFICATION CALCULATIONS

4.1 Basic information

The three-dimensional numerical calculations were carried out by D2 Consult Prague s.r.o. using the Plaxis 3D Tunnel software (see Fig.4). The primary task of this modelling was to examine the influence of the dividing pile walls on the behaviour of the unsupported excavation and the lining. The model of the rock mass which was developed corresponded to the two-dimensional model. Identical interface between individual geological layers, material model used (Mohr-Coulomb's), input parameters for individual materials and the coefficient of side pressure at rest (K_0) were selected. The thickness and parameters of the tunnel lining were also selected identically with those used in the 2D model. The model covered only the left half of the tunnel (axial symmetry). The tunnel cross section was divided into two parts – the top heading and bottom (the fact that the bench and bottom sequencing was neglected should not have influenced the results in a significant manner). One model was developed to contain the dividing pile walls and one without them.

4.2 The influence of the dividing pile walls

The model contained the dividing pile walls built at 9m spacing. The thickness of the walls of 1.0m was selected for the model. The dividing pile walls were modelled as a linearly elastic material. They were divided into two parts as follows:

- The part found in the tunnel area (cast using concrete) had the parameters : $E = 25\text{GPa}$, $\nu = 0.2$
- The part above the tunnel (cast using only a suspension) had the parameters: $E = 10\text{GPa}$, $\nu = 0.2$

Two comparative calculations were conducted, one with the dividing walls and the other without them. The results of the 3D calculations of the influence of the dividing walls in the collapse area are presented in Table 2.

		3D – with dividing walls	3D – without dividing walls	2D
Deformations (mm)	Top of the vault	26	116	50
	Centre of the bottom	122	196	285
	Inverted arch	120	370	300
	Top of the vault	40	169	200
Axial forces (kN)	Maximum	1610	1770	2450

Table 2 Results for the closed tunnel lining

The reinforcing effect of the dividing pile walls is obvious from the results. The construction of the dividing pile walls leads to significant reductions in the bending moments in the lining and the resultant deformations. The differences between the 2D calculations and 3D calculations are first of all caused by the selection of the magnitude of relaxation, which had been, for understandable reasons, included into the calculations conservatively compared to common calculations.

4.3 The influence of the method of excavation of the bench and bottom

Another objective of the modelling was to examine the influence of the length of the bench and bottom excavation (i.e. how many advance rounds are allowed to remain without the closed invert when the top heading is being enlarged). The execution of the lower part of the profile was modelled for advance lengths 2m, 4m and 8m long (see Fig. 5). The results for deformations and internal transverse forces in the top heading above the excavated bottom are presented in Table 3.

4.2 Vliv pilotových přepážek

Model zahrnoval pilotové přepážky vzdálené osově 9 m. Mocnost přepážek byla v modelu zvolena 1 m. Pilotové přepážky byly modelovány jako lineárně elastický materiál. Přepážky byly rozděleny na dvě části:

- Část v oblasti tunelu (vyplněna betonem) měla parametry: $E = 25\text{GPa}$, $\nu = 0,2$
- Část nad tunelem (vyplněna pouze suspenzí) měla parametry: $E = 10\text{GPa}$, $\nu = 0,2$

Byly provedeny dva srovnávací výpočty – s přepážkami a bez nich. Výsledky 3D výpočtů vlivu přepážek v oblasti závalu jsou uvedeny v tabulce 2.

		3D - s pře- pážkami	3D - bez pře- pážek	2D
Deformace (mm)	Vrchol klenby	26	116	50
Momenty (kNm)	Střed dna	122	196	285
	Dno - klenba	120	370	300
	Vrchol klenby	40	169	200
Osové síly (kN)	Maximum	1610	1770	2450

Tab. 2 Výsledky v ostění uzavřeného tunelu

Z výsledku je patrný ztužující efekt pilotových přepážek. Realizace pilotových přepážek vede ke značnému snížení ohybových momentů v ostění a ke snížení výsledných deformací. Rozdíly mezi výsledky 2D výpočtů a 3D výpočtů jsou především způsobeny volbou velikosti relaxace, která z pochopitelných důvodů byla do 2D výpočtů zahrnuta v porovnání s běžnými výpočty konzervativně.

4.3 Vliv způsobu pobírání opěří a dna

Dalším cílem modelování bylo prošetření vlivu délky pobírání opěří a dna na chování ostění kaloty (tj. po kolika záběrech se má uzavírat spodní klenba plného profilu při rozšiřování kaloty). Realizace spodní části profilu byla modelována v záběrech 2, 4 a 8 m (obr. 5). Výsledky deformací a vnitřních sil v příčném směru v kalotě nad odebraným dnem jsou uvedeny v tabulce 3.

Délka záběru dna (m)	2	4	8
Deformace (mm)	26	29	52
Momenty (kNm)	61	140	175
Osové síly (kN)	1260	1600	2020
Ostění 350 mm	Vyhovuje	Vyhovuje	Vyhovuje

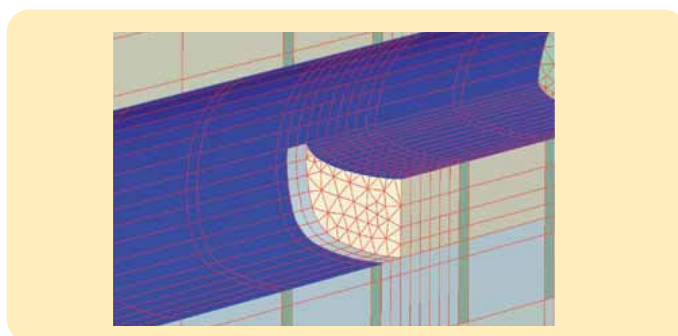
Tab. 3 Kalota – vnitřní síly v příčném směru

Velikost vnitřních sil v příčném směru v kalotě nepřináší zásadnější problém. I při záběru opěří a dna na 8 m (celá komora) byla kapacita ostění kaloty postačující pro přenesení daných sil (ostění tloušťky 35 cm). Větší problém přinášejí vnitřní síly v podélném směru v oblasti přechodu ostění z pilotové přepážky do horninového masivu. Se vzrůstající délkou záběru opěří a dna logicky tyto síly narůstají také, což může vést až k porušení ostění. Na základě výpočtů byla doporučena maximální délka záběru opěří a dna 4 m.

4.4 Výpočet stability čelby kaloty

Dále byly provedeny výpočty stability čelby kaloty. Výpočty předpokládaly samostatnou ražbu kaloty s okamžitým uzavíráním dočasné spodní klenby. Dále bylo uvažováno dobírání opěří a dna s větším odstupem od čelby kaloty, takže dobírání by nemělo mít na stabilitu čelby kaloty vliv. Výpočet byl proveden ve více krocích. První krok simuloval realizaci pilotových přepážek. Následující kroky simulovaly postupnou ražbu a instalaci ostění tunelu. Výpočet stability čelby byl proveden v okamžiku, kdy čelba kaloty byla 2 m za přepážkou a 1 m kaloty nebyl vystrojen ostěním.

Výpočet stupně stability probíhá v programu Plaxis pomocí redukce smykových parametrů. Smykové parametry jsou postupně redukovány, až dojde k porušení horninového masivu. Výsledný stupeň bezpečnosti je potom vypočítán jako poměr počátečních a výsledných smykových parametrů. Výpočet stability čelby prokázal velmi nízkou stabilitu čelby (hodnota stupně stability byla blízko 1). Výpočtový model ovšem nezahrnoval opatření, s jejichž využitím se



Obr. 5 Simulace postupu pobírání opěří a dna (včetně dočasné spodní klenby kaloty)

Fig. 5 Simulation of the bench and bottom excavation procedure (inclusive of the temporary invert of the top heading)

Advance per cycle - bottom (m)	2	4	8
Deformations (mm)	26	29	52
Moments (kNm)	61	140	175
Axial forces (kN)	1260	1600	2020
Lining 350mm	Satisfying	Satisfying	Satisfying

Table 3 Top heading – internal transverse forces

The magnitude of the internal transverse forces in the top heading does not pose any significant problem. The capacity of the top heading lining (35cm thick) was sufficient for carrying the given forces even in the case of the 8m long bench and bottom advance per cycle (the length of the entire compartment). The longitudinal internal forces and shear forces in the area of the transition of the lining from the dividing pile wall to the rock mass pose a bigger problem. Logically, these forces grow also with the growing bench and bottom excavation advance length, which may result in a failure of the lining. The maximum length of the bench and bottom advance length of 4m was recommended on the basis of the calculations.

4.4 Top heading face stability calculation

Another step was the calculation of stability of the top heading face. The calculations assumed that the top heading would be excavated separately, with immediate closing of the profile by temporary invert. The excavation of the bench and bottom was assumed to start at a greater distance from the top heading face for which reason it should not affect the stability of the top heading face. The calculation was carried out in several steps. The first step simulated the construction of the dividing pile walls. The following steps simulated the process of excavation and installation of the tunnel lining. The calculation of the face stability was carried out at the moment when the top heading face was found 2m beyond the dividing wall and 1m of the excavation length was not supported by the lining.

The stability calculation is carried out using the Plaxis software by means of reduction of shear parameters. The shear parameters are step-by-step reduced until the rock mass fails. The final factor of safety is then calculated as the proportion of the initial shear parameters to the resultant ones. The face stability calculation proved that the face stability is very small (the value of the stability factor was close to 1). The calculation model, however, did not contain the measures which were assumed to be implemented (canopy tube pre-support, jet grouting between the dividing walls, a supporting rock wedge at the face, division of the top heading excavation to partial headings, etc.).

5 THE COURSE OF THE OPERATIONS

5.1 Excavation method

There were, naturally, serious fears before the commencement of the excavation in the collapse area regarding the deformational behaviour of the rock mass which had been deformed in the area of the tunnel profile and above the tunnel by the previous accident. For that reason it was decided that core probe holes be drilled ahead of the face before the commencement of excavation of each particular section (see Fig. 6) and further decisions made on the extent of the rehabilitation work necessary. A decision was made before the commencement of the excavation beyond the first dividing pile wall that horizontal jet grouted columns be carried out within the tunnel cross section to strengthen the rock mass. This measure was also used beyond the third dividing pile wall. The excavation in the other compartments did not require this strengthening.

The crown of the tunnel was regularly protected by means of canopy tube pre-support. The drilling for the pre-support was carried out from the front side of each pile wall. The tubes were always tailed into the next pile wall (they bridged the entire distance between neighbouring dividing walls). Efforts were made in the beginning to embed the canopy tubes into jet grouted columns to be carried out above the excavated cross section. However, the execution of jet grouting in the tunnel overburden stopped after the completion of the excavation of the initial three compartments, similarly to the jet grouting within the tunnel profile.

The excavation proceeded in steps of 1m advance per cycle. The excavation was supported by steel mesh, lattice girders and sprayed concrete. In the beginning, efforts were made to immediately close the temporary invert of the top heading. Naturally, in terms of structural analysis, it would have minimised the lining deformations. On the other hand, this requirement logically meant that full-face top heading excavation was necessary. With regard to the stability problems of the face and the danger to workers at the excavation face, it was decided that the temporary top heading invert was to be closed later (i.e. at a distance of 2 – 3m). This measure made the stabilisation of the face by means of the rock wedge, which was left in the centre of the top heading, possible. This measure showed to be a suitable compromise. In addition to the rock wedge, the excavation face was regularly stabilised by a thin layer of shotcrete. When more intense manifestations of instability were encountered, the top heading excavation and application of shotcrete face was divided into several steps. The excavation of the bench and tunnel bottom followed the top heading excavation at a distance exceeding 9m.



Obr. 6 Realizace jádrových vrtů do profilu tunelu z prostoru před pilotovou přepážkou (foto M. Hilar)

Fig. 6 Drilling of core holes to the tunnel profile from the space in front of the dividing pile wall (photo M. Hilar)

uvažovalo (mikropilotové deštníky, trysková injektáž mezi přepážkami, opěrný klín v prostoru čelby, členění čelby kaloty na dílčí části, atd.).

5 PRŮBĚH REALIZACE

5.1 Způsob ražby

Před počátkem ražby v oblasti závalu byly přirozeně značné obavy z deformačního chování masivu, který byl v oblasti profilu tunelu a nad tunelem přetvořen proběhlou havárií. Proto bylo rozhodnuto před ražbou každé sekce provádět jádrové vrty z čelby (obr. 6) a na základě jejich vyhodnocení následně učinit rozhodnutí o rozsahu potřebných sanačních prací. Před ražbou za první pilotovou přepážkou bylo rozhodnuto o sanaci profilu tunelu pomocí horizontálních sloupů z tryskové injektáže. Toto opatření bylo také použito za třetí pilotovou přepážkou. Ražby ostatních sekcí proběhly bez sanačních oblastí profilu tunelu.

Přístup tunelu bylo pravidelně chráněno pomocí mikropilotových deštníků, které byly vrtány před každou pilotovou stěnou. Mikropiloty byly vždy vetknuty do následné pilotové stěny (tj. překlenovaly celou vzdálenost mezi sousedními přepážkami). Ze začátku byla snaha realizovat jednotlivé mikropiloty do sloupů tryskové injektáže nad profilem, ale podobně jako v oblasti profilu tunelu bylo i v nadloží tunelu od tryskové injektáže po ražbě prvních tří sekcí upuštěno.

Ražba probíhala po záběrech délky 1 m. Výrub byl zajišťován pomocí ocelových sítí, příhradových rámců a pomocí stříkaného betonu. Ze začátku byla snaha uzavírat provizorní dno kaloty okamžitě, což by přirozeně ze statického hlediska mělo minimalizovat deformace ostění. Na druhou stranu tento požadavek logicky znamenal svislou čelbu kaloty na její plnou výšku. Vzhledem ke stabilitním problémům čelby a vzhledem k nebezpečí pro pracovníky v prostoru čelby bylo rozhodnuto uzavírat provizorní dno kaloty později (tj. s odstupem 2 – 3 m), což umožnilo stabilizaci čelby pomocí opěrného klínu ponechaného ve středu čelby. Toto opatření se osvědčilo jako vhodný kompromis. Kromě opěrného klínu navíc bylo pravidelně prováděno okamžitě zajištění čelby pomocí tenké vrstvy stříkaného betonu. Při výraznějších projevech nestability byla dále čelba kaloty pobírána a zastříkávána po několika krocích. Ražba opěří a dna tunelu probíhala po ražbě kaloty s odstupem vyšším než 9 m.

5.2 Výsledky monitoringu

Maximální sedání povrchu nad tunelem dosáhlo 28 mm (prostor za 2. pilotovou přepážkou). Výsledné naměřené konvergence jsou uvedeny v tabulce 4. Deformace se obecně pohybovaly do 40 mm, pouze v prostoru za druhou pilotovou přepážkou byly deformace vyšší.

Staničení tunelu (m)	Vrchol Bod 01	Boky kaloty		Boky opěří		
		Bod 04	Bod 05	Bod 06	Bod 07	Bod 07
2004	5	7	7	0	0	0
2007	19	14	16	10	10	10
2012	21	23	27	10	8	8
2019	20	30	27	-	5	5
2025	20	30	36	7	3	3
2027	27	30	28	7	8	8
2031	33	27	40	8	10	10
2034	37	36	40	7	7	7
2036	50	55	105	11	10	10
2040	93	65	130	14	-	-
2043	38	37	34	6	7	7
2048	39	36	53	-	-	-
2052	40	42	46	7	8	8
2057	40	47	53	7	6	6
2061	40	43	46	3	6	6
2066	31	32	35	-	-	-
2070	24	18	23	0	0	0
2075	26	24	36	-	3	3
2079	11	18	20	3	3	3
2081	17	28	27	3	2	2
2084	8	18	20	-	2	2
2087	2	7	5	0	0	0

Tab. 4 Naměřené výsledné deformace ostění (mm)

5.3 Ražba za druhou pilotovou přepážkou

Co bylo důvodem vyšších deformací za druhou pilotovou přepážkou? Je nutné si uvědomit, že ražba v obtížných geologických poměrech přináší řadu protichůdných požadavků. Například realizace opěrného klínu, který příznivě

5.2 Monitoring results

The maximum values of the surface settlement above the tunnel reached 28mm (the area beyond the second dividing pile wall). The final measured convergences are presented in Table 4. In general, the deformations did not exceed 40mm, with the exception of the area beyond the second dividing pile wall.

Tunnel chainage (m)	Crown		Top heading side walls		Bench side walls	
	Point 01	Point 04	Point 05	Point 06	Point 07	Point 07
2004	5	7	7	0	0	0
2007	19	14	16	10	10	10
2012	21	23	27	10	8	8
2019	20	30	27	-	5	5
2025	20	30	36	7	3	3
2027	27	30	28	7	8	8
2031	33	27	40	8	10	10
2034	37	36	40	7	7	7
2036	50	55	105	11	10	10
2040	93	65	130	14	-	-
2043	38	37	34	6	7	7
2048	39	36	53	-	-	-
2052	40	42	46	7	8	8
2057	40	47	53	7	6	6
2061	40	43	46	3	6	6
2066	31	32	35	-	-	-
2070	24	18	23	0	0	0
2075	26	24	36	-	3	3
2079	11	18	20	3	3	3
2081	17	28	27	3	2	2
2084	8	18	20	-	2	2
2087	2	7	5	0	0	0

Table 4 Final measured deformations of the lining (mm)

5.3 Excavation beyond the second dividing pile wall

What was the reason of higher deformations beyond the second dividing pile wall? One must realize that excavation through difficult geology is associated with many contradictory requirements. For example, the placement of the rock wedge, which favourably improves the stability of the excavation face, prevents the immediate closing of the temporary invert, which would be beneficial in terms of minimization of deformations of the lining. Another factor is the excavation advance rate. A fast excavation advance rate including as fast as possible installation of the support generally leads to minimization of the rock mass deformations. On the other hand, an effort for acceleration of the work means reduction of the time for implementation of all supporting measures or, for example, leads to higher flexibility of the lining in the vicinity of the excavation face (the section supported with green shotcrete is longer).

Regarding the excavation beyond the second dividing wall, there was the following sequence of events there: Significant excavation face stability problems started abruptly to appear during the course of the top heading excavation approximately 2m before the third dividing pile wall. With the urgency of the problems taken into consideration, it was decided to finish the top heading excavation up to the dividing pile wall (it guaranteed a stable face) even before the planned closure of the temporary top heading invert. This action was successful. However, it influenced the deformational behaviour of the lining. Owing to the completion of the longer than designed section of the lining without closing the invert, a significant concentration of stress developed in the area between the closed and unclosed parts of the top heading lining followed by development of a radial crack in the right-hand side of the lining (see Table 4). The subsequent prompt closing of the invert up to the dividing pile wall meant stopping of the deformation growth. In the authors' opinion, the procedure which was used was adequate to the given situation.

5.4 Other aspects of the excavation

The effect of the jet grouting rather fell short of expectations. The jet grouted columns which had been expected to reinforce the ground, were perceivable only in the non-cohesive Quaternary material; unfortunately, they were not much visible in the cohesive clay or claystone (see Fig. 7). The attempt to drill through the jet grouted columns for installation of the pre-support tubes was similarly little successful. We can state that the jet grouting carried out within the tunnel profile acted rather as pressure grouting. The cement grout filled various fissures and empty spaces in the collapse rubble. The highest accumulation of the grout was found at the beginning of the excavation, under the preserved prevault created by the Perforex machine (see Fig. 8). Because of the relatively favourable consistency of the mostly cohesive material – the collapse rubble, and with respect to the fact that stabilisation of cohesive soils by jet grouting is a difficult task, it was decided after the excavation of the third section to abandon the idea of the stabilisation by jet grouting.

Conversely, the canopy tube pre-support with the tubes tailed into the pile walls can be evaluated very positively; the canopy certainly contributed to the improvement of stability and safety. The top of the excavation face above the

zvyšuje stabilitu čelby, znemožňuje okamžité uzavírání provizorního dna, což by bylo výhodné z hlediska minimalizace deformací ostění. Dalším faktorem je rychlost ražby. Rychlý postup ražby včetně co nejrychlejšího vystrojení obecně vede k minimalizaci deformací masivu. Na druhou stranu snaha o zvýšení rychlosti znamená méně času na realizaci všech zajišťovacích opatření, dále například vede k vyšší poddajnosti ostění v blízkosti čelby (delší úsek zajištěný ostěním z nezralého stříkaného betonu).

V případě ražby za druhou přepážkou šlo o následující posloupnost událostí: Během ražby kaloty cca 2 m před třetí pilotovou přepážkou se velmi náhle začaly objevovat výrazné stabilitní problémy čelby. Vzhledem k urgenci problémů bylo rozhodnuto dokončit ražbu kaloty až k pilotové přepážce (která zaručovala stabilní čelbu) ještě před plánovaným uzavřením dočasné spodní klenby kaloty. To se podařilo, bohužel však tento krok měl vliv na deformační chování ostění. Díky dokončení delšího úseku ostění kaloty bez uzavření spodní klenby došlo k výrazné koncentraci napětí v oblasti mezi uzavřenou a neuzavřenou částí ostění kaloty, což znamenalo vytvoření radiální trhliny v pravé části ostění (tabulka 4). Následně urychlené uzavření provizorní protiklenby až k pilotové přepážce znamenalo ukončení nárůstu deformací. Dle názoru autorů byl použitý postup adekvátní vzniklé situaci.

5.4 Další aspekty ražby

Účinek tryskové injektáže očekávání příliš nesplnil. Očekávané sloupce zpevňující čelbu byly patrné pouze v nesoudržném materiálu kvartéru, v soudržném materiálu jílu či jílovců bohužel sloupce příliš patrné nebyly (obr. 7). Obdobně se pokus o vrtání mikropilot (deštníku mezi přepážkami) do sloupů tryskové injektáže také příliš nezdařil. Lze konstatovat, že v profilu tunelu působila trysková injektáž spíše jako injektáž tlaková. Cementová suspenze vyplnila různé trhlinky a volná místa v závalovém materiálu. Největší koncentrace suspenze byla patrná na začátku ražby pod zachovanou předklenbou vytvořenou strojem Perforex (obr. 8). Vzhledem k poměrně příznivé konzistenci převážně soudržného materiálu závalu a vzhledem k obtížnosti sanace soudržných zemin tryskovou injektáží bylo po ražbě třetí sekce rozhodnuto od sanace pomocí tryskové injektáže ustoupit.

Naopak mikropilotové deštníky vetknuté do pilotových stěn lze hodnotit velmi pozitivně, mikropiloty zcela jistě přispěly k vyšší stabilitě i bezpečnosti. Během ražby došlo několikrát k vypadnutí horní části čelby nad opěrným klínem, díky mikropilotům se však nikdy tato nestabilita nerozšířila nad prostor osazeného deštníku. Na začátku ražby došlo při stabilitních problémech čelby v prvních záběrech ražby pod deštníkem k přetížení konců mikropilot, což mělo za následek deformaci prvního rámu pod deštníkem. Tento jev se během dalšího postupu podařilo odstranit zdvojením prvního rámu pod deštníky (v prostoru přepážek) a přivařením konců mikropilot pomocí výztuže k poslednímu rámu BTX před přepážkou (tj. nad mikropilotami).

6 ZÁVĚR

Zmáhání závalu tunelu Březno představovalo techniky velice náročný úkol; ražba zavaleného tunelu je obecně vždy podstatně náročnější v porovnání s ražbou rostlým masivem. Vlastní ražba oblastí závalu započala koncem února 2006 a byla dokončena začátkem srpna 2006. To, že ražba proběhla relativně rychle bez výraznějších problémů, je zásluhou kvalitní přípravy i patřičného přístupu během vlastní realizace.

Provedené numerické modelování je užitečným prostředkem pro přípravu (a ověřování provádění) obtížných geotechnických staveb. Přirozeně ani provedené 3D modelování nemohlo přesně postihnout veškeré popsání aspekty ražby. Při porovnání výsledků modelování a skutečných naměřených hodnot deformací jsou patrné jisté rozdíly, které ovšem v tomto případě nejsou příliš výrazné. Modelování poměrně dobře postihlo některé očekávané problémy, které se potvrdily během ražby (nízká stabilita čelby, koncentrace napětí mezi neuzavřeným a uzavřeným ostěním, pozitivní vliv dočasné protiklenby a pilotových přepážek, atd.).

Z pohledu vlastní ražby je třeba vyzdvihnout flexibilní přístup k realizaci. Jak je v článku zmíněno, v některých případech bylo třeba reagovat na vlastnosti a chování masivu velmi pružně, optimalizaci všech aspektů ražby nebylo možné provést během přípravy. Dané přizpůsobení postupu ražby a podpůrných opatření zastiženým podmínkám bylo provedeno především během ražby prvních tří sekcí mezi pilotovými přepážkami. Při ražbě následujících sekcí již byl postup poměrně odladěn, takže veškeré další ražby závalem proběhly relativně hladce.

*Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE,
hilar@d2-consult.cz, D2 Consult Prague, s. r. o.,*

Ing. VLADISLAV JOHN, vladislav.john@metrostav.cz, Metrostav a. s.



Obr. 7 Účinek tryskové injektáže v první sekci zmáhání závalu (foto P. Svoboda)

Fig. 7 The effect of the jet grouting in the first compartment of the collapsed tunnel being recovered (photo P. Svoboda)

rock wedge collapsed several times during the excavation. However, owing to the tubes, the instability had never extended above the completed canopy. At the beginning of the excavation, the ends of the pre-support tubes got overloaded due to the stability problems of the face. As a result, the first lattice girder under the canopy was deformed. This problem was successfully removed by means of doubling the first lattice girder under the canopy tube pre-support (inside the compartments) and welding of the ends of the tubes through the steel mesh to the last BTX lattice girder before the dividing wall (i.e. above the tubes).

6 CONCLUSION

The recovery of the collapse of the Březno tunnel represented a task very complicated from the civil engineering point of view. Re-excavation of a collapsed tunnel is, in general, always much more difficult compared to excavation through native rock mass. The excavation through the collapsed area itself started at the end of February 2006 and was finished at the beginning of August 2006. The fact that it was carried out relatively quickly, without more significant problems, is a credit to high quality planning and adequate attitude during the work itself.

Execution of numerical modelling is a useful means of planning (and verification) of construction of complicated geotechnical structures. Naturally, even the 3D modelling which was performed was not capable of exactly formulating all of the above described aspects of the excavation. When the modelling results are compared with the actually measured values of deformations, some differences become obvious, which, however, are not too much marked in this particular case. The modelling quite well showed some of the anticipated problems which appeared subsequently during the excavation (low stability of the excavation face, concentration of stress between the unclosed and closed linings, the positive influence of the temporary invert and dividing pile walls etc.).

Regarding the excavation itself, we must hold up the flexible approach to the construction work. As mentioned above in this paper, it was necessary in some cases to respond to the properties and behaviour of the rock mass in a very flexible manner; it was impossible to optimise all aspects of the excavation during the planning phase. The given adjustment of the excavation procedure and support measures to the conditions encountered was performed first of all during the excavation in the initial three sections between the dividing pile walls (compartments). The procedure was relatively well debugged at the time of the excavation of the further compartments, therefore, all the remaining excavation through the collapsed tunnel passed relatively smoothly.

*Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE,
hilar@d2-consult.cz, D2 CONSULT PRAGUE s.r.o.;
Ing. VLADISLAV JOHN; vladislav.john@metrostav.cz,
METROSTAV a.s.*

LITERATURA / REFERENCES

- R. Smida, R. Brokl, E. Schreierova: Tunel Březenský na přeložce železniční trati Březno u Chomutova – Chomutov. Sborník příspěvků konference Podzemní stavby, Praha 2000.
- J. Barták, M. Hilar, J. Pruška: Numerical Modelling of the Underground Structures. Acta Polytechnica. 2002, roč. 42, č. 1
- J. Heřt: Aplikace metody obvodového vrubu s předklenbou v podmínkách poddolovaného území tunelu Březno. Sborník příspěvků semináře Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí, Ostrava 2003.
- A. Thomas, D. Powell, M. Hilar: Úloha numerického modelování při projektování tunelů. Tunel 1/2004.
- J. Barták a kol.: Podzemní stavitelství v České republice, Praha 2007
- M. Hilar, V. John: Numerical modelling of the Březno Tunnel Re-excavation. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EuroTun). Vienna 2007.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

KONGRES PIARC URČUJE DALŠÍ TRENDY VE VYBAVOVÁNÍ TUNELŮ
PIARC CONGRESS DICTATES OTHER TRENDS IN TUNNEL EQUIPMENT

Prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc., informs about activities of the Technical Committee C3 of the PIARC/AIPCR, whose congress will be held in Paris from 17th to 21st September 2007. The Committee deals with the issues of road tunnels in terms of their equipment, safety and operation. He informs about the focuses of individual Working Groups (WGs) of this Committee, and also mentions the contribution of Czech technicians to their work.

Vybavování tunelů dopravními, bezpečnostními a technologickými systémy ovlivňují po řadu let nejvíce práce prováděné v rámci technického výboru „Silniční tunely“ asociace PIARC/AIPCR, jejíž 23. kongres se koná v Paříži ve dnech 17.–21. 9. 2007. Je to největší setkání silničářů všech kontinentů, které se koná ve čtyřletých údobích a po dvaceti letech se vrací do Evropy. Symbolická je i Paříž, protože zde byla asociace před sto lety založena. Článek popisuje v jednoduchém přehledu dokumenty, které jsou připravovány právě pro pařížský kongres.

Již tradičně patří mezi neaktivnější výbory PIARC technický výbor C3.3, který se zabývá otázkou silničních tunelů, a to z hlediska jejich vybavování, bezpečnosti a provozování. Tradiční název "Road Tunnels" byl na kongresu v Durbanu před čtyřmi lety změněn na "Road Tunnel Operation", což symbolicky podtrhlo právě význam provozování tunelů.

Ve výboru pracuje v několika pracovních skupinách řádově sto odborníků z celého světa, kteří se pravidelně schází pod vedením pana Didier Lacroix z Centre d'Etudes des Tunnels (CETU) z Francie. Práce je poměrně hodně, a schůzky se konají v průměru čtyřikrát za rok na různých světadílech, a proto je velmi potěšující, že se na této činnosti podíleli i naši odborníci a to prací v následujících skupinách:

Skupina	Hlavní téma	Gestor	Společnost
WG1	Provoz tunelu, management	ing. Kolátek, CSc.	ELTODO - dopravní systémy
WG2+WG5	Řízení bezpečnosti v tunelech; Nebezpečné náklady	ing. Šajtar ing. Smolík	SATRA SUBTERRA
WG3	Lidský faktor v bezpečnosti	Prof. Holický	KÚ ČVUT
WG4	Detekce, spojení, evakuace	ing. Bouchner	FD ČVUT
WG6	Větrání a zdolávání požárů	neobsazeno J. Pořízek ing. Novák	SATRA METROPROJEKT

Národním gestorem byl zvolen prof. Pavel Příbyl (Fakulta dopravní, Eltodo EG) a jeho zástupcem Ing. Ludvík Šajtar (Satra).

V těchto měsících jsou kompletovány dokumenty jednotlivých skupin a jsou připravovány prezentace pro pařížské zasedání. Protože se jedná o zásadní práce, které bezpochyby ovlivní směřování dalšího vývoje vybavování tunelů, jsou v dalším textu uvedeny alespoň názvy dokumentů s krátkým komentářem. Dokumenty jsou zatím většinou v pracovní verzi a je možné, že ještě dojde k drobným úpravám, a to včetně názvů.

PRACOVNÍ SKUPINA WG1:

Guide for organizing, recruiting and training road tunnel operating staff	Dokument stanovuje cíle a definuje terminologii. Zabývá se požadavky na obsluhu tunelů, organizaci tréninků a uvádí doporučení (42 s.).
Recommendations to owners and operators of highly-trafficked urban tunnels including traffic management, maintenance and selection of equipment	Dokument se zabývá aktuální problematikou vysoce zatížených městských tunelů tím, že pojmenovává specifika těchto tunelů, doporučuje zásady pro organizaci dopravy a servisu a zabývá se organizací činnosti operátorů. V přehledu jsou uvedeny i zkušenosti z provozování těchto tunelů (28 s.).

PRACOVNÍ SKUPINA WG2:

Integrated approach for road tunnel safety	Požadavky na integrovaný přístup k bezpečnosti a obecné principy tohoto přístupu. Dále jsou uvedeny zásady integrovaného přístupu a v příloze jsou uvedeny přístupy řady zemí včetně ČR (50 s.).
Risk analysis for road tunnels	Uvedeny základní principy hodnocení rizik. Cenné jsou zkušenosti z PIARC zemí a v závěru jsou praktické metody z Rakouska, Nizozemska, Francie a Itálie (89 s.).
Responsibilities for tunnel safety management	Pouze pracovní verze dokumentu, dle kterého byl vytvářen dotazník pro zkoumání bezpečnosti v tunelech v jednotlivých zemích.
Tools for tunnel safety management	V úvodu je uvedena nutnost použití různých nástrojů pro řízení bezpečnosti v tunelech, dále jsou požadavky na bezpečnostní dokumentaci. Jedna kapitola je věnována požadavkům na sběr dat o mimořádných událostech. V příloze jsou uvedeny i zkušenosti z ČR (63 s.).
Safety documentation	Pracovní verze dokumentů je základem pro publikaci zpracovanou ve skupině WG6 „System and equipment for fire and smoke control in road tunnels“.
Collection and analysis of incident data	
Safety inspection of tunnels	

PRACOVNÍ SKUPINA WG3:

Human factors and tunnel safety	Dokument diskutuje chování člověka v tunelu v normálních i kritických podmínkách. Dále podává doporučení ke zlepšení evakuačních možností, které je vždy doprovázeno příklady různých řešení (67 s.).
Management of the operator – emergency teams interface in road tunnels	Cenné je shrnutí vývoje různých parametrů požáru. Dále jsou popsány způsoby verifikace události a aktivit záchranných složek během požáru a požadavky na zpětné vyhodnocování (31 s.).

PRACOVNÍ SKUPINA WG4:

Direction signing on a route incorporating tunnels	Dokument popisuje různé konfigurace značek pro různé profily a obecné principy kompozice značek včetně jejich střídání (31 s.).
Laybys and SOS stations	Poměrně útlý dokument (16 s.) uvádí příklady odstavných zálivů a SOS stanic tak, jak jsou požadovány v Rakousku, Francii, Německu a Švýcarsku.

PRACOVNÍ SKUPINA WG6:

System and equipment for fire and smoke control in road tunnels	Pracovní dokumenty skupiny 6 a 2 jsou zpracovány v oficiální publikaci PIARC č. 22464. Jako příklad lze uvést kapitoly: Principy šíření kouře na počátku požáru, Poučení z minulých požárů, Ventilace, Organizační zodpovědnosti atd. Kniha rozpracovává práce PIARC z let 1999–2003 a je vydána v anglicko-francouzské verzi (343 s.).
An assessment of fixed fire fighting systems	Dokument uvádí příklady použití sprinklerů v různých zemích a hodnotí jejich možnosti použití.

Z přehledu vyplývá, že byl vykonán velký kus práce, a že výstupy budou na další čtyři roky formovat myšlení odborné veřejnosti. Autor příspěvku předpokládá, že dokumenty budou diskutovány v rámci tunelové sekce České silniční společnosti a některé podstatnější závěry budou publikovány i v časopise Tunel. Oficiální verze dokumentů je možné objednat prostřednictvím internetu u organizace PIARC.

ROADWARE 2007 ROADWARE 2007

The already 13th international road fare, which was organised by the Czech Road Association, was held, already traditionally, in Průmyslový Palác at the Prague Fairground. The exhibition area of 1400m² comprised expositions of 70 firms and organisations specialised in activities in the field of road engineering.

The work of the Road Tunnels technical section, mainly the work in the field of safety, has been more and more significantly breaking through within the framework of the Czech Road Association activities. The section even practically carries out co-ordination between technical activities of the Czech companies which are members of the ITA/AITES and AIPCR/PIARC.

Už v pořadí 13. mezinárodní silniční veletrh organizován Českou silniční společností se tradičně sešel v Průmyslovém paláci na pražském výstavišti. Na výstavní ploše 1400 m² byly představeny expozice 70 firem a organizací zaměřených na činnost v oboru silničního stavitelství.

Zahájení veletrhu proběhlo za účasti vedení Ministerstva dopravy ČR, České silniční společnosti, Ředitelství silnic a dálnic ČR a Státního fondu dopravní infrastruktury. Expozici doprovázel už tradičně dobře zpracovaný katalog, ve kterém jsou obsaženy databáze vystavovatelů i správců pozemních komunikací.

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2007 PRAGUE GEOTECHNICAL DAYS 2007

The already traditional May event, the international seminar Prague Geotechnical Days, which is organised by Stavební Geologie – Geotechnika, a. s., in collaboration with the Czech Geotechnical Society and the Czech Committee of Soil Mechanics and Foundation Engineering, took place under the auspices of the Institute of Theoretical and Applied mechanics of the Academy of Sciences of the Czech Republic.

This year's very hot topic of the seminar was 'Deep construction trenches – New approaches and solutions'. Part of the Prague Geotechnical Days was the 15th Prague geotechnical lecture 'A Strategy for Geotechnical Innovation', delivered by Prof. Frans. Barends from the GeoDelft Institute, the Netherlands, and a workshop on the topic 'Geotechnical Risk Management', which was mainly focused on underground structures.

In addition, a prize for young geotechnicians, which was this time awarded to Lucie Bohatková from SG-Geotechnika, a. s., for the work 'Design for and realization of the stabilization of a landslide at the portal of the Hřebeč tunnel' was handed over.

Ve dnech 21. a 22. května 2007 proběh již tradiční květnový mezinárodní seminář Pražské geotechnické dny, organizovaný Stavební geologií-Geotechnika, a. s., ve spolupráci s ČGtS a CSVMZZS pod patronací Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AVČR.

Letošním velmi aktuálním tématem semináře byly Hluboké stavební jámy – nové přístupy a řešení. Součástí Pražských geotechnických dnů byla i 15. Pražská geotechnická přednáška A Strategy for Geotechnical Innovation, přednesená Prof. Barendsem z GeoDelft Institut Netherland, a workshop na téma Geotechnical Risk Management, který byl většinou zaměřen na podzemní stavby.

Rovněž byla předána cena pro mladé geotechniky, kterou tentokrát obdržela Lucie Bohatková z SG Geotechniky za práci Projekt a realizace sanačních prací sesuvu u portálu tunelu Hřebeč.

V rámci semináře nejprve vystoupil Doc. Ing. Jan Masopust, CSc. z firmy FG Consult, s. r. o., s přednáškou Hluboké stavební jámy v městské zástavbě. Příspěvek se týkal nejen obecné problematiky (geotechnické podklady, metody návrhu hlubokých jam, statické řešení, monitoring), ale zejména praktických příkladů z realizace řady zajímavých projektů v Praze, Bratislavě, Karlových Varech a Březnu u Chomutova.

Příspěvek Ing. Martina Růžičky z firmy Soletanche ČR, s. r. o., popisoval realizaci složitěho zakládání výškové budovy ve strmém svahu v Monaku, kde nebylo možné kotvit pod sousední budovu. Jako druhý

Zvláštní poděkování patří výše uvedeným organizacím, které vysílaly své pracovníky do pracovních skupin, což bylo spojeno s nemalými finančními náklady a časovými nároky. Díky tomu se však Česká republika aktivně podílela na formování dalšího vývoje v této oblasti. Lze si jen přát, aby podobný tým vznikl po kongresu v Paříži, protože jsou již dnes definovány problémy, které je nutné řešit.

PROF. ING. PAVEL PRIBYL, CSc.,
národní gestor C3.3/PIARC, pribyl@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.

Skupina firem podílejících se na realizaci projektování silničních tunelů byla zastoupena. Je potěšující, že v rámci aktivit České silniční společnosti se výrazně prosazuje práce odborné sekce silniční tunely, a to hlavně v oblasti bezpečnosti. Tato sekce prakticky vykonává také koordináční činnost mezi odbornými aktivitami realizovanými asociacemi tunelovou ITA/AITES a silniční AIPCR/PIARC.

Česká silniční společnost usiluje o rozšíření a změny v počtu a zaměření sekcí tak, aby co nejvíce odpovídaly nové struktuře AIPCR/PIARC a jejím výborům. A právě náplň a zaměření odborné sekce silničních tunelů tomuto požadavku vyhovuje.

Z dalších aktivit ČSS lze uvést celostátní silniční konferenci konanou tradičně v říjnu, spolupráci s geotechniky na jarních seminářích a dopravně-inženýrské dny. Úsilí členů společnosti a jejich orgánů je směřováno ve vytváření prostoru pro odbornou diskusi ke koncepčním, technickým a ekonomickým otázkám celého oboru včetně silničních tunelů. ČSS se proto účastní zpracování studií a expertních posudků zaměřených na aktuální problematiku např. na financování rozvoje dálnic nebo rozvoj dopravní infrastruktury pro dané území.

Veletrh Roadware plní nejen svoji funkci obchodní, ale i odbornou, představovanou aktivitami ČSS, si snad svou úlohu podrží i do dalších let.

ING. PETR VOZARIK, vozarik@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.

projekt byla popisována výstavba kruhových pačicích podzemních stěn v prostředí měkkých mořských náplavů v Singapuru. Vzhledem k ideálně kruhovému tvaru byla konstrukce namáhána pouze tlakem a nebylo nutné použít další zajištění.

Zahraniční host Dr.-Ing. Roberto Cudmani, MSc. z firmy Bilfinger Berger AG v Německu ukázal numerické modelování výstavby hloubeného tunelu v měkkých mořských jílech v Oslu. Hloubený tunel byl zajištěn systémem paralelních podzemních stěn s příčnými převážkami.

Ing. Zdeněk Boudík, CSc. z firmy Keller – speciální zakládání, spol. s r. o., seznámil posluchače se dvěma projekty. Jedním byla výstavba podzemních garáží pod stávající historickou zástavbou a v blízkosti řeky Mur ve Štýrském Hradci. Druhým zajímavým projektem bylo podchycování stávajícího zdiva a nových sloupů v komplexu Palladium na náměstí Republiky v Praze.

Posledním přednášejícím v dopoledním programu byl Prof. Ing. Peter Turček, CSc. z katedry geotechniky SvF STU v Bratislavě. Ve svém příspěvku se zabýval třemi projekty hlubokých stavebních jam v Bratislavě. Jednalo se o areál CBC v Karadžičovej ulici, areál Eurovea a stavební jámu pro River park. Prof. Turček u všech projektů podrobně analyzoval problémy přítoků podzemní vody do stavebních jam a jak tyto přítoky omezit.

Odpolední program byl zahájen předáním Ceny akademika Quido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky. Letošní cenu porota udělila RNDr. Lucii Bohatkové ze Stavební geologie Geotechnika, a. s., za analýzu příčin sesuvu svahu při východním portálu tunelu Hřebeč a následně řízení sanačních prací.

Druhý den Pražských geotechnických dnů byl věnován workshopu na téma Řízení geotechnických rizik (Geotechnical Risk Management). Po úvodním slovu Prof. Barendse následoval příspěvek Ing. Martina Staverena z GeoDelft Institute v Nizozemí na téma Uncertainty and ground conditions. A risk management approach. Tento příspěvek byl doplněn vystoupením Doc. Ing. Alexandra Rozsypala, CSc. na téma Předpoklady řízení geotechnických rizik podzemních staveb.

Po přestávce následovaly příspěvky Ing. Vlastimila Rojíka na téma Praktické zkušenosti s řízením rizik, Ing. Petra Chamry na téma Přístupy k řízení rizik na projektu, Ing. Vladislava Johna na téma Řízení rizik v navrhování a realizaci podzemních staveb.

Workshop byl uzavřen panelovou diskusí, kterou řídil Prof. Barends. Z diskuse vyplynulo, že existují všechny předpoklady pro to, aby metodika řízení rizik na inženýrských stavbách byla zavedena do běžné inženýrské praxe a stala se součástí pracovních standardů.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@geotechnika.cz, SG-GEOTECHNIKA, a. s.

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

SPOLEČNÉ VÝROČÍ VODNÍHO DÍLA ŽELIVKA A PRAŽSKÉHO METRA V ROCE 2007
JOINT ANNIVERSARY OF THE ŽELIVKA WATER SCHEME AND PRAQUE METRO IN 2007

Twenty years have passed this year since the overall completion of the most important water-supply scheme in the Czech Republic, which supplies drinking water to Prague and a significant part of the Central Bohemian region. The year 1987 saw the completion of the Želivka waterworks, with the capacity of 7000 l/sec. Part of the scheme is a 51,332m long aqueduct tunnel.

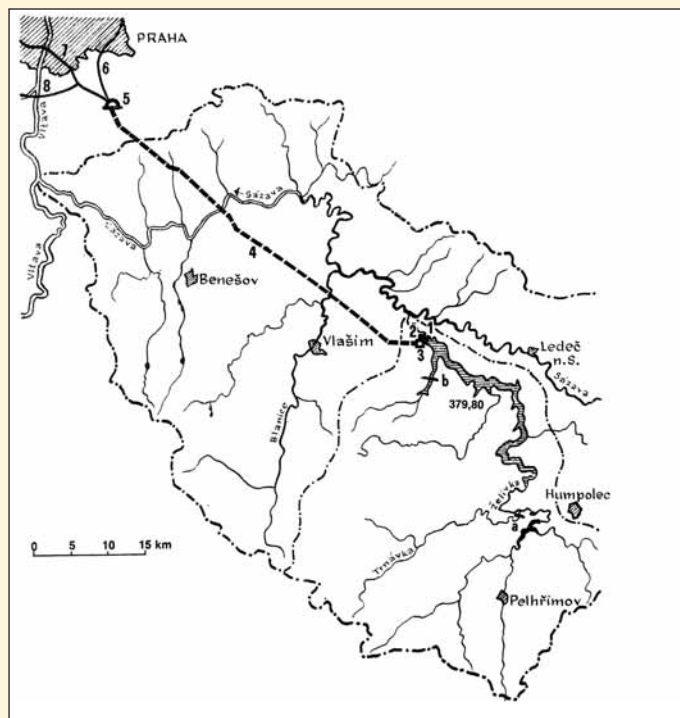
Moreover, the year 2007 means, in a way, an anniversary even for the Prague Metro construction. It was forty years ago, in 1967, that the fundamental decision was made that a heavy rail mass transit system (metro) be developed in Prague and (one year after the commencement of the construction work) the concept of light rail system (so-called 'subsurface tram') be abandoned. The project teams coped with this change without interrupting the operations, and the metro construction continued without any delay.

Nezasvěceného čtenáře může překvapit souvislost dvou tak odlišných staveb, přehrady s úpravnou vody a podzemní dráhy pod stověžatou Prahou.

K objasnění se musíme vrátit o mnoho let zpátky, do doby vzniku firmy Metrostav. Psal se rok 1971, když jiný významný podnik té doby – Vodní stavby – se stal tzv. výrobně hospodářskou jednotkou a z její podstaty byl vyčleněn národní podnik Metrostav. Jádrem nové firmy, dnes akciové společnosti, se staly dřívější závody Vodních staveb 02 – Želivka a 04 – Metro se svými zkušenými pracovníky, kteří postavili velká vodní a inženýrská díla jako Slapy, Lipno, Orlick, Nechranice a kteří se pustili do stavby Želivky i do stavby metra.

Přestože byl nový podnik zaměřen především na výstavbu metra, podílel se i na dalších inženýrských a dopravních stavbách v Praze a pro Prahu v duchu svého podnikového sloganu „Stavíme pro hlavní město Prahu“.

Spolupráce mezi oběma stavbami – metrem a Želivkou – byla vždy bezprostřední. Pracovníci z VDŽ se objevovali na stavbách metra vždy v rozhodujících chvílích, kdy bylo nutno urychlit dokončovací práce před uváděním jednotlivých provozních tras metra do provozu. Pracovali na příklad na stanicích Muzeum trasy C, na Můstku trasy A, na stanicích trasy C do Jižního Města i na povrchových úpravách před otevřením trasy B.



Obr. 1 Dispozice hlavních objektů vodárenského komplexu VDŽ

Fig. 1 Layout plan of main structures of the Želivka water supply scheme

A naopak výrobní základny metra zajišťovaly pro Želivku mechanizační, dílenský, dopravní tesařský a železářský servis. V letech 1986–1987 na oplátku pracovníci z metra pomohli připravit III. – a poslední – etapu výstavby VDŽ do provozu.

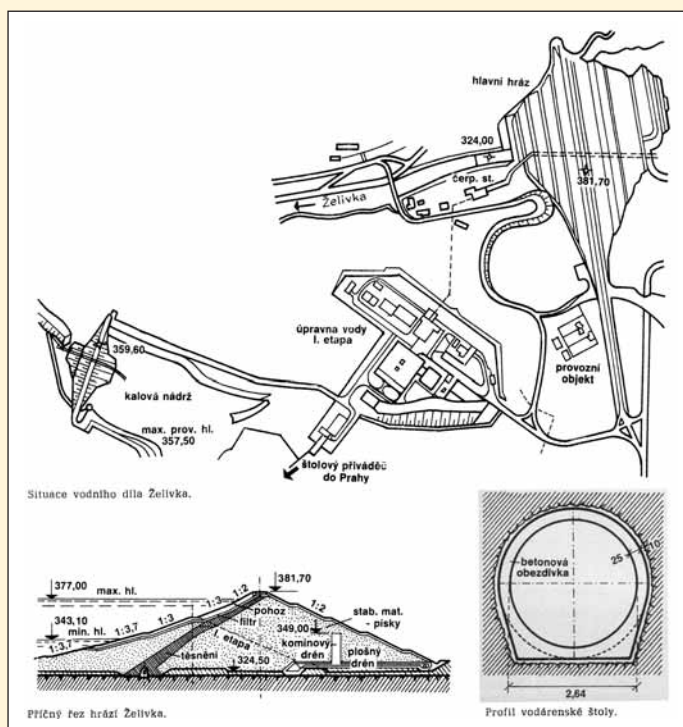
Letos si tedy připomínáme dvacáté jubileum dokončení vodního díla Želivka. Rok 1987 přinesl naplnění mnohaletého úsilí stavbařů a dalších účastníků výstavby – zahájení komplexních zkoušek na plnou kapacitu nové úpravně, tj. na 4000 litrů /s, čímž bylo dosaženo celkového projektovaného výkonu vodního díla – 7000 litrů upravené vody za sekundu.

Rok 2007 je však svým způsobem jubilejní i pro stavbu pražského metra. Před čtyřiceti lety, v roce 1967, padlo totiž zásadní rozhodnutí: postavit v Praze podzemní dráhu typu metra a opustit (rok po zahájení stavby) koncepci tzv. podpovrchové tramvaje. Stavba se s touto změnou vyrovnala „za pochodu“, bez zdržení navázala výstavba metra.

Vrátíme se však k počátkům stavby na řece Želivce. Tři stavební etapy tohoto složitého vodního díla představovaly po dvě desetiletí postupné budování dalšího zdroje pitné vody pro Prahu, která při svém rozvoji již nemohla vystačit s vodou „káranskou“ a „podolskou“.

Bylo to období dokončování Nechranické přehrady na Ohři, odkud byli v roce 1965 přemístěni první pracovníci do Nesměřic u Zruče nad Sázavou, aby zde vybudovali zařízení staveniště pro budoucí stavbu VDŽ. Současně skupina zkušených inženýrů Vodních staveb připravovala realizaci stavby a také odborníci z tehdejšího podniku Uranové doly zahajovali přípravu na ražení padesátikilometrového štolového přiváděče pro dopravu upravené vody do Prahy.

O dva roky později, v roce 1967, se přestěhovalo z Nechranic do Nesměřic celé vedení závodu 02 Vodních staveb a práce se rozběhly naplno. Významným mezníkem toho roku se stal 7. prosinec, kdy došlo k převedení vody Želivky odpadní štolou sdruženého objektu, umožňující založení zemní hráze v celém rozsahu. A vzápětí – na Štědrý den – došlo k jedné z nejvážnějších krizí stavby. Přišla velká voda a ohrožovala přelitím hráz pravobřežní jímky. Jen s krajním vypětím a obětavostí dozeristů, neustále zvyšujících korunu hráze, bylo zabráněno destrukci, která by měla katastrofální následky zejména pro obec Nesměřice v podhradí. Strávil jsem tehdy Vánoce v gumovkách na hrázi.



Obr. 2 Situace vodního díla Želivka, příčný řez hrázei a vodárenskou štolou
Fig. 2 Situation of the Želivka waterworks; a cross section through the dam and aqueduct tunnel



Obr. 3 Údolí řeky Želivky před zahájením stavby
Fig. 3 A view of the Želivka River valley before the construction commencement

Takže i VDŽ si připomíná kromě dvacátého i čtyřicáté jubileum významných událostí, tak jako metro.

První etapa výstavby VDŽ, jejímž cílem bylo zajistit 3000 litrů vody/s pro Prahu, byla pak slavnostně uvedena do provozu před třiceti pěti lety, dne 25. května 1972. Voda z úpravní začala proudit štolovým přivaděčem do Prahy. Tento dosud nejdelší tunel v ČR patří u nás i ve světě mezi unikátní inženýrská díla jak svým technickým uspořádáním, tak odvážností koncepce dopravy pitné vody z vodárny do míst spotřeby na velkou vzdálenost. Zásobuje rozsáhlé území s vysokou koncentrací obyvatelstva a není za něj náhrady. Proto velmi záleží na jeho bezporuchovém provozu.

Přivaděč, jehož generálním dodavatelem byl právní předchůdce dnešní akciové společnosti Subterra, tehdejší národní podnik Uranové doly Příbram, byl ražen konvenčním způsobem pomocí trhaviny současně ze 14 čeleb a jeho délka je 51,332 km. Navazuje na regulační vodojem úpravní vody a končí uzavěrovou komorou ve Vestci, kde se rozvětňuje do dvou potrubí DN 1600 délky 606 m, která ústí do přítokových komor vodojemů Jesenice. Štola je kruhového profilu, v podstatné části opatřena betonovou obezdívkou o tloušťce 20 – 35 cm z monolitického betonu, kterého bylo do podzemí uloženo přes 250 000 m³. V exponovaných místech je počítáno se spolupůsobením těžké hutní výztuže. Světlý průměr štoly je 2,64 m. V místě přechodů a vyšších tlaků je opatřen ocelovým potrubím o tloušťce 10 mm upnutým do betonové obezdívky. Povrch potrubí je uvnitř chráněn metalizací a ochrannými nátěry. Přivaděč podchází pod řekami Blanici a Sázavou shybkami v hloubce 20 a 30 m. Výškový rozdíl mezi začátkem a koncem přivaděče je 24,3 m, mezi nejvyšším a nejnižším místem 120,8 m. Spádové poměry se pohybují v rozmezí od 0,02 ‰ do 9,90 ‰. Minimální výška nadloží je 7 m, maximální 175 m. Na ŠP je 18 objektů, které umožňují správnou hydraulickou funkci, provoz, údržbu a revize celého ŠP.

Stavba VDŽ přinesla i několik dalších zajímavých technických řešení. Tak na příklad vany filtrů úpravní vody uspořádané do 32 filtračních jednotek byly postaveny – smontovány ze vzájemně spínaných prefabrikovaných stěnových desek. S úspěchem byla zavedena výroba filtračních meziden, která mohla být dodávána i na jiné stavby v rámci podniku. Šachtový přeliv sruženého funkčního objektu byl postaven z lícových prefabrikátů bez podepření převislých ploch přelivné „lilie“ podle patentovaného řešení autora článku, které bylo využito i na vodním díle Ružiná na Slovensku. Svým způsobem unikátní byla i stavba dvou stotisíckubíkových vodojemů v Jesenici u Prahy v rámci I. a II. etapy výstavby.

Není rovněž bez zajímavosti, že první těžký ripper-dozer Caterpillar D8H a kolový nakladač 986K byly u Vodních staveb nasazeny právě na VDŽ při zakládání injekční štoly hráze a při hloubení základové jámy pro regulační vodojem na úpravně vody. Při násypu zemní hráze se znovu uplatnila osvědčená těžební a dopravní technika z vodního díla Nechanice. V zemníku stabilizačních hlín u Hulic pracoval mohutný elektrický bagr o obsahu lžice 2,5 m³ a byly zde – ale bez očekávaného efektu – vyzkoušeny i velkotónážní vozy, soupravy T 138 + D 10 (jednoosé tahače s dumpem o nosnosti 20 t), přezdívané „brontosaurus“. Jílové materiály těsnícího jádra se dovážely z blízké lokality u Švihova. Jejich hutnění byla věnována zvláštní péče zejména v napojení na injekční štola a sružený objekt. Násyp tělesa zemní hráze, rozdělený na stabilizační a těsnící část, filtry



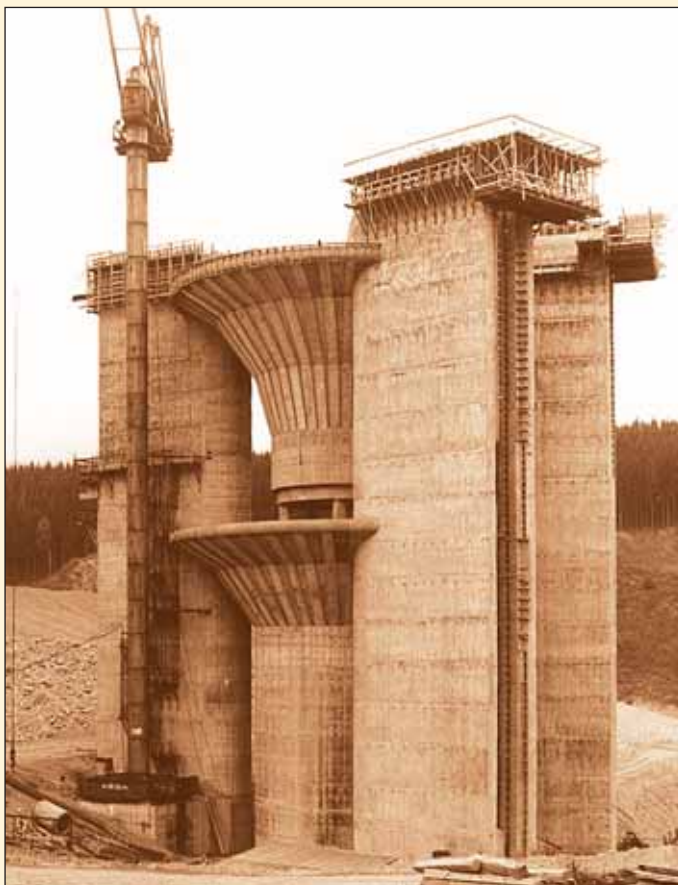
Obr. 4 Pohled stejným směrem po dosypání hráze na kótu první etapy
Fig. 4 A view in the same direction, after the completion of the 1st stage of the embankment

a kamenný pohoz, byl citlivý na povětrnostní vlivy. Zajištění jeho kvality mohlo být dosaženo jen dobrou spoluprací se staveništní laboratoří. Pod její kontrolou byla přirozeně i kvalita betonů přísně sledovaná zejména z hlediska vodotěsnosti. Tehdy se ještě příliš nevyužívalo čerpaného betonu.

K ukládání betonu, ale i k montáži bednění a výztuže, sloužil jediný věžový jeřáb MB 120.

Násyp tělesa hráze byl původně rozvržen do dvou etap výstavby vodního díla. To by bylo však znamenalo přerušit osvědčený cyklus zemních prací na deset let.

Stavba byla tehdy postavena před otázkou: dokončit jen první etapu násypu na výšku 40 m, přesunout mechanizaci a zapracované posádky na jiné stavby, nebo dosáhnout uvolnění potřebných investičních prostředků v předstihu a plynule pokračovat se zvyšováním koruny hráze o dalších 18 m na definitivní kótu. Garance termínů dodávky vody pro Prahu byla přirozeně základní podmínkou nového návrhu, který přinášel zvětšení objemu zemních prací na dvojnásobek – na 2,3 milionů m³. Současně však bylo nutno zajistit mnoho stavebních úprav ve zdraví,



Obr. 5 Sružený objekt s přelivnými lilie
Fig. 5 The combined intake-emergency spillway tower



Obr. 6 Lože pro montáž soupravy CIFA k betonáži štolového přivaděče
Fig. 6 The bed for the assembly of a CIFA formwork set for casting of the aqueduct tunnel lining

demolic stávajících a výstavbu náhradních objektů včetně komunikací, odlesnění a asanace území.

Byl to tehdy klíčový moment výstavby, rozhodující o jejím úspěchu či neúspěchu, a to zejména z ekonomického hlediska. Tehdejšímu vedení závodu se podařilo za porozumění a významné podpory investora prosadit progresivní řešení postupu stavby bez přerušení. To přineslo i zvýšení kvality surové vody díky možnosti využít celý zásobní prostor zdrže v předstihu již během provozu I. etapy díla. V souladu s harmonogramem výstavby bylo 1. 9. 1969 zahájeno napouštění nádrže a v listopadu 1971 byla hráz dosypána na konečnou kótu.

Všechny plánované parametry díla byly splněny: termíny, kvalita i rozpočtové náklady.

S devizou úspěšné finality a kvality stavebních prací pak pokračoval Metrostav i na trasách pražského metra; od památného května roku 1974, kdy vyjel první vlak pod Prahou, přes další úseky, kterými se uzavřel roku 1985 trojúhelník sítě tří tras metra v centru města, sítě, která se neustále rozrůstá a neskončí, dokud město žije a dál se rozvíjí.

V souvislosti s metrem vyrostly v Praze a pro Prahu i další stavby: rekonstrukce lanovky na Petřín, centrální tenisový dvorec na Štvanici a mnoho jiných. Před dvaceti lety, v roce 1987, k nim přibyla i III. a poslední etapa Vodního díla Želivka.

Od té doby přitekly do Prahy miliardy litrů pitné vody, od té doby přibýlo k prvním třem provozním úsekům metra na trasách A, B, C dalších 22 km kilometrů nových tratí. A stavba nových úseků metra pokračuje, nové tunely se prodlužují do vzdálených čtvrtí a připravují se již trasy pro příští generace.

ING. KAREL MATZNER, matzner@volny.cz

LITERATURA / REFERENCES

- (1) Lepka: Vodní dílo Želivka
- (2) Chlum, Kraus, Bořek, Nikolaev: Voda ze Želivky pro Prahu
- (3) Chlum a kol.: Vodohospodářský rozvoj a výstavba v ČSR
- (4) Uhlík: 30 let Vodního díla Želivka – zkušenosti z provozu štolového přivaděče, Tunel 2002
- (5) Matzner: Výstavba zemní hráze vodního díla na Želivce. Vodní hospodářství, 1968, č. 9
- (6) Matzner: Bednění pro převislou železobetonovou konstrukci. Patentový spis č. 142037, 1971
- (7) Matzner: Metrostav končí další etapu stavby Vodního díla Želivka, Zpravodaj

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

PROČ PŘÁVĚ „4. DIMENZE VELKOMĚST“? (zamyšlení k 11. červenci – k Světovému dni populace)

WHY WAS IT “THE 4TH DIMENSION OF METROPOLISES”?

(reflection on the occasion of the 11th July – the World Population Day)

After the successful conference “Underground Construction Prague, 2003”, when the CTuK decided to stand as a candidate for the ITA/AITES WTC 2007 in Prague, it was necessary to find the congress motto which would focus the technical topics on burning issues of the underground engineering from a wider perspective. Not only technical issues but also all-society ones.

The orientation on the exploitation of the underground space in big cities is based on many demographical studies carried out during recent decades, which were even included into the agenda of the UNO General Assembly. Underground urbanism had become a new technical and architectural discipline. Thus the content of the term ‘underground engineering’ became much wider compared with the original narrow tunnelling concept. This was why the CTuK chose, in line with the ITA/AITES strategy, the title for the World Tunnel Congress 2007 in Prague: Underground Space – 4th Dimension of Metropolises.

Když se po úspěšné tunelářské konferenci „Podzemní stavby Praha 2003“ rozhodl ČTuK kandidovat na pořádání světového tunelářského kongresu ITA/AITES WTC 2007 v Praze, bylo třeba zvolit název kongresu, který by orientoval odborná témata na palčivé problémy podzemního stavitelství z širšího hlediska. A to nejen na problémy technické, ale i celospolečenské. Nejde pouze o to, umět postavit podzemní dílo i v těch nejobtížnějších geotechnických podmínkách, ale nalézt a obhájit pro jeho realizaci pádné, přesvědčující argumenty společenské, rozvojové, ekologické a ekonomické, zvýrazňující jeho využití a účelnost z dlouhodobých hledisek.

Může to být mnohdy obtížnější, než nalézt optimální technické řešení.

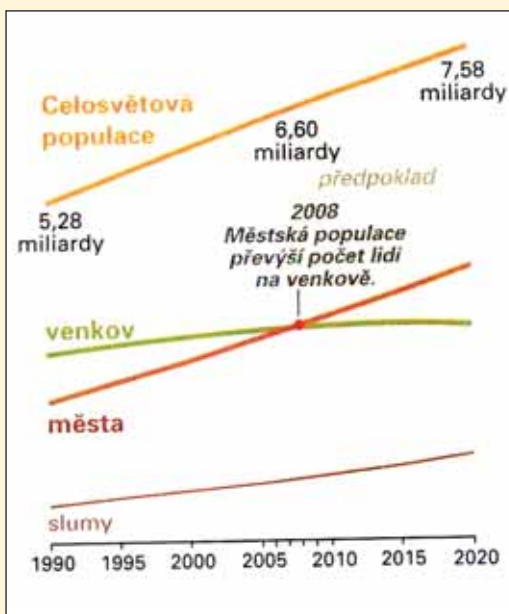
ITA-AITES se touto problematikou zabývá již řadu let a svou strategii vyjádřila i publikací „Why go underground?“ vydanou v roce 2002 jako příspěvek pro využití podzemí k udržitelnému rozvoji společnosti.

Orientace na využití podzemí ve velkoměstech vychází z mnoha demografických studií posledních desetiletí, které se dostaly se i na pořad jednání Valného shromáždění OSN. Zasedání UN HABITAT v Ankaře se již koncem osmdesátých let zabývalo např. prognózami a perspektivami vývoje společnosti z mnoha hledisek, přičemž vzrůstající migraci venkovského obyvatelstva do měst byla věnována mimořádná pozornost. Za celý svět soustřeďuje data Populační divize OSN.

Podzemní urbanismus se stal novou technickou a architektonickou disciplínou. Pojem podzemního stavitelství se jím široce otevřel z původního úzkého pojetí tunelářského. Světové tunelářské kongresy ve výčtu svých témat neopomínají podzemní urbanismus citovat.

Připomeňme si, že příkladem pro další rozvoj této disciplíny bylo známé Ville Souterraine, největší podzemní město na světě, budované od 60. let minulého století pod historickým centrem Montrealu. Zhruba na 4 milionech m² plochy se tu nachází přes 1600 obchodů, 200 restaurací, 45 bank, desítky divadel a hotelů.

Profesor Sebastiano Pelizza, exprezident ITA-AITES, zdůrazňoval: „Přírůstky obyvatelstva, rostoucí počet velkých měst, problémy se zásobováním pitnou vodou, odváděním odpadních vod, jakož i zajištění dopravních cest, zavlažovacích zařízení, přesun lidí a zboží mezi regiony, zeměmi a kontinenty, přinášejí neustále rostoucí potřebu stavebních aktivit v podzemním prostoru. Tunely umožňují a ulehčují lidské činnosti. Jsou sice nákladnější, ale představují významný přínos k ochraně životního prostředí, bezpečnosti v dopravě a v ochraně městských životních prostor, ke zkrácení dopravních cest a k časovým úsporám.“



Cesta směřující do podzemí se stále častěji stává jediným řešením. V časopise Tunel jsme se touto problematikou již vícekrát zabývali.

V Praze symbolizovala cestu do podzemí od počátku stavba metra. Proto i publikace o jeho výstavbě vydaná na počátku devadesátých let nesla název „Metro – čtvrtá dimenze velkoměsta“. Nežůstalo však jen u metra, pokračuje síť kolektorů a plánují se další stavby.

Proto jsme neváhali a v souladu se strategií ITA/AITES jsme zvolili v tomto smyslu i název světového kongresu 2007 v Praze. Do tohoto rámce vhodně zapadlo i téma Open Session zvolené Ex-Co ITA/AITES. Zabývalo se financováním podzemních staveb z mnoha hledisek a zdůraznilo formu „PPP“ – Private Public Partnership, která rozšiřuje zájem organizací zúčastněných na výstavbě o trvalou prosperitu a efektivnost podzemního díla. Využití podzemního prostoru pod zastavěným územím, „subvilánu“ velkoměst, přestává být problémem technickým, jak nás o tom přesvědčily příspěvky Keynote Lectures i další příspěvky letošního kongresu, ale zůstává problémem převážně ekonomickým.

U příležitosti letošního Světového dne populace si můžeme ověřit, do jaké míry byly dřívější prognózy, které jsme často považovali až za příliš pesimistické, oprávněné.

V rozhlasové besedě 11. července věnované těmto problémům vystoupila Prof. Dr. Jitka Rychtaříková z katedry demografie a geodemografie Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy a předsedkyně České demografické společnosti. Na mnoha číslech demonstrovala, že skutečnost dřívější prognózy nejen potvrzuje, ale i překonává.

Za posledních 500 let počet obyvatelstva vzrostl zhruba 20x, z 300 milionů na 6,7 miliardy.

Za posledních 50 let se počet obyvatel zeměkoule zdvojnásobil, přičemž se výrazně změnila věková pyramida nárůstem věkové skupiny 60–65 let. V roce 1800 žila na světě 1 miliarda lidí, v roce 1987 již 5 miliard, v současnosti 6,7 miliardy. A to při stagnaci obyvatelstva vyspělých zemí a s mohutnými přírůstky v zemích rozvojových.

Známým příkladem je Čína, kde počet lidí v letech 1949 – 1969 vzrostl z 542 milionů na 807 milionů, za posledních sto let se zvýšil 7x a roku 1998 dosáhl 1,223 miliardy obyvatel i při limitované porodnosti 1 dítě na rodinu od roku 1979. Současný přírůstek počtu obyvatel je 1,4 % za rok. Při obrovské rozloze téměř 10 mil. km² dosahuje Čína lidnatosti téměř jako ČR, 128 ob./km² (ČR 132 ob./km²).

Podle posledních údajů Populační divize OSN

- je celosvětově vývoj obyvatelstva za kulminací jeho přírůstků;
- přírůstek činil v polovině šedesátých let 2,5 % za rok, v rozvojových zemích až více než 3,0 %, dnes již je pod 2,5 % (v Evropě 0,1%!);
- předpokládá se pokles porodnosti do roku 2050 na 2 děti na jednu ženu a ustálení počtu světové populace na 9,4 miliardy;
- na přelomu let 2007/2008 (tj. dříve oproti původním předpokladům) bude žít na světě 50 % populace ve městech a podíl městského obyvatelstva se bude nadále zvyšovat.

Nás tedy zvláště zajímá poslední údaj, který má přímý vliv na problematiku využití podzemního prostoru ve městech. Na tuto migrační vlnu nejsou dosud světová města hlavně v rozvojových zemích vůbec připravena. Dál se rozšiřují a vznikají nové „slumy“ v anglofonním světě, „squatty“ a „favely“ ve světě latinskoamerickém či indické „zopadpatti“.

Až se přechýlí jazýček na pomyslných vahách ve prospěch městské populace, ti první pravděpodobně přibudou – do slumu.

Podle OSN je slum městskou oblastí, kde lidé žijí většinou v přeplněných, ilegálně postavených příbytcích, v nichž chybí čistá voda a odpovídající hygienická zařízení. Podle odhadů OSN ve slumech dnes žije více než miliarda lidí, tedy třetina obyvatel měst, a toto číslo dále poroste.

Jejich příkladem mohou být snad největší světový slum – čtyřmilionová chudinská čtvrt Neza-Chalco-Itza v Ciudad de México či největší asijský slum Dharaví o rozloze 2,5 km² a milionem obyvatel v centru dvacítmilionové Bombaje, slumy na obvodu afrických měst, nepřehledné chudinské čtvrti v peruánské Limě či kolumbijské Bogotě nebo primitivní osídlení přilepené na svazích kolem Rio de Janeira. Zvláště drastická situace pak nastává v Číně, kde současný stav infrastruktury měst zdaleka neodpovídá a nestačí rychle rostoucím investicím v rámci překročné industrializace země.

Zajímavé je, že nejvíce městského obyvatelstva žije v USA a Kanadě, pak v Latinské Americe a až na 3. místě je Evropa, kde se v rámci EU uvádí 70 % obyvatel bydlících ve městech. To odpovídá i stavu v ČR, přičemž se ale předpokládá, že městským způsobem žijících obyvatel je u nás ještě více.

Světový den populace nám připomíná problematiku, která se nás v Evropě až tak bezprostředně nedotýká, ale jak dlouho...? Demografické údaje nepřímě, ale výrazně potvrzují správnost orientace podzemního stavitelství na citovanou 4. dimenzi velkoměst, která by měla přispět k řešení rostoucích nároků na městskou infrastrukturu.

V té souvislosti jsou zajímavá i čísla porodnosti u nás a ve světě. Oproti celosvětovému průměru přesahujícímu zatím 2 děti na 1 ženu, byl u nás od počátku 60. let zaznamenáván pokles porodnosti až na 1,13 dítěte v 90. letech, v současnosti je pak 1,3 a letos se očekává další růst na 1,4 dítěte. Odpovídá to situaci v Německu a Rakousku, jen Francie si udržuje vyšší procento – 1,98 %. Přitom je zajímavé, že romská populace s vyššími přírůstky celkové procento ovlivňuje zanedbatelně a že vliv přistěhovalců je krátkodobý; přistěhovalecká populace, byť momentálně s vyššími přírůstky, se brzy dostane na průměr populace domácí.

Prognóza vývoje u nás není tedy podle Prof. Rychtaříkové nijak optimistická. Podle současných údajů může klesnout počet obyvatel v ČR do roku 2050 na 8 milionů. A při výpočtu podle varianty konstantní plodnosti, tj. při zachování stavu plodnosti v ČR z roku 2000, by v roce 2300 žilo v ČR pouze 60 000 obyvatel.

Ale tím se jistě nedáme deprimovat. Zatím světová města čelí zcela opačným problému. K jeho zdołání je třeba tu čtvrtou dimenzi velkoměst co nejefektivněji využít.

ING. KAREL MATZNER, matzner@volny.cz
sekretář vědecké rady ITA-AITES WTC 2007

Podklady:

ITA/AITES: *Why go underground?*

Hamburg Messe und Congress GmbH: *Die Zukunft liegt unter uns*
Reader's Digest Výběr: *Atlas světa pro nové století*
National Geographic, 2007

Rozhlasová beseda s Prof. Dr. Jitkou Rychtaříkovou, předsedkyně České demografické společnosti, katedra demografie a geodemografie Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy

PODZEMNÍ VÝUKOVÉ STŘEDISKO JOSEF OTEVŘENO INAUGURATION OF THE UNDERGROUND EDUCATIONAL FACILITY JOSEF

20th June saw the inauguration of the Underground Educational Facility Josef (UEF Josef) of the Faculty of Civil Engineering of the Technical University in Prague. The facility was developed in a part of an abandoned mining working near Prague, in the Čelina – Mokrsko locality, which was closed after an extensive survey into gold deposits. This locality was chosen, first of all, because of the fact that the underground spaces run through a wide rock spectrum and underground engineering-related activities can be demonstrated under various geological conditions, within a relatively small space. The outlook for the future is that the UEF Josef will be available even for other universities, research institutes and firms active in the field of underground engineering, domestic and foreign.

20. června 2007 bylo slavnostně otevřeno Podzemní výukové středisko Josef (PVS Josef) Fakulty stavební ČVUT v Praze. Otevření tohoto jedinečného pracoviště se zúčastnilo 130 hostů reprezentujících vysoké školy, firmy z oboru stavebního inženýrství a státní správu. Součástí slavnostního ceremoniálu bylo i vysvěcení sošky svaté Barbory Jiřím Kopejskem, velmistrem Rytířského řádu křížovníků s červenou hvězdou.

Středisko vzniklo v části opuštěného podzemního díla v lokalitě Čelina – Mokrsko, které bylo po rozsáhlém průzkumu zlatonosných ložisek uzavřeno. Tato lokalita byla vybrána zejména proto, že podzemní prostory procházejí napříč širokým horninovým spektrem



Obr. 1 Vstupní portál štoly Josef
Fig. 1 The entrance portal of the Josef gallery



Obr. 3 Ing. Jiří Bělohav, generální ředitel Metrostav a. s., předává symbolický klíč od podzemí děkanovi stavební fakulty ČVUT prof. Z. Bittnarovi
Fig. 3 Ing. Jiří Bělohav, Metrostav a. s. CEO, passes the symbolical key of the underground over to Prof. Z. Bittnar, the Dean of the Faculty of Civil Engineering of the Technical University in Prague

a na poměrně malém prostoru je možné názorně demonstrovat činnosti související s podzemním stavitelstvím v různých geologických podmínkách.

Současný stav PVS Josef představuje 600 m zrekonstruovaných štol s kratšími bočními rozrážkami a provizorní povrchové zázemí pro studenty a pedagogy. Rekonstrukci podzemí provedl na své náklady Metrostav, a. s.

Pro studenty a pedagogy FSv ČVUT je toto pracoviště významným krokem k inovaci výuky v oblasti geotechniky, geologie, inženýrské geologie, materiálového inženýrství, speciální geodézie, důlního měřičství atd. Výuka bude zahájena v novém akademickém roce 2007/08.

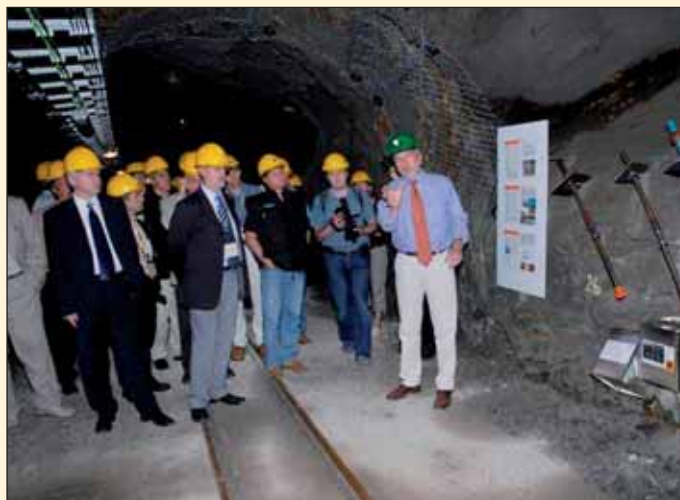
Výhled do budoucnosti počítá se zpřístupněním PVS Josef i ostatním vysokým školám, výzkumným institucím a firmám z oblasti podzemního stavitelství z České republiky i ze zahraničí.

Vize konečné podoby předpokládá zprovoznění, resp. vyražení dalších podzemních prostor a dobudování moderního zázemí (rekonstrukce stávající budovy pro administrativní servis, ubytovací kapacity, dílny a povrchové laboratoře). Tím by se měl celý areál přeměnit v Podzemní výzkumné centrum Josef. Smělé plány jsou však podmíněny získáním finančních prostředků ze strukturálních fondů EU.

PROF. ING. JAROSLAV PACOVSKÝ, CSc.,
pacovsky@fsv.cvut.cz, FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT PRAHA



Obr. 2 Část rekonstruované páteřní štoly
Fig. 2 Part of the reconstructed arterial gallery



Obr. 4 Prof. J. Pacovský seznamuje hosty s expozicemi pro studenty
Fig. 4 Prof. J. Pacovský acquaints the guests with exhibitions for students

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICCE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA (STAV K 14. 5. 2007)

NOVÉ SPOJENÍ – VÍTKOVSKÉ TUNELY

V jižním i severním raženém tunelu pod vrchem Vítkov dokončily firmy METROSTAV a. s. a SUBTERRA a. s., betonáže definitivního ostění z monolitického betonu. V době sepisování aktuality provádí SUBTERRA betonáž posledních dvou sekcí hloubeného tunelu před západním portálem. V trase tunelů se pokládají drenáže, betonuje se dno do výšky základových prahů tunelových trub, osazují se suchovody a dokončují se práce na hrubé stavbě tunelů a jejich propojek. V nejbližším období bude zahájeno zasypávání hloubených úseků a provádění finálních terénních úprav u obou portálů tunelových trub. Předání dvoukolejných železničních tunelů investorovi je plánováno ke konci února 2008.

TUNEL KLIMKOVICE

V tunelu B byly dokončeny práce na cementobetonovém krytu vozovky. Na tunelu A se v současné době betonáž krytu zahajuje. Zásypy na portálech jsou dokončeny s výjimkou uložení mozaiky lomového kamene na ostravském portále. Firmy METROSTAV a. s. a SUBTERRA a. s., provádějí poslední drobné dokončovací práce a zajišťují provádění montáže provozní technologie v tunelových troubách.

TUNEL ŠPEJCHAR – PELC TYROLKA (ŠPELC)

Z trojské strany zahájil METROSTAV a. s., ražbu severní tunelové trouby (STT) 9. července. STT má celkovou délku 2 230 m, z toho je 1568 m dvoupruhový a 662 m třípruhový tunel. Ražba se provádí podle zásad Nové rakouské tunelování metody. V současnosti se razí v technologické třídě IV o plošnosti kaloty 67,64 m² a příčném průřezu opěří se spodní klenbou 54,08 m². Dosud je vyraženo od portálu 110 m kaloty, 36 m opěří a 16 m spodní klenby dvoupruhového tunelu. S měsíčním odstupem (8. srpna) pak společnost SUBTERRA a. s., razí první metry jižní tunelové trouby (JTT) celkové délky 2 223 m (1668 m dvoupruh, 555 m třípruh). V profilu kaloty JTT je situována průzkumná štola. Ke dni sepsání aktuality byla kalota dvoupruhového tunelu pod ochranou mikropilotového deštníku vyražena v délce 15 m.

TUNEL STAVBY 514

Tunel stavby 514 Pražského okruhu v úseku mezi Lochkovem a Radotínem razí akciová společnost HOCHTIEF Construction AG a HOCHTIEF CZ. Dvoupruhová tunelová trouba je do úrovně kaloty vyražena již v délce 810 m z celkové délky 1252 m. V úseku 49 m od raženého portálu je tunelový průřez uzavřen protiklenbou (TT 5b – 102,84 m²). V dalších 580 m je vyraženo také opěří tunelu. V třípruhové tunelové troubě (v ní byla v předstihu vyražena průzkumná štola) se čelba tunelu posunula již do vzdálenosti 802 m od portálu (délka tunelu 1302 m). Podobně jako u dvoupruhového tunelu je prvních 57 m průřez uzavřen protiklenbou (celkový průřez TT 5b – 125,06 m²). V navazující délce 370 m je pak kalota prohloubena o další část členěného výrubu – opěří. Z celkového počtu 6 propojek mezi tunely jsou vyraženy první 2 únikové chodby pro pěší. Před lochkovským portálem začala proudová betonáž základových pasů pro třípruhový hloubený tunel. Vybetonován je úsek pro první sekci bednění v délce 10 m.

TUNEL STAVBY 513

Při výstavbě SOKP (silniční okruh kolem Prahy) stavby 513 zahrnující tunel mezi Komořanami a Cholupicemi pokračovali raziči SKANSKA BS na objektech rozestavěných a započali práce i na objektech nových. Na objektu „Dešťová kanalizace“ bylo vyraženo zbývajících 27 m štoly s prorážkou k l. 7. 2007. V současnosti pokračují práce ve štole montáží mezilehlé izolace a provádí se betonáž dna štoly. Razí se třípruhový tunel

THE CZECH REPUBLIC (AS OF 14 AUGUST 2007)

THE NEW CONNECTION PROJECT – THE VÍTKOV TUNNELS

METROSTAV a. s. and SUBTERRA a. s. completed the casting of the final concrete lining in the southern and northern mined tunnels under Vítkov Hill. At the time of the writing of these Current News, SUBTERRA a. s. is casting the last two sections of the cut and cover tunnel in front of the western portal. The tunnel drainage is being laid along the tunnel routes, the invert is being cast up to the level of the continuous footing of the tunnel tubes, dry fire mains are being installed and the tunnels and cross passages are being structurally completed. The backfilling of the cut and cover sections of the structure is about to start, as well as the terrain finishes at both tunnel portals. The act of final acceptance of the double-track railway tunnels by the client is planned for the end of February 2008.

THE KLIMKOVICE TUNNEL

The casting of the concrete roadway in the tunnel B has been completed. The roadway casting is beginning in the tunnel A. The backfilling operations at the portals has been completed, with the exception of the laying of a rough stone mosaic at the Ostrava portal. METROSTAV a. s. and SUBTERRA a. s. are carrying out small items of finishing work and ensure the installation of operating equipment in the tunnel tubes.

THE ŠPEJCHAR – PELC TYROLKA TUNNEL (ŠPELC)

On the 9th July 2007, METROSTAV a. s. commenced the excavation of the northern tunnel tube (NTT) from the Trója district side. The total length of the NTT amounts to 2230m; this length consists of a 1568m long double-lane tunnel section and 662m triple-lane section. The NATM excavation technique is being used for the excavation, which is divided into the top heading (excavated cross section of 67.64m²) and bench with invert (54.08m²). Till now, 110m of the double-lane top heading, 36m of bench and 16m of invert excavation (measured from the portal) through the excavation support class IV has been completed. SUBTERRA a. s. started the excavation of the initial meters of the southern tunnel tube (STT) one month later (on 8 August). This tube is 2223m long, with the double-lane and triple-lane sections 1668m and 555m long, respectively. The exploratory gallery is found within the cross section of the STT top heading. As of the date of writing these Current News, a 15m long section of the top heading excavation under the protection of canopy tube pre-support was completed.

THE TUNNEL IN THE CONSTRUCTION LOT 514

The tunnel in the construction lot 514 of the Prague Ring Road, in the section between Lochkov and Radotín, is being driven by HOCHTIEF Construction AG and HOCHTIEF CZ. The excavation of the double-lane tube has been completed up to the top heading level at a length of 810m of the total length of 1252m. The tunnel cross section is closed by an invert structure throughout a 49m long section passing through the excavation support class 5b (the length is measured from the mined portal). The bench excavation is completed throughout another 580m long section. Regarding the triple-lane tunnel tube (where the exploratory gallery had been completed in advance), the tunnel excavation face has moved 802m away from the portal (the tunnel is 1302m long). Similarly to the double-lane tunnel tube, the profile is closed with an invert throughout the initial 57m (the overall cross sectional area for the excavation support class 5b is 125.06m²).

The situation at the double-lane tunnel is similar. The profile is closed by invert throughout the initial 57m (the total cross sectional area when passing through excavation class 5b is 125.06 m²). The next part of the sequential excavation, i.e. the bench excavation, has been completed in the adjacent 370m long section. Of the total number of 6 cross passages, the excavation of the initial two esca-



Obr. 1 Bednění a výztuž napínacího výklenku v tunelech Nového spojení
Fig. 1 Formwork and reinforcement for a traction tensioning chamber in the tunnels of the New Connection Project

z komořanského portálu s odvozem rubaniny přes krátký příporťalový úsek průzkumné štoly. Kalota tunelu je zajištěna primárním ostěním v délce 470 m, v opěři je vyraženo již 200 metrů. Počátkem června začaly práce na cholupickém hloubeném tunelu vrtáním a osazováním pilot a zápor pro zajištění stavební jámy. V době sepsání aktuality probíhají výkopové a zajišťovací práce pod druhou úrovní kotevních převážek. Od začátku července se rozběhly také práce na výkopu a zajištění stavební jámy hloubeného tunelu před komořanským portálem.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL SITINA

V sobotu 23. júna 2007 sa uskutočnilo slávnostné otvorenie diaľničného tunela Sitina na úseku diaľnice D2 Lamačská cesta – Staré Grunty v Bratislave. Tunel s dvomi rúrami dĺžkami 1415 a 1440 m je prvým dvojúrovňovým diaľničným tunelom na Slovensku a po tuneloch Branisko a Horelica už tretím v prevádzke. Pre dopravu bol tunel otvorený nasledujúci deň, pričom pozitívne dôsledky na dopravnú situáciu v Bratislave boli citeľné takmer okamžite. Cez pracovné dni tunelom prechádza viac než 20 tisíc vozidiel v jednom smere denne, čoho viditeľným dôsledkom je najmä razantné odľahčenie preťaženej križovatky Patrónka. Výstavba tunela začala v roku 2003 a jeho zhotoviteľom bolo združenie Taisei – Skanska. Fotoreportáž z otvorenia tunela je na osobitnej stránke časopisu.

TUNEL BÔRIK

Výstavba diaľničného tunela Bôrik dĺžky takmer 1 km na podtatranskom úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce pokračovala po vyrazení pilierových štôlní razením hlavných tunelových rúr od oboch portálov. V júli 2007 je už vyrazených viac ako 220 m v oboch rúrach od východného portálu, kým na západnom portáli, kde sa začalo s razením neskôr, je vyrazených 17 m, resp. 6 m kaloty. Pri predpokladanom tempe razenia na štyroch čelách by sa prerážka kaloty mohla konať na prelome rokov.

ŠTÔĽNA POĽANA

Práce na razení prieskumnej štôľne pre tunel Poľana na úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité Poľana v smere do Poľska, boli v máji 2007 po vyrazení úseku dĺžky 302 m zastavené. Dôvodom je rozhodnutie investora, Národnej diaľničnej spoločnosti a. s., o zmene koncepcie výstavby tunelov na diaľnici D3. Tunel Poľana mal byť pôvodne v prvej etape vybudovaný s jednou tunelovou rúrou pre obojsmernú premávku, pričom štôľna mala byť upravená na funkciu únikovej cesty. Podľa novej koncepcie by mali byť vybudované a spojznené obe tunelové rúry. Začiatok ich výstavby by pritom nemal byť neskôr než v roku 2009.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk

pe galleries for pedestrians has been finished. The flow-method casting of the continuous footings for the three-lane cut and cover tunnel has started in front of the Lochkov portal. The footing section required for the erection of the 10m-long formwork for the initial block of the tunnel has been completed.

THE TUNNEL IN THE CONSTRUCTION LOT 513

In the process of construction of the Prague City Ring Road (the outer ring), construction lot 513, which contains a tunnel between Komořany and Cholupice, miners of SKANSKA BS continued to work on the structures under construction and started to work on new ones. Regarding the structure "Storm Sewer", the remaining length of 27 of the gallery excavation was finished; the breakthrough took place on 1.7.2007. Currently the work on the gallery continues by the installation of the intermediate waterproofing and the gallery concrete bottom is being cast. The triple-lane tunnel excavation is in progress from the Komořany portal, with the muck haulage via a short section of the exploration gallery adjacent to the portal. The tunnel top heading support by primary lining has been completed at a length of 470m; 200m of the bench excavation has also been finished. The work on the Cholupice cut-and-cover tunnel started at the beginning of June by boring and installation of piles and braces for the support of the construction trench. At the moment of the writing of the Current News, the excavation and excavation support operations are in progress under the second tier of anchored walers. The work on the excavation and support of the excavation trench for the cut-and-cover tunnel in front of the Komořany portal have been in progress since the beginning of July.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz

THE SLOVAK REPUBLIC

THE SITINA TUNNEL

Saturday 23rd June saw the ceremonial act of inauguration of the Sitina tunnel on the motorway D2 Lamačská Cesta – Staré Grunty in Bratislava. The tunnel with two tubes 1415 and 1440m long is the first twin-tube motorway tunnel in Slovakia, and already the third motorway tunnel in operation, after the Branisko and Horelica tunnels. It was opened to traffic the next day and the positive effects on the traffic situation in Bratislava could be noticed nearly immediately. The evident result of the fact that over 20 thousand vehicles pass through the tunnel in one direction on working days is, first of all, the decongestion of traffic at the Patrónka intersection. The contractor, the group of companies Taisei – Skanska, commenced the work on the tunnel in 2003. The picture report from the inauguration is on a separate page of the magazine.

THE BÔRIK TUNNEL

The construction of the nearly 1km long Bôrik tunnel on the D1 motorway section Mengusovce – Jánovce, passing through the foothills of the Tatras mountains, continued, after the completion of excavation of pillar galleries, by the excavation of the main tunnel tubes, from both portals. Over 220m of this excavation was carried out in July in each tube from the eastern portal, while 17m of the top heading in one tube and 6m in the other tube were excavated from the western portal, where the work started later. At the anticipated rates of advance at four headings, the top heading breakthrough could take place at the end of 2007.

THE POĽANA GALLERY

The excavation of the exploratory gallery for the Poľana tunnel on the motorway D3 section Svrčinovec – Skalité Poľana in the direction toward Poland was suspended in May 2007. The reason is a decision made by the owner, Národná diaľničná spoločnosť a. s., to change the concept of construction of tunnels on the D3 motorway. The Poľana tunnel was originally planned to be built in phases, with one tunnel tube carrying both directions of traffic built in the first phase and the gallery re-built in a way allowing its use as an escape route. According to the new concept, both tunnel tubes should be built and opened to traffic concurrently. The beginning of the construction should not be later than 2009.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk

FOTOREPORTÁŽ ZO SLÁVNOSTNÉHO OTVORENIA DIAĽNIČNÉHO TUNELA SITINA V BRATISLAVE THE PICTURE REPORT OF THE INAUGURATION OF THE SITINA TUNNEL IN BRATISLAVA

Fotografie: archív Taisei, Terraprojekt, Dopravoprojekt / Photographs: archives of Taisei, Terraprojekt, Dopravoprojekt



Obr. 1 Južný portál tunela v Mlynskej doline
Fig. 1 Southern portal of the tunnel in Mlynská Dolina



Obr. 3 Severný portál tunela v smere príchodu z Českej republiky
Fig. 3 Northern portal of the tunnel, viewed in the direction of the arrival from the Czech Republic



Obr. 5 Slávnostné prestrihnutie pásky
Fig. 5 Cutting the tape



Obr. 7 Nočný pohľad na južný portál
Fig. 7 A night view of the southern portal



Obr. 2 Súčasťou slávnosti bolo aj otvorenie tunela pre pešiu, cyklistickú a korčuľarsku verejnosť
Fig. 2 Part of the celebration was also the opening of the tunnel for the pedestrian, cycling and roller skating public



Obr. 4 Pohľad do núdzového zálivu s SOS kabínou
Fig. 4 A view of the lay-by with an SOS cabin



Obr. 6 Súčasťou šintoistického obradu bol aj prípitok saké
Fig. 6 Part of the Shintoist rite was also a saké toast



Obr. 8 David Coulthard pri prejazde tunelom dodržal povolenú rýchlosť 80 km/hod
Fig. 8 David Coulthard maintained the speed of 80 km/h permitted in the tunnel

INFORMACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES INFORMATION

www.ita-aites.cz

REGISTRACE VYSTAVOVATELŮ NA VELETRH INNOTRANS 2008 JE V PLNÉM PROUDU

Od 23. do 26. září 2008 se na berlínském výstavišti sejdou odborníci z oblasti technologie železniční přepravy, aby se zúčastnili veletrhu InnoTrans 2008. Jeho součástí je od roku 2006 i segment věnovaný výstavbě tunelů.

Do okamžiku, kdy veletrh InnoTrans 2008 otevře své brány, zbývá čtrnáct měsíců. Přípravy jsou však již nyní v plném proudu. Více než tři čtvrtiny výstavní plochy minulého ročníku veletrhu jsou již nyní vyprodány. Jednou z hlavních příčin je významný nárůst počtu návštěvníků z řad odborné veřejnosti ze zahraničí, ke kterému došlo také v roce 2006.



S více než 1 600 vystavovateli ze 41 zemí a výstavní plochou o rozloze přes 100 000 m² veletrh InnoTrans 2006 poskytl důkaz o svém postavení jako prvotřídní mezinárodní obchodní platformy pro toto odvětví. Šestého ročníku veletrhu InnoTrans se na berlínském výstavišti zúčastnilo přes 64 000 návštěvníků z řad odborné veřejnosti ze 109 zemí.

Segment výstavba tunelů bude na veletrhu InnoTransu 2008 ještě více zintegrován do struktury veletrhu. To, vzhledem k společným tématům, ještě více tuto sekci přiblíží železniční infrastruktuře a nabídne příležitost pro lepší využití společných výhod, které nabízejí.



V roce 2008 se část věnovaná výstavbě tunelů opět zaměří na stroje, stavební výrobky a materiály, informační technologie a bezpečnostní systémy, výzkum a vývoj pro výstavbu tunelů a služby související s výstavbou tunelů.

Premiéra segmentu výstavby tunelů, která proběhla na veletrhu InnoTrans 2006 v úzké spolupráci s německou výzkumnou asociací pro podzemní dopravu STUVA, byla velmi úspěšná. V roce 2008 bude segment výstavby tunelů rozšířen o Mezinárodní tunelářské fórum pořádané v rámci doprovodných konferencí veletrhu. Veškeré aktuální informace pro vystavovatele a odbornou veřejnost jsou aktuálně dostupné na webu veletrhu InnoTrans na www.innotrans.de.

Kontakt: Kerstin Schulz, k.schulz@messe-berlin.de

PODZEMNÍ STAVITELSTVÍ V ČR

Publikace **Podzemní stavitelství v České republice**, vydaná v anglické verzi pro kongres WTC 2007, je od počátku května k dispozici i v české jazykové mutaci. I přes počáteční vysoký zájem ze strany firem, knihoven a jednotlivců je stále možné si knihu objednat. Prodejní cena je 720 Kč včetně DPH, pro knihovny a školy vydavatel poskytuje výrazné slevy. Objednávky je možné směřovat na e-mailovou adresu jakub.karlicek@satra.cz. Bližší informace o publikaci, která byla v našem časopise již představena, lze najít na stránkách www.satra.cz.



INZERCE

KOMPLETNÍ DODÁVKA MATERIÁLŮ VČETNĚ ODBORNÉ MONTÁŽE COMPLETE SUPPLY OF MATERIAL INCLUDED PROFESSIONAL INSTALLATION

hydroizolační systémy • drenážní geokompozity • výztužné geomříže • bentonitové rohože
lining systems • drainage systems • geogrids • geosynthetic clay liner

oblast použití / application field

tunely • skládky • pozemní stavby • dopravní stavby
tunnels • landfills • building constructions • highway construction



Březno u Chomutova – železniční tunel



Liboucheč - dálniční tunel



Panenská – dálniční tunel

**CHEMIA
SYSTEM**



CHEMIA SYSTEM GEO s.r.o.

Heleny Malířové 11, 169 00 Praha 6, tel.: +420 233 081 982
fax: +420 233 081 988, e-mail: chemia@chemia.cz, www.chemia.cz

