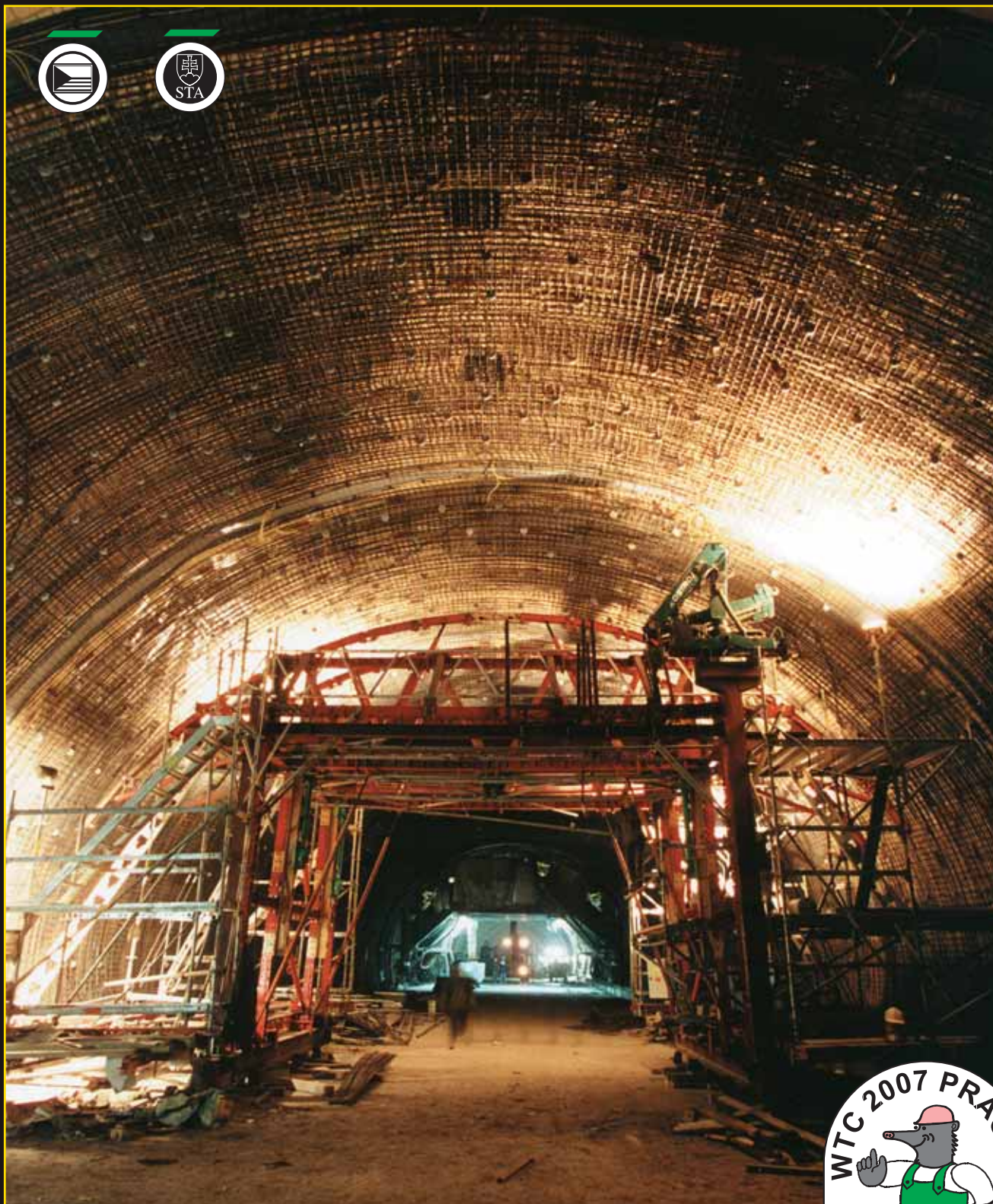


t u n e l

č. 3
2005

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





VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

je mi ctí a potěšením zahájit úvodníkem 3. letošní číslo časopisu Tunnel. Naše společnost SMP CZ, a. s., je poměrně mladým členem Českého tunelářského komitétu. Že nechceme být členem této vybrané společnosti firem majících svou váhu v podzemním stavitelství pouze formálně, snažíme se prokázat svými činy nejen v oblasti realizace staveb, ale i příspěvím k organizačnímu zabezpečení odborných, společenských a publikačních činností komitétu. Dokladem toho bylo zajištění valného shromáždění Českého tunelářského komitétu ITA/AITES v červnu v Praze naší společností, naše přistoupení do „Sdružení WTC 2007“ i odborné články o našich stavbách, které naleznete v tomto čísle časopisu. Kromě našich dvou vybraných staveb je zde i článek naší sesterské společnosti Vinci Grand Projects o tunelu Soumagne.

Myslím, že SMP CZ, a. s., v posledních pěti letech pevně zakotvila mezi společnostmi věnujícími se podzemním stavbám. Dokladem toho jsou dobré reference a dobrá spolupráce s mnohými z vás – našimi partnery. Tak například – v rámci stavby Metro IVC1 (Holešovice – Ládví) jsme stavěli v letech 2002 – 2003 části dvoukolejné tunelové trouby a části dvou jednokolejných tunelových trub budovaných v otevřené stavební jámě (celkově více než 200 metrů dlouhý úsek).

Na stavbě MO RAST – Tunnel Mrázovka naše společnost dodala a montovala samonosnou výztuž definitivního ostění klenby tunelu pro stavební objekty SO 8131 ZTT a SO 8171 VTT. V rámci dodávky byl navržen ukládací vůz, jehož řešení je chráněno jako užitný vzor u Úřadu průmyslového vlastnictví. Současně bylo řešení přihlášeno do soutěže INNOVATION AWARD 2003. Práce byly prováděny v období 06/2002 až 08/2003.

Na obchvatu Jihlavy – silnice I/38 jsme v roce 2003 až 2004 realizovali železobetonové konstrukce tunelové klenby zakryté a přesypané části komunikace, která navazuje na podzemní stěny předpřípravené Zakládáním staveb, a. s. Délka konstrukce je přes 300 metrů.

V současné době provádí naše firma ukládací výztuže sekundárního ostění pro stavbu D8, úsek 0807/II, část G: Tunnel Panenská. Předmětem dodávky je montáž výztuže definitivního ostění pro východní tunelovou troubu – VTT. Montáž výztuže definitivního ostění ražených částí tunelu Panenská je navržena systémem pásové výroby, kde „výrobek“ je samonosný prstenec realizovaný z pojízdné montážní plošiny se zdvihací hydraulickou plošinou ve tvaru horní části klenby. Po zkušenostech z dodávky a montáže výztuže pro tunnel Mrázovka jsme použili ukládací vůz (montážní plošinu) obdobné konstrukce.

O některých z těchto staveb jsou podrobnější informace uvedeny dále v časopise.

Jak jsem se ale zmínil o několik řádků výše, uvědomujeme si, že jedním z nejdůležitějších úkolů, které stojí před ČTuK ITA/AITES, je úspěšná příprava a následně i průběh světového kongresu v roce 2007. Jsme připraveni velice aktivně se na přípravných pracích podílet, aby náš český komitét a naše republika zvýšily úspěšným organizačním zabezpečením své renomé u světové odborné veřejnosti.

DEAR TUNNEL MAGAZINE READERS,

It is my honor and pleasure to begin this year's 3rd issue of Tunnel magazine with my introduction. Our company SMP CZ, Inc. is a relatively young member of the Czech Tunneling Committee. We wish to be a full and active member of this very special group of companies respected in the area of underground construction and we are striving to ensure this not only via our realized constructions but also via our contribution to the organizational support of professional, social, and publishing activities of the Committee. To give a few examples we could mention the support we provided to the plenary assembly of the Czech Tunnel Committee ITA/AITES in Prague in June, our accession into the "WTC 2007 Association" for securing the preparation and organization of the World Tunneling Congress in 2007 in Prague, and professional articles regarding our constructions, which you can find in this issue of the magazine. Besides the coverage of two of our selected constructions, there is also information on a construction of our affiliated company Vinci Grand Projects – Tunnel Soumagne.

I believe that during the past five years SMP CZ, Inc. has firmly anchored itself among the companies dealing with underground construction. This fact is well proven by the fine testimonials and excellent cooperation from plenty of you – our partners. For example, within the framework of the construction of Metro IV.C1 (Holešovice – Ládví) in 2002-2003 we supplied a part of a double track tunnel tube and parts of two single-track cut-and-cover tunnel tubes (a section with a length exceeding 200 meters).

During the construction of the MO RAST – Mrázovka tunnel our company supplied and installed the self-supporting reinforcement of a final vault lining for structures 8131 WTT and 8171 ETT. As a part of that sub-contract, we designed a movable working platform for the installation, whose design is protected as a utility model with the Industrial Property Office. That design has also been submitted to the INNOVATION AWARD 2003 competition. These work instances took place from 06/2002 to 08/2003.

From 2003 to 2004 we participated in the building of the Jihlava bypass – Road I/38. We erected a reinforced concrete tunnel vault of the cut-and-cover section of the road, connecting to diaphragm walls prepared by Zakládání staveb, Inc. This structure is over 300 m long.

Our company is currently installing the reinforcement for the secondary lining for the Panenská tunnel, part G of the 0807/II section of the D8 highway project. We are installing the final lining for the Eastern tunnel tube – ETT. The installation of the final lining reinforcement of mined parts of the Panenská tunnel is proposed via the system of flow-line production where the "product" is a self-supporting ring erected from a mobile installation platform equipped with a hydraulic lifting platform following the shape of the upper vault. Based on our experience gained during the supply and installation of reinforcement for the Mrázovka tunnel, we have selected an installation platform with a similar design.

More detailed information on some of these constructions is provided in this magazine.

However, as I have already mentioned, we fully realize that one of the most critical tasks faced by the ČTuK ITA/AITES is to secure successful preparation and events of the World Congress in 2007. We are ready to very actively participate in its preparation in order to make sure our Czech Committee and the Czech Republic further improve their world image via successful organizational support.

Ing. Martin Doksanský
generální ředitel SMP CZ, a. s.
General Manager of SMP CZ, a. s.

REALIZACE KLENBY HLOUBENÉHO TUNELU NA SILNICI I/38 V JIHLAVĚ

COVER-AND-CUT TUNNEL ON THE I/38 ROAD IN JIHLAVA – THE VAULT CONSTRUCTION

ZDENĚK KLEIN, ALEXANDR HERZÁN

ÚVOD

V roce 2004 byla dokončena a uvedena do provozu stavba silnice I/38 Jihlava, obchvat. Jedná se o první úsek etapově budované kapacitní komunikace I/38.

Hloubený tunel o délce zaklenutí 304 m je součástí uvedené stavby. Směrově leží celý tunel v levostranném kruhovém oblouku s přechodnicemi. Průřezový průřez v tunelu odpovídá návrhové tunelové kategorii T-9,00 dle ČSN 73 7507. Průřezná výška nad vozovkou je 4,80 m. Po obou stranách vozovky jsou provedeny nouzové chodníky šířky 1 m. Světlá šířka tunelu je 11 m.

HLAVNÍ ÚČASTNÍCI VÝSTAVBY

Investorem stavby bylo Ředitelství silnic a dálnic Praha, správa Jihlava, výkonem supervize bylo pověřeno VPÚ DECO Praha, a. s., generálním projektantem byl DOPRAVOPROJEKT Brno, a. s., projektantem hloubeného tunelu byl Amberg Engineering Brno, a. s. Realizace stavby byla zahájena v roce 2002 a dokončena v roce 2004.

Výstavbu provádělo sdružení firem Sdružení obchvat Jihlava, kde vedoucím sdružení byl COLAS CZ, a. s., závod Jih. Vyšším zhotovitelem hloubeného tunelu bylo ŽS Brno, a. s., závod MOSAN. Zemní a výkopové práce provedla firma Stavby silnic a železnic, a. s., Praha, podzemní stěny ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s., železobetonové monolitické konstrukce úložných prahů a klenby včetně portálů provedla firma SMP CZ, a. s.

Práce SMP CZ, a. s., byly prováděny v období 14. 4. 2003 až 30. 12. 2003.

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Hloubený tunel byl realizován ve stavební jámě, která byla vyhloubena na nezbytně nutnou hloubku a šířku. Ze dna stavební jámy byly provedeny podélné podzemní stěny. Na tyto podzemní stěny betonovala firma SMP CZ, a. s., úložné prahy včetně ploché klenby. Vnitřní prostor hloubeného tunelu byl následně odtěžen a uvolněná hornina byla použita jako zásypaný materiál na klenbu tunelu.

Nosná konstrukce tunelu je tvořena polorámem s příčlív v tvaru ploché klenby osazené na podzemních stěnách částečně vetknutých do horniny. Realizace podzemních stěn byla provedena technologií navrženou firmou Zakládání staveb, a. s., tj. pomocí drapáku. Na konstrukci podzemních stěn bezprostředně navazují podélné prahy a tunelová klenba. Jejich napojení na hlavy podzemních stěn je ze statického důvodu jedno z nejcitlivějších míst tunelové konstrukce. Proto bylo nutno technicky a technologicky propojit veškerou výztuž mezi stěnami a klenbou. Pro propojení prutů hlavní nosné výztuže byly použity šroubové spojky typu DEHA.

REALIZACE KONSTRUKCE HLOUBENÉHO TUNELU

Základní činnosti při realizaci hloubeného tunelu je možno rozdělit takto:

- otevření stavební jámy hluboké až 9 m a široké 13 m v patě svahů;
- stabilizování svahů jámy vrstvou stříkaného betonu, hřebíkováním a tyčovými kotvami;
- zhotovení podzemní stěn;
- zhotovení klenby;
- zhotovení obou portálů při současném odebírání horniny z vnitřního prostoru;
- zpětný zásep klenby;
- vestavba vozovky a dokončovací práce.

INTRODUCTION

The I/38 Road's section bypassing the town of Jihlava was completed and commissioned in 2004. This by-pass is the first section of the high-capacity Road I/38, which is being built in several phases.

Part of the above project is a 304m long cover-and-cut tunnel. The horizontal alignment of the tunnel consists of a circular section (a left-hand curve) with transition curves. The clearance profile is designed to satisfy the T-9.00 tunnel category requirements according to CSN 73 7507. The height clearance above the roadway is of 4.80m. 1m wide emergency walkways are provided along either side of the roadway. The tunnel width clearance is of 11m.

MAIN PARTIES TO THE PROJECT

The Directorate of Roads and Highways' Jihlava-based administrative branch performed the function of the client. They hired VPÚ DECO Prague, a. s. as the construction supervisor and DOPRAVOPROJEKT Brno, a. s. as the general designer. The cover-and-cut tunnel was designed by Amberg Engineering Brno, a. s. The works started in 2002 and were completed in 2004. The construction contractor was the group of companies named Sdružení Obchvat Jihlava (*the Jihlava Bypass Group*), with Plant South of COLAS CZ, a. s. acting as the lead member of the group. The "main" contractor for the cover-and-cut tunnel construction was the MOSAN plant of ŽS Brno, a. s.; earthwork was carried out by Stavby silnic a železnic, a. s., Praha (SSŽ); diaphragm walls were commissioned to ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.; reinforced concrete cast-in-situ structures of the vault footing and the vault, including the portals, were constructed by SMP CZ, a. s. The work of SMP CZ, a. s., was carried out from 14 April 2003 to 30 December 2003.

CONSTRUCTION DESIGN

The cover-and-cut tunnel was built in a construction trench excavated to a minimal (necessary) depth and width. The construction trench bottom was the platform that the excavation for longitudinal diaphragm walls was carried out from. SMP CZ, a. s. cast capping pieces on the top of the walls, serving as the vault footing (herein after also referred to as the vault-supporting beam or foundation block), and erected the flat vault. The removal of the rock from under the cover-and-cut tunnel's vault followed. The excavated material was used for the backfill over the tunnel vault.

The load-bearing structure of the tunnel consists of a semi-frame with a cross beam (the flat vault) resting on diaphragm walls partially embedded in the rock base. The diaphragm walls were constructed using a technology proposed by Zakládání staveb, a. s., i.e. excavation with a grab. The longitudinal vault-supporting beam and the vault rest on the diaphragm walls. Their connection to the top of the walls is one of the most sensitive points of the tunnel structure in terms of the structural analysis. For that reason splicing of all reinforcement bars of the walls with the reinforcement bars of the vault had to be solved both technically and technologically. The splicing of the main reinforcement bars was carried out using DEHA-type threaded coupling sleeves.

THE COVER-AND-CUT TUNNEL CONSTRUCTION

The basic activities carried out during the cover-and-cut tunnel construction can be divided as follows:

- excavation of the construction trench, 9m deep and 13m wide (at the bottom);
- stabilisation of the slopes by applying a layer of sprayed concrete, soil nails and rock bolts;
- execution of diaphragm walls;

Betonáž klenby a obou portálů byla provedena firmou SMP CZ, a. s. Přípravné práce a betonáž klenby byly zahájeny v dubnu roku 2003.

Před začátkem prací byla zaměřena niveleta základové spáry (zhotovitel zemních prací firma SSŽ) a plocha se zpevnila prefabrikáty, po kterých popojížděla skruž. Milánské stěny se zaměřily, odboural se přebytečný beton a plochy se upravily pro napojení konstrukce úložných prahů klenby a jejich základových bloků.

ZÁKLADY A STĚNY

Na pokladní beton se vytýčilo bednění základových bloků z materiálu PERI. Na bednění byl aplikován odebňovací olej Bioform II válečkem, tak aby olej vytvořil souvislý mastný film. Při armování z výztuže R 10505 se použily distanční podložky Frank v počtu 4 ks na 1 m². Kubatura jednoho základu byla 30 m³. Betonovalo se po vrstvách tl. 30 cm. Výkon cca 35 m³/hod – tedy betonáž i s přesunem čerpadla a osádky trvala asi 2 hodiny. Hutnění čerstvého betonu bylo prováděno vnitřní vibrací pomocí ponorných vibrátorů značky Dynapack 56 mm v počtu 2 ks. Horní spára byla ošetřena dřevěným hladítkem.

Na hotové základy se montovalo bednění stěn z materiálu PERI. Bednění bylo ošetřeno obdobným způsobem jako bednění základových bloků. Bylo provedeno armování z výztuže R 10505 při použití



Obr. 1 Základy a stěny hloubeného tunelu

Fig. 1 Foundations and walls of the cover-and-cut tunnel

SKRUŽ PRO BETONOVÁNÍ KLENBY TUNELU

Projekt podpěrné skruže pro betonování klenby tunelu byl zpracován pro betonáž kroku délky 12 m. Skruž byla navržena z materiálu PIŽMO montovaného „na ležato“. Sloupky S jsou ve směru vodorovném a tvoří spodní a horní pásy příhradové konstrukce, tzužidla Z přenášejí svíslé a vodorovné zatížení. K zajištění prostorové tuhosti je sestava doplněna tzužidly Z5. Příčné uspořádání skruže je patrné z obrázku 2 a 3.

Pro uložení skruže při betonování sloužily betonové pasy šířky 1 m a tloušťky min. 0,3 m. Celkem 5 pasů umístěných souměrně s osou tunelu a vzájemnou osovou vzdáleností 2,0 m. Pasy č. 2 a 4 sloužily zároveň jako dráha pro přesun skruže do následujícího bet. taktu. Výšková poloha horní hrany pasů je 200 mm pod úroveň spodní plochy klenby měřené v ose tunelu (tj. asi 700 mm pod úroveň pracovní spáry v patě klenby).

Bednění klenby bylo řešeno z materiálu ALPI (nosníky OMEGA, spojky MTO) upevněného na ramenátý z materiálu PERI (obloukové bednění GRV). Výškové zaoblení bednění zajišťovaly nosníky OMEGA pomocí dřevěných vložek, v části přechodu klenby do stěny bylo nutné mezi nosníky OMEGA a překližku vložit svíslé dřevěné ramenátý po 0,30 m. Upevnění ramenátů GRV na sloupky PIŽMO bylo pomocí čepů ϕ 20 mm na atypické stoličky vyrobené ve Výrobně ocelových konstrukcí Beroun, SMP CZ, a. s. Vzdálenost ramenátů – 1,20 m, příčné rozložení nosníků OMEGA do 0,30 m. Pohledovou část bednění tvoří 2x vrstva překližky tl. 9 mm. Pro zachycení vodorovných sil byla skruž PIŽMO doplněna teleskopickými vzpěrami 6x PERI (SLS 100/180 a 140/240) v každém ramenátě GRV. Pro snadnější přesun pro odebňování je krajní část ramenátů GRV navržena jako sklopná.

Uložení skruže po dobu betonování bylo řešeno pomocí celkem 5 x 9 odebňovacích bloků ALPI 42 tun (výška 190 až 290 mm, hmotnost 30 kg). Umístění bloků bylo vždy pod spodní hranu dolního pasu PIŽMO v místě styčnicku tzužidel. Mezi sloupek a odebňovací blok byla vkládána roznášecí deska tl. 20 mm (2x R5). Pod odebňovací blok bylo nutno vkládat vrstvu

- erection of the vault;
- construction of both portals, concurrently with the excavation under the vault;
- backfill of the vault;
- construction of the roadway and the other finishing operations.

The vault and both portals were cast by SMP CZ, a. s.. The preparation operations and casting of the vault started in April 2003.

The level of the foundation base was surveyed prior to the commencement of the work (the survey was carried out by the sub-contractor for earthwork, SSŽ a. s.). The foundation base surface was paved with precast panels allowing the traveller shutter to move. The top of the Milan-type diaphragm walls was surveyed, trimmed (by breaking excessive concrete away) and the surface was provided with a finish suitable for proper connection with the capping piece.

FOUNDATIONS AND WALLS

Staking for the formwork for casting the foundation blocks was carried out on the surface of a blinding concrete layer. The surface of the PERI system formwork was treated with Bioform II releasing agent, using rollers so that a continuous oily film was created. Reinforcement bars R 10505 were placed, with 4 Frank spacers per 1 m² of the concrete surface. One foundation block contained 50 m³ of concrete. Concrete was poured in layers 30cm thick. At the casting rate of about 35 m³ per hour, the casting took about 3.5 hours. Fresh concrete was compacted by internal vibration using 2 pieces of Dynapack 56mm immersion vibrators. The upper surface was treated by trowelling. The vault-supporting beam and the vault were cast in one operation, with one concrete pump positioned on each side of the construction trench.

TUNNEL VAULT SCAFFOLDING

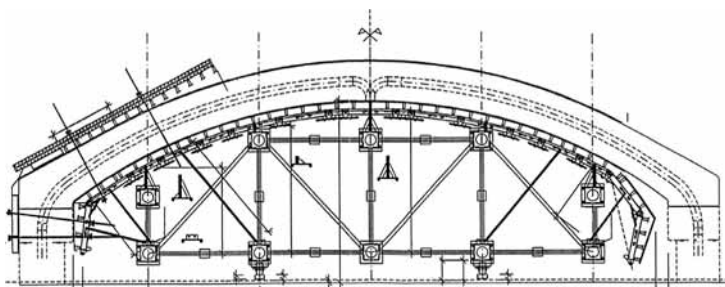
The tunnel vault scaffolding was designed considering the length of 12m for one casting block. The PIŽMO forming system was proposed, to be installed in a “horizontal position”. The S uprights are installed horizontally, thus forming the bottom and upper webs of the truss; the Z braces carry the vertical and horizontal loads. The set is complemented by adding Z5 sway braces so that spatial toughness of the scaffolding is secured. The cross-section of the scaffold is shown in Fig. 2 and 3.

Precast concrete strips 1m wide and at least 0.3m thick were laid to allow the erection of the scaffolding. There were 5 strips in total, positioned symmetrically with the tunnel centre line, at a 2.0m spacing. The strips No. 2 and No. 4 served also as a path for moving the scaffold to the next block casting position. The upper surface of the strips is 700mm under the springing line.

The formwork for the vault casting was designed from the ALPI system components (OMEGA girders, MTO couplings) fixed to PERI system girders (GRV templates). The vertical curvature of the formwork was achieved by the OMEGA girders and wooden inserts; vertical wooden stiffening trusses had to be inserted between the OMEGA girders and plywood every 0.30m in the part where the vault transits to the wall. The GRV templates were fixed to the PIŽMO uprights by means of dowels 20mm in diameter to non-standard chairs produced by SMP CZ, a. s. in its steel-structures-fabrication workshop operating in Beroun. The spacing of the GRV templates was 1.20m, the lateral spacing of the OMEGA girders was up to 0.30m. The surface-forming part of the formwork consists of 2 layers of plywood 9 mm thick. 6 telescopic spindles PERI (SLS 100/180 and 140/240) were added to the PIŽMO scaffold at each GRV template so that horizontal forces were resisted. To facilitate the movement and stripping of the form, the side row of the GRV templates is foldable.

The scaffolding was supported during the concrete casting by 5 x 9 pieces of ALPI 42 ton load-bearing towers (height of 190 to 290mm, weight of 30kg). The towers were positioned under the bottom edge of the respective PIŽMO upright's web, at the connection points of sway braces. A load-distribution plate (2 x R5) was inserted between the upright and the load-bearing tower. A min. 5cm thick layer of hardwood plate was placed under each tower. At this configuration and at the maximum reaction from the concrete on the concrete strips reaching 150kN, the foundation base stress did not exceed 0.2 MPa.

In the phase of repositioning, the scaffolding was supported by 10 pcs of PEINERs (elements for moving the uprights) with bearing capacity of 150kN each. The total weight of the scaffolding and formwork did not exceed 1100kN. The scaffolding was moved along a horizontal steel track (U180 sections) installed on the concrete strips No. 2 and No. 4. The strip-ping height was up to 70 mm.



Obr. 2 Skruž pro betonáž klenby – příčný řez
Fig. 2 Tunnel vault scaffolding – cross section

dřeva (tvrdé) tl. minimálně 50 mm. Při tomto složení a max. reakci od betonu (150 kN) na betonové pasy je namáhání základové spáry do 0,2 MPa.

Uložení skruže pro přesun do následujícího betonovaného taktu bylo na 10 kusech PEINER (dřelec pro přesun stojek) s nosností do 150 kN/ks. Celková hmotnost skruže a bednění byla do 1100 kN. Přesun probíhal po bet. pasu č. 2 a č. 4, na kterých byly uloženy ocelové profily U180 jako ocelové koleje. Odbedňovací výška – do 70 mm.

Pro osazení skruže do polohy pro betonáž byly použity 4 hydraulické zvedáky s nosností 250 kN s roznášecí deskou tl. 20 mm, umístěné pod spodním pásem skruže (PIŽMO sloupky). Pro přesun skruže po vodorovné ocelové dráze (profil U180) byla nutná síla asi 80 kN (asi 5 % tíhy skruže).

Bednění stěny tunelu a přechodu do klenby bylo navrženo pomocí rámového bednění PERI TRIO (desky TR270x72, TR270x30, kloubový roh TRG270, zámky BFD). Bednění horní plochy bylo navrženo z bednicích dílců z materiálu ALPI (MC nosníky, OMEGA nosníky s dřevěnou vložkou a překližka tl. 21 mm). Rádlování desek TRIO k vnitřním ramenátům PERI GRV bylo nutné vzhledem k rozdílné poloze rádlovacích otvorů v TR a poloze ramenátů GRV zajistit přílohným ocelovým nosníkem PERI SRZ na vnitřní straně bednění. Nosníky ALPI OMEGA byly navrženy s roztečí jako ramenátů GRV (1200 mm) (viz obr. 2 a 3).

BEDNĚNÍ

Před začátkem bednění byla provedena kontrola odbourání vodících zádek na požadovanou úroveň a pohledové kvality koruny podzemních stěn. Na bednění byl aplikován odbedňovací olej Bioform II válečkem, tak aby vytvořil souvislý mastný film. Pata bednění byla spuštěna o asi 1000 mm oproti pracovní plošině stavební jámy. Při přípravě bednění se kontrolovala plocha a případné vady v bednění se tmelily dvousložkovým epoxidovým tmelem. Při větším rozsahu poškození se měnila celá deska.

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Výztuž byla ukládána podle RDS za použití distančních podložek tak, aby bylo zajištěno předepsané krytí. Specifikem je závitová výztuž třídy 10 505 Ø 20, 25 a 28 mm s pravým závitem a spojky výztuže DEHA WD 90 – 20, 25 a 28 R/L. Při tomto spojení se dbá naprosté čistoty. Výztuž je vázaná, třmínky a rastr výztuže jsou svařeny.



Obr. 4 Výztuž klenby
Fig. 4 Reinforcement of the vault



Obr. 3 Pohled na skruž
Fig. 3 Vault scaffolding

The scaffolding was lifted to the casting position using 4 hydraulic jacks with 20mm thick load-distribution plates, with bearing capacity of 250 kN each. The jacks were placed under the bottom edge of the respective PIŽMO upright's web. A force of about 80kN (about 5% of the weight of the scaffolding) was necessary for moving the scaffolding along the steel track (U180 rolled/steel sections).

PERI-TRIO frame-type formwork (TR270x72 and TR270x30 panels; TRG270 articulated corner; BFD alignment couplers) was designed for the casting of the tunnel wall and the transition to the vault. The upper surface was formed using ALPI system components (MC girders, OMEGA girders with wooden inserts, and 21mm thick plywood). To make the tying of the TRIO panels with the internal PERI GRV templates possible (the positions of the tie-holes in the TR and the positions of the GRV templates differed), it was necessary to use PERI SRZ steel walers, fixed to the internal formwork. The ALPI OMEGA girders were designed at spacing identical with that of the GRV templates (1200mm) (see Fig. 2 and 3).

FORMWORK

Prior to the commencement of erection of the formwork, it was necessary to check whether the guide-walls had been removed to the required depth and whether quality of the surface of the concrete capping beam was satisfactory. Bioform II releasing agent was applied to the formwork with rollers, creating a continuous oily film. The foot of the formwork was lowered about 1000mm under the surface of the working platform (under the bottom of the construction trench). The surface of the formwork panels was inspected, and contingent defects were removed using two-component epoxy-based levelling putty. The complete panel was replaced in case of a larger extent of the defect.

CONCRETE REINFORCEMENT

The detailed design required utilisation of spacers ensuring a necessary cover of the reinforcement bars. A specific feature were all-thread reinforcement bars (right thread; 20mm, 25mm and 28mm diameters, steel grade 10 505), and DEHA WD 90 – 20, 25 and 28 R/L threaded coupling sleeves. Absolute cleanness was necessary when this type of reinforcement splicing was used. Main reinforcement bars were tied; hoops and the grid were welded.

The reinforcement bars were transported from the processing plant to the construction site strictly according to a logistic schedule.

The vault reinforcement execution is shown in Fig. 4.

CONSTRUCTION JOINTS

The joint between the crown of the diaphragm wall and the capping piece was sealed with self-adhesive swelling strips Sika Swell S-2. Two strips were applied on the top of the Milan diaphragm wall: one strip longitudinally in the middle, the other strip about 2cm deep under the external surface of the wall. Transversal joints between the blocks of the capping pieces were sealed by 20mm thick Styropor inserts, reaching to a depth of 150mm from either side surface. On the internal surface, the joint was sealed with a SIKA FUGENBAND FA 100/30 waterstop. This system was also applied to the vault, without interruption. Styropor inserts 20mm thick were used in all transversal day joints in the vault.

Doprava výztuže probíhala přesně podle logistického návrhu přímo z výroby až na pracoviště.

Provedení výztuže klenby je zřejmé z obr. 4.

SPÁRY

Spára mezi korunou podzemní stěny a podélným prahem se těsnila samolepícím expandujícím páskem typu Sika Swell S-2, který se osadil na korunu podzemní „milánské“ stěny. Na korunu milánské stěny byl osazen v podélném směru jeden proužek v polovině a druhý proužek asi 2 cm od vnější hrany milánské stěny. Do příčné spáry mezi podélnými prahy klenby se vkládaly vložky Styropor tl. 20 mm na hloubku 150 mm z každé strany. Lícová spára bude opatřena plastovým těsnicím profilem SIKAFUGEBAND FA 100/30. Tato úprava se prováděla i v klenbě bez přerušení. Do příčných pracovních spár klenby se vkládal Styropor tl. 20 mm v celé ploše. Takto se ošetřilo i napojení portálů. Vnitřní podélná hrana prahu klenby byla zkosená trojhrannou lištou 20/20 a vnitřní příčná spára v místě osazení těsnění Fugeband byla zkosená trojhrannou lištou 15/15 oboustranně.

CHRÁNIČKY, KOTVY A MĚŘICKÉ ŠROUBY

V klenbě byly osazeny a napojeny chráničky z podzemních stěn, které pokračovaly v klenbě. Jednalo se o korugované trubky Novotub 160/137. Chráničky byly vytaženy ve vrcholu klenby samostatně z každé strany. Osazení chrániček bylo provedeno vyvázáním k výztuži.

Pro zavěšení pohledových panelů podzemních stěn byla osazena kotvená kolejnice Halfen HTA 38/17. Tato byla osazena na spodním ozubu prahu uvnitř klenby na obou stranách. Dále byl osazen měřický šroub pro měření bludných proudů z nerez materiálu, který je spojen koutovým svarem s výztuží. Tento šroub je osazen rovněž v dolním ozubu prahu uvnitř klenby na jedné straně.

BETONÁŽ

Dodavatelem betonu byla firma Holcim beton, a. s., betonárna Jihlava, ulice Pávovská 138. Jako záložní pro případ poruchy nebo výpadku el. proudu byla připravena betonárna Havlíčkův Brod stejné firmy. Byl použit beton C 30/37 2bb, jehož receptura byla schválena objednatelem.

Dopravní trasy:

- z betonárny Jihlava přes město na stavbu asi 7 km – 20 minut;
- z betonárny Havlíčkův Brod na stavbu asi 25 km – 50 minut.

Trasy byly vedeny běžným městským provozem.

Typy a počet dopravních prostředků: 6 x Tatra o objemu 5 m³ a 2 x Iveco o objemu 8 m³.

Betonovalo se čerpadly Putzmeister 32 m a 24 m současně. Předpokládána doba od přidání vody k cementu do ukončení přepravy včetně čerpání byla 90 minut pro betonárnu Jihlava.

UKLÁDÁNÍ A HUTNĚNÍ ČERSTVÉHO BETONU

Výsyp betonu z hadice byl u ukládky do prostoru za pleťkami max. 120 cm a u klenby max. 70 cm nad úroveň ukládky čerstvého betonu, aby se zamezilo jeho rozmísení. Jako první byl ukládán beton do podélných prahů a části klenby do výšky cca 3,6 m, což je výška záklopného bednění s výkonem cca 35 m³/hod. (jedná se o 80 m³), následně byla betonována 35 cm silná vrstva celé klenby s výkonem cca 25 m³/hod. a po jejím dokončení byla ihned betonována druhá vrstva 35 cm silná stejným výkonem (jedná se o 50 m³).

Hutnění čerstvého betonu bylo prováděno vnitřní vibrací pomocí ponorných vibrátorů a také pomocí přílopných vibrátorů připevněných na záklopné bednění. Používány byly vibrátory značky Dynapac, a to Ø38 1 ks, Ø46 3 ks, Ø56 6 ks a 3 ks přílopných. Povrch betonu je následně začištěn zednicí dřevěným hladítkem.

Maximální přípustná doba ukončení hutnění byla 120 minut od přidání vody k cementu na betonárně.

OŠETŘOVÁNÍ BETONU

U základů, stěn a říms potřebuje ihned beton při procesu tuhnutí a tvrdnutí dostatečné množství vody – musí být vlhký. Hlavním úkolem ošetřování je tuto potřebnou vlhkost betonu uchovat. Ihned po zabetonování části do výšky záklopného bednění se zakryjí otvory v tomto bednění připravenými deskami. Ihned po skončení betonáže se povrch betonu (vnější část klenby) přikryl geotextilií a igelitovou plachtou, prováděla se kontrola povrchu betonu a po dobu pěti dní byl povrch betonu vlhčen. Po naběhnutí 50 % pevnosti betonu (zjištěno Schmidovým tvrdoměrem) došlo k odbednění a k přesunu skruže v tubusu klenby. Obnažený beton byl ihned zkrápěn vodou v intervalech jedné hodiny po dobu 24 hodin. Od doby 42 hodin po betonáži až do stáří betonu 5 dnů byla pravidelně 2x denně zkrápěna vnitřní pohledová plocha klenby.

The connection of the portals was also treated in this manner. The internal longitudinal edge of the vault-supporting beam was bevelled using a 20/20 triangular bead, and the internal transversal joint in the strip where the Fugenband waterstop was to be applied was treated similarly, using a 15/15 triangular bead (on both sides of the joint).

CABLE DUCTS, ANCHORS AND MEASUREMENT BOLTS

Corrugated cable ducts Novotub 160/137 were installed already in the diaphragm walls, and continued in the vault. The outlets of the ducts, separately for either side of the vault, were executed at the apex of the vault. The ducts were fixed by tying to reinforcement bars.

A Halfen HTA 38/17 rail (I-section) was anchored to the internal surface, at the bottom edge of the vault-supporting beam, on both sides of the tunnel. It served for the suspension of the diaphragm wall cladding panels. Further, a stray current measurement bolt was installed. The stainless steel bolt was connected with the reinforcement bar by a lap weld. This bolt was also fixed on the internal surface, at the bottom edge of the vault-supporting beam (on one side of the tunnel).

CONCRETE

Concrete was supplied by Holcim Beton, a.s. from its batching plant in Jihlava, Pávovská Street 138. Another batching plant was prepared as a stand-by facility by the same supplier in Havlíčkův Brod, to be used in case of a failure or blackout. Concrete C 30/37 2bb was used, the mix composition was approved by the client.

Transportation routes:

- from the batching plant in Jihlava through the town to the construction site – about 7km, 20 minutes
- from the batching plant in Havlíčkův Brod to the construction site – about 25km, 50 minutes

The routes followed common urban traffic flows.

Types and number of transmixers: 6 x Tatra (5m³) and 2 x Iveco (8m³)

Concrete pumps Putzmeister reaching 32m and 24m worked simultaneously. A 90-minute time was assumed to be spent starting from addition of water to cement in the Jihlava batching plant till the end of transport, including the pumping operation.

The maximum allowable time period from addition of water to cement at the batching plant to the end of concrete compaction was of 120 minutes.

CASTING AND COMPACTION OF FRESH CONCRETE

To prevent segregation, the outlet of the pump hose was kept during the concrete pouring at a maximum height of 120 cm above the already placed concrete level in the case of pouring into the double-sided formwork, or 70cm when the remaining part of the vault was cast. In the first phase, concrete was poured to the longitudinal vault-supporting beams and the section of the vault ending at a height of about 3.6m (i.e. the section with double-sided formwork), at a rate of about 35m³ per hour (80m³ in total). The casting of the remaining part of the vault followed, divided into two layers. The first 35cm thick layer was cast at a pouring rate of 25m³ per hour. The other layer, 35cm thick, was poured subsequently, at the same pouring rate (50m³ in total).

Fresh concrete was compacted by internal vibration using immerse vibrators, and also with external vibrators mounted on the top of the double-sided formwork. Immerse vibrators Dynapac (Ø38 – 1 pc, Ø46 – 3 pcs, Ø56 – 6 pcs) and 3 pcs of external Dynapac vibrators were used. It is a rule for the vibration that the vibration effect on fresh concrete is distributed uniformly, with overlapping of the areas affected by the vibration. The vibrators worked continuously during the concrete pouring, until air bubbles seized to escape from the concrete. Subsequently the concrete surface was smoothed by trowelling.

The maximum allowable time period from addition of water to cement at the batching plant to the end of concrete compaction was of 120 minutes.

CONCRETE CURING

Concrete used for foundations, walls and cornices requires sufficient amount of water during the setting and hardening process, to remain moist. The main purpose of curing is to maintain the required concrete moisture content. Immediately after the completion of pouring concrete up to the top of the section provided with the double-sided formwork, the ports in the formwork were covered with prepared panels. Immediately after the completion of the vault casting, the external concrete surface was covered with geotextile and a PE membrane. The concrete surface was checked and moistened for a period of 5 days. When a value of 50% of the



Obr. 5 Odbedněný povrch klenby
Fig. 5 Stripped vault concrete surface

ODBEDNĚNÝ POVRCH

Vrchlák klenby byl upraven zednickým hladítkem a ostatní části vnějšího povrchu byly v odpovídající kvalitě betonu při použití bednění Peri-Trio. Zabušována byla podélná hrana vnějšího prahu klenby. Další úprava vnějšího povrchu nebyla nutná. Povrch vnitřního tubusu byl v pohledové kvalitě podle RDS (obr. 5). Otvory po spínacích tyčích se zakrývají v pohledových plochách podle přiloženého nákresu. Sanace se prováděla v rozsahu: betonážní otvory vnější klenby v záklopném bednění a otvory po vzduchových pórech od hloubky 0,5 cm.

ZAKRYTÍ OTVORŮ PO SPÍNACÍCH TYČÍCH

Při realizaci byly zaslepovány otvory po spínacích tyčích v lícových i rubových plochách pohledových konstrukcí. Základem je uzavření povrchu betonu a zamezení pronikání vody do otvoru a dále estetické hledisko.

Použité materiály – lepidlo PCI použito podle technického listu výrobce, trubička PVC, umělohmotný kónus, zátka PVC a betonový kónus.

Strojní zařízení – vysokotlaký vodní čistič, míchací zařízení pro míchání lepidla, běžné zednické náčiní.

Postup prací – po odstranění spínací tyče a očištění otvoru od betonu a prachu (kartáč a voda) se pomocí paličky a kolíku nasadí zátka PVC. Po nasazení nanese se na kontaktní plochu betonu dostatečné množství lepidla a rukou popřípadě paličkou zatlačíme betonový kónus do otvoru.

Poté zednický začistíme případné přebytky lepidla.

SANACE BETONOVÝCH PLOCH

V průběhu výstavby bylo nutno přistoupit k sanaci kaveren vzniklých uvolněním vzduchu při vibraci betonu a přísátím k bednění. Byly prováděny sanace lícových i rubových ploch konstrukce klenby. Základem je zajištění dostatečného krytí výztuže, estetika pohledu, případně zlepšení vlastností povrchu pod izolaci.

Materiálové zajištění – sanační hmota Permapatch TH-35-W regular (5–20 mm) a fine (do 5 mm) použita podle tech. listu výrobce.

Strojní zařízení – tlaková voda, pomaloběžná míchačka případně podobné zařízení, geotextilie a folie, použito běžné zednické náčiní.

Postup prací – betonová konstrukce byla v místě sanace zdrsňena, mechanicky očištěna a omyta tlakovou vodou minimálně jednu hodinu před samotnou sanací. Povrch musel být naprosto čistý, zbaven prachu a nesoudržného materiálu, vlhký, nikoliv mokrý. Podle pokynu výrobce byla připravena hmota zednickou stěrkou nebo štetcem nanášena v místě sanace. Po vytvrdnutí podkladu bylo možno nanést další vrstvu. Finální vrstva byla zednický začistěna a ihned vlhčena a chráněna fólií proti vysychání, povětrnostním vlivům a slunci po dobu sedmi dní.

SYSTÉM PROVĚŘENÍ JAKOSTI

Vlastní kontrola (jeden postup klenby):

- zjištění konzistence směsi, požadavek 130 – 160 mm Abramse, zkouška směsi z každého mixu;
- zjištění provzdušnění, požadavek 4,6 – 7,6 %, první tři mixy a při zhotovení KZT;

concrete design strength had been achieved (as determined by the Schmidt hammer rebound test) the formwork was struck and the scaffolding moved ahead of the completed vault. The exposed concrete surface was immediately sprayed with water, at 1-hour intervals, round-the-clock. From the concrete age of 42 hours to the age of 5 days, the internal surface of the vault was sprayed regularly, twice a day.

STRIPPED CONCRETE SURFACE

The soffit of the vault was finished by trowelling, the quality of concrete surface of the other parts of the external surface complied with specifications for the PETRI-TRIO formwork system. The longitudinal external edge of the vault-supporting beam was finished by grinding. Other treatment of the external surface was not necessary. The quality of the internal surface complied with the requirements set in the detailed design (see Fig.5). Tie-holes in the unclad internal surfaces were treated as shown in the attached sketch. The scope of repairs covered the locations of the concrete pouring ports in the external formwork, and blow holes deeper than 0.5cm.

PLUGGING OF TIE-HOLES

The holes remaining in the structure when formwork tying rods are removed had to be plugged, both for aesthetic and structural reasons (water seepage prevention).

Used materials: PCI adhesive (used according to manufacturer's specification), PVC pipe, plastic cone, PVC plug and concrete cone.

Equipment: high-pressure water jet set, glue mixing machine, common mason's tools

Work procedure: The tying rod was pulled out, then the hole was cleaned (by brushing and washing) and the PVC plug was driven into the hole using a mallet and a pin. Sufficient amount of glue was applied to the contact concrete surface, and the concrete cone was pressed to the hole with hand or with the mallet.

Then contingent excessive glue was removed using mason's tools.

REMOVAL OF SURFACE DEFECTS

It was necessary during the construction to remove surface defects caused by the escape of air bubbles clinging to the formwork, thus forming caverns on the surface. Both the internal and external concrete surfaces of the vault structure were trimmed. The objective of this operation was to secure sufficient cover of reinforcement bars, visual aesthetics, or improvement of the surface which was a substrate for waterproofing layers.

Used materials: Permapatch TH-35-W compound - Regular (5-20mm) and Fine (up to 5mm), used in accordance with manufacturer's specification

Equipment: high-pressure water jet set, low-speed mixing machine or similar equipment, geotextile and PE membrane, common mason's tools.

Work procedure: The concrete structure was roughened at the given place, cleaned mechanically and washed with pressure water, at least one hour before the repair. The surface had to be perfectly clean, without dust and incoherent material, moist but not wet. The compound prepared according to manufacturer's specification was applied to the place being repaired with a float or brush. The next layer of the compound could be applied after proper hardening of the previous layer. The surface of the final layer was trowelled and immediately moistened and protected by PE membrane against drying up, weather effects and sun for seven days.

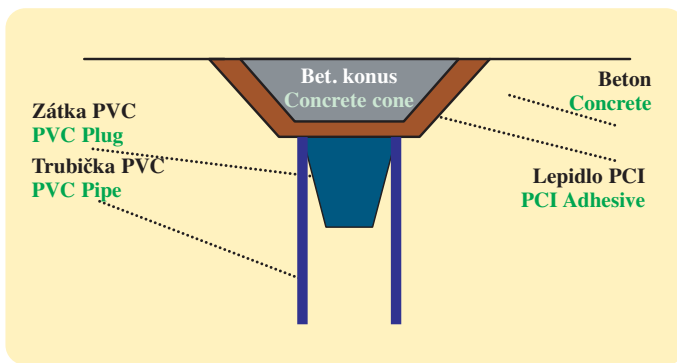
QUALITY VERIFICATION SYSTEM

Inspection items during the casting (per one casting block of the vault)

- determination of consistency of the concrete mixture (130 – 160mm slump at the Abrams' test required; samples taken from each truck);
- determination of aeration (4.6 – 7.6% required; samples taken from initial three trucks and concurrently with sampling for concrete test cubes);
- production of 6 pieces of concrete test cubes (CTC) for concrete cube strength testing;
- production of 1 piece of CTC for testing of pressure water permeability of concrete;
- production of 1 piece of CTC as a spare piece;
- measurement of ambient air temperature and concrete mixture temperature

After the casting:

- Schmidt hammer rebound testing according to the specification and with respect to a correlation chart for determination of the time of formwork stripping (available on the site).



Obr. 6 Detail zakrytí otvorů po spínacích tyčích
Fig. 6 Tie-hole plugging

- zhotovení 6 ks KZT pro zkoušku krychelné pevnosti betonu v tlaku;
- zhotovení 1 ks KZT pro zkoušku odolnosti betonu vůči průsaku tlakové vody;
- zhotovení 1 ks KZT jako záložního;
- měření teploty vzduchu a čerstvého betonu při odběru KZT.

Po betonáži:

- měření Schmidovým tvrdoměrem podle dokumentace a stanoveného korelačního stavu uloženého na ZS pro stanovení doby odbednění.

PORTÁLY

Tunelový úsek je na obou koncích ohraničen portálovými konstrukcemi – jižním a severním portálem. Oba portály jsou řešeny konstrukcí shodného tvaru – jako šikmo seříznutý tunelový tubus s rovnoběžnými křídly, doplněný v klenbové části průčelní římsou – parapetní zídka, zakruženou do tvaru klenby. SMP CZ, a. s., prováděla železobetonovou monolitickou konstrukci portálů včetně totální dilatační spáry (SIKA FUGEBAND FA 100/30 a STYROPOR) mezi konstrukcí tunelu a portály.

Byly provedeny tyto oddělené kroky betonáže:

- betonáž základových pasů
- betonáž nosné konstrukce portálů
- dobetonávka římsy portálu

Základové pasy portálů

Konstrukce portálů a rovnoběžných křídel byla založena na podélných základových pasech z betonu C30/37 2b a oceli (R) 10 505 (šířky 2,3 m, výšky 1,2 m a délky 10 m), oddělených totální dilatační spárou od konstrukce tunelu. Do konstrukce základových pasů nezasahuje žádné vedení sítí v tunelu.

Nosná konstrukce portálů

Bednění portálů bylo provedeno ve spolupráci s firmou PERI do překližky. Povrch lícových a viditelných ploch betonu C30/37 2b portálů byl proveden jako hladký, se zvýšeným důrazem na estetickou stránku, jelikož se jedná o jedinou, zvenčí viditelnou část tunelu a o výrazný architektonický prvek celé stavby.

Portálová římsa

Portálová římsa byla provedena jako nadbetonovaná C 30/37 2b část nosné portálové konstrukce, na rubové straně byla opatřena okapovýmnosem pro zatažení hydroizolace. Pracovní spára v čelní pohledové ploše po vybetonování římsy byla upravena zabroušením a vyspravením povrchu.

Uvedené konstrukce byly realizovány za provádění zemních prací v tunelovém tělese, což znamenalo navrhnout ze strany odskržení portálů v prostorovém řešení průřezný profil pro dopravu a mechanizaci. Byl realizován nejprve jižní portál a následně severní portál.

ZÁVĚR

Práce byly provedeny ve velmi dobré kvalitě. Při realizaci úložných prahů včetně ploché klenby došlo k zefektivnění prací spojenou betonáží úložných prahů a klenby najednou pomocí dvou čerpadel a dvou betonářských part. Vzhledem k navržené receptuře betonu bylo možné uskutečnit posun bednění po 3 dnech. Dále bylo koordinováno zařízení staveniště a ostatní práce tak, aby nedošlo k přerušení prací na nosné konstrukci ani k jejímu přesměrování. Bohužel se nepodařilo zbudovat alespoň provizorní klenbu plánovaného souběžného tunelu pod ulicí Rantířovská tak, aby bylo možno v budoucnu bez zásahu do městské infrastruktury dostavět tunel pro předpokládaný provoz 2 x 2 jízdní pruhy.

Tunel, dnes již v provozu, plně slouží svému účelu.

ING. ZDENĚK KLEIN, klein@smp.cz,
ALEXANDR HERZÁN, herzan@smp.cz,
SMP CZ, a. s.



Obr. 7 Úsek silnice I/38 s hloubeným tunelem po uvedení do provozu
Fig. 7 The I/38 road section with the cover-and-cut tunnel open to traffic

PORTALS

The tunnelled section is delimited at both ends by portal structures, i.e. the south and north portal. Geometry of both portals is identical: a splayed tunnel tube with parallel wings, with a parapet wall on the edge of the vault following the curvature of the vault. SMP CZ, a. s. executed the reinforced concrete portal structures, including expansion joints (SIKA FUGEBAND FA 100/30 waterstop plus STYROPOR) between the tunnel structure and the portals.

The following casting sequence was used:

- casting of strip foundation
- casting of the portal load-bearing structures
- casting of the parapet wall

Strip foundation of the portals

The portals and parallel wings were founded on longitudinal reinforced concrete strips (concrete C30/37 2bb, steel R 10 505) 2.3m wide, 1.2m high and 10m long. The foundation strips were separated by expansion joints from the tunnel structure. None of the tunnel services interfered with the strip foundation.

Portal load-bearing structures

The formwork for the portals was carried out in collaboration with PERI, using plywood. Architectural concrete finish was designed for visible concrete surfaces (C30/37 2bb) of the portals with respect to the fact that they are a significant architectural feature of the tunnel construction, and the only part of the tunnel visible from the outside.

Portal parapet wall

The portal parapet wall was built on the top of the portal structure, using concrete C30/37 2bb. On its reverse side, the wall was provided with flashing, which allowed the connection of waterproofing. The joint between the vault and the parapet wall, which is found in the visible front surface, was trimmed by grinding and patching.

The above-mentioned structures were built concurrently with the excavation carried out inside the concrete tunnel envelope. For that reason it was necessary for the portal scaffolding to be designed as a gantry straddling the traffic protection shell. The south portal was built first, the north portal followed.

CONCLUSION

The quality of the work was very high. The efficiency of the work on the vault-supporting beams and the flat vault was enhanced by the system of concurrent casting of the beams and vault, using two concrete pumps and two concrete casting gangs. Owing to the designed composition of the concrete mixture, the formwork could be repositioned as early as 3 days after casting. Further, the site facility and the other operations were co-ordinated in a manner preventing any suspension of the work on the load-bearing structure. Unfortunately, an attempt to build an at least temporary vault of the planned parallel tunnel tube under Rantířovská Street failed. It would have allowed completion of the tunnel construction for the expected 2 x 2-lane traffic without affecting the urban infrastructure in the future. The tunnel is already operating, and fully serves its purpose.

ING. ZDENĚK KLEIN, klein@smp.cz,
ALEXANDR HERZÁN, herzan@smp.cz,
SMP CZ, a. s.

TUNEL SOUMAGNE SOUMAGNE TUNNEL

IWAN COUCHARD, CHRISTIAN AUBERT, WILLIAM WELBURN

ÚVOD

Belgická železnice v současné době budují tunel u Soumagne, který bude součástí vysokorychlostní železniční trati mezi Bruslem a Kolínem nad Rýnem (obr. 1). Dvoukolejný tunel o délce 5940 m, s jednou tunelovou troubou, s úseky hloubených tunelů o délce 177 m a 413 m umožní, aby vysokorychlostní vlaky urazily vzdálenost z belgického hlavního města do centra Kolína nad Rýnem za 1 hodinu a 40 minut.

Objednatel: Belgian Railways (Société Nationale de Chemin-de-Fer-Belge)	
Dohlížející inženýrská organizace:	T U C Rail
Dodavatel:	Konsorcium skládající se z:
Vedoucí firma konsorcia	CFE (B)
Vedoucí projektu konsorcia	Vinci Construction Grands Projets (F) Bouygues Belgium (B), Bouygues TP (F) Duchene S.A. (B), Eiffage TP (F) Galere S.A. (B), Wayss und Freytag (D)
Základní údaje:	
Smluvní cena	145,5 milionu eur
Doba ražení tunelu	52 měsíců
Délka tunelu	5 940 m
Výrub	672 000 m ³
Spotřeba tržavin	600 t
Příčný profil raženého tunelu	110 m ²

Ražení tunelu začalo 14. května 2001. Dokončeno bylo 20. října 2004, přičemž definitivní ostění se v době psaní tohoto příspěvku stále ještě instaluje. Tunel bude předán dodavatelům pro kladení kolejí a instalaci trolejového vedení v polovině srpna 2005, přičemž zahájení provozu je stanoveno nejpozději na konec roku 2007.

Západní portál tunelu je umístěn u Vaux-sous-Chèvremont (samosprávná oblast Chaudfontaine) v údolí řeky Vesdre, v nadmořské výšce 90 m. Východní portál je umístěn u Ayeneux (samosprávná oblast Soumagne), v nadmořské výšce 210 m. Tunel má konstantní sklon 1,7 %, jenž se mění na 2 % krátce před výjezdem u Ayeneux. U Bay-Bonnet, která leží asi 2 km od východního portálu a kde nadloží dosahovalo své minimální výšky 24 m, byla pro usnadnění výstavby navržena mezi-lehlá šachta. Tunel je navržen pro traťové rychlosti až 200 km/hod, se světlym průřezem 60 m² (obr. 3).

GEOLOGIE

Tunel je situován v karbonském souvrství v oblasti antiklinály Herve a synklinály Vesdre, která je oddělena poruchovou zónou Magnée, považovanou za východní prodloužení zóny Eifelienne (obr. 4).



Obr. 1 Trať vysokorychlostní železniční sítě, Belgie
Fig. 1 High speed rail Network link up to Belgium

INTRODUCTION

The Belgian Railways are currently developing a tunnel at Soumagne as part of a high-speed train link between Brussels and Cologne (Fig.1). The 5,940m twin-track single-tube tunnel, with 177m and 413m cut and cover sections at the extremities, will enable high speed trains to run from the Belgian capital to Cologne city centre in 1hr 40 minutes.

Employer: Belgian Railways (Société Nationale de Chemin-de-Fer-Belge)	
Supervising Engineer:	T U C Rail
Contractor:	Consortium comprising
Consortium Lead Copany:	CFE
Consortium Project Manager:	Vinci Construction Grands Projets Bouygues Belgiím Bouygues TP Duchene S.A. Eiffage TP Galere S.A. Wayss und Freytag

Further project data:	
Contract Price	145,5 millions Euro
Tunnelling Duration	52 months
Tunnel length	5,940 m
Excavation	672 000 m ³
Explosives	600 t
Excavation cross-section	110 m ²

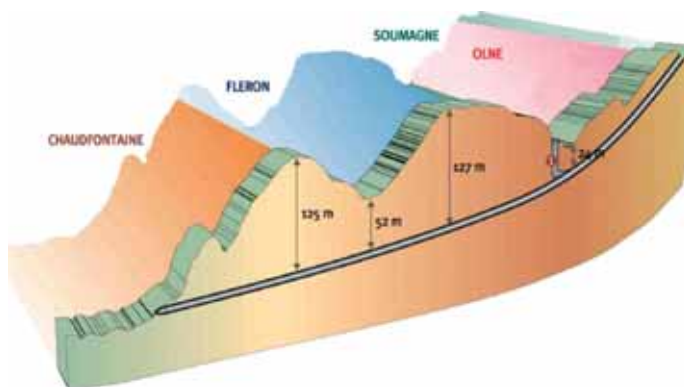
Tunnel boring began on May 14, 2001 and was completed on October 20, 2004, whilst the lining is still being installed at the time of writing. The tunnel will be handed over to track-laying and catenary contractors in mid-August with operational service set for the end of 2007 at the latest.

The western tunnel portal is located at Vaux-sous-Chèvremont (Chaudfontaine commune) in the Vesdre valley, at an altitude of 90 m. The eastern portal is located at Ayeneux (Soumagne commune), and is at 210m altitude. The tunnel has a uniform slope of 1,7 %, which changes to 2% shortly before the Ayeneux exit. At Bay-Bonnet, situated at some 2 km from the eastern portal and where cover was at a minimum of 24 m, an intermediate shaft was designed to facilitate construction. The tunnel has been designed for rail speeds of up to 200 km/hr with an operational gauge of 60m² (Fig. 3).

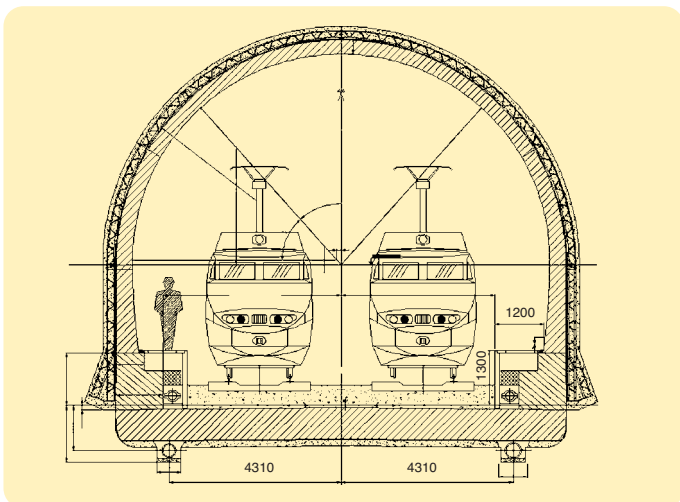
GEOLOGY

The tunnel is located in carboniferous ground of the Herve ridge and the Vesdre basin, which is separated by the Magnée fault, which is thought to be the eastern extension of the Eifelienne fault (Fig 4).

From west to east, the tunnel runs for about 3,300m through Westphalian schist, and then the Magnée fault, consisting of about 650m of Viséen limestones



Obr. 2 Projekt, izometrické zobrazení
Fig. 2 Project isometric



Obr. 3 Průřez tunelem

Fig. 3 Tunnel cross section

Od západu k východu tunel postupuje v délce asi 3300 m břidlicemi (westphal), potom poruchovou zónou Magnée, následuje úsek přibližně 650 m vápenců (viséee), a nakonec v délce nějakých 1900 m prochází tunel polohou břidlic (namur). Westphalské břidlice jsou tvořeny jílovcí, jež jsou obvykle nazývány „uhlonosnými břidlicemi i když nemají charakteristiky normálně připisované krystalické břidlici (foliace nezávislá na vrstvenatosti). Břidličnaté horniny zahrnují také vrstvy pískovce a uhlí, které byly kdysi těženy. Horní a střední úseky synklinály Vesdre obsahují uhlí. Namurské břidlice obsahují křemičitý materiál, jílovcé bohaté na organické látky a několik slojí uhlí, které nebyly vytěženy. Polohy předchozích důlních prací (jako hranice důlních polí a poloha šachet a štol) byly prošetřovány podle dokumentů v důlních archívech. Tak bylo identifikováno sedm hlavních uhelných slojí majících potenciální vliv na práce při ražení tunelu; tento vliv by se mohl pohybovat od porušení rovnovážného stavu až po dutiny částečně vyplněné buď materiálem, nebo vodou. Během projekční fáze byla vyražena směrová štola ve styčné oblasti viséenského vápence a namurských břidlic, kousek od údolí Bay-Bonnet, aby byly získány podrobnější informace o geologických a hydrologických charakteristikách podloží v tomto úseku. Při provádění průzkumných vrtů v celkové délce 80 km byly v tomto úseku zaznamenány důležité krásové útvary.

METODY VÝSTAVBY A PLÁNOVÁNÍ

V kontraktu bylo stanoveno, že tunel bude vyražen v karbonských břidlicích (westphal a namur), tj. v úseku více než 5200 m, pomocí fréz na výložníku, zatímco ve vápenci Viséee, v úseku 650 m, pomocí vrtacích a trhačích prací.

Bylo plánováno, že ražba bude probíhat na třech čelbách: ze západního portálu u Vaux a ze dvou čelb v šachtě Bay-Bonnet. Východní čelba u Ayeneux nemohla být zpřístupněna kvůli tomu, že nebyla včas k dispozici dostatečná plocha pro zařízení staveniště a kvůli ekologickým námitkám k dočasné výsypce.

Hloubení šachty u Bay-Bonnet bylo pro belgické železnice a dohlížející inženýrskou organizaci příležitostí k tomu, aby zahájily setkávání s místními obyvateli pro lepší pochopení dopadů stavby na okolní prostředí a možnost objektivně reagovat na obavy komunity. Šachta měla umožnit odtěžení více než 400 tis. m³ rubaniny a zásobování materiálem pro budování primárního i sekundárního ostění pro dva kilometry tunelů v každém směru. Před zahájením prací dodavatel přesvědčil objednatel, aby zpřístupnil čtvrtou čelbu z Ayeneux, aby se šachta nemusela využívat, jakmile budou proráženy horní části profilu tunelu. Belgickým železnicím se podařilo uklidnit místní obyvatele a odpovídajícím způsobem se dohodly na získání nezbytné plochy pro ražbu ze čtvrté čelby. Během druhé poloviny roku 2001 byla šachta vyhloubena a smlouva byla doplněna o uvažovanou čtvrtou čelbu pro ražení tunelu. Ražení tunelu začalo ze čtyřech čelb od počátku roku 2002.

„BLUES“ FRÉZ NA VÝLOŽNÍKU

Od ledna 2002 začaly pracovat z portálů tunelu dvě frézy EICKHOFF ET 450, každá s výkonem pohonu frézovací hlavy 300 kW. Současně byl v šachtě zahájen provoz frézy PAURAT E 200, rovněž s výkonem pohonu frézovací hlavy 300 kW. Tento stroj byl používán střídavě na obou stranách podle toho, jak bylo prováděno primární ostění.

Výkon fréz se velmi rychle zhoršil, zejména v čelbě ve westphalských břidlicích u Vaux z důvodů přítomnosti masivních pískovcových lavic silných asi jeden metr. Tyto lavice byly prakticky vertikální a procházely v úhlu několika stupňů k podélné ose tunelu. To znamenalo, že po velkou vzdálenost vyžadovaly podepření v čelbě, a před tím, než byl rádně zvládnut realizovaný úsek, objevily se nové lavice. V kontraktu bylo umožněno ražení frézami i pomocí trhačích prací, přičemž pro každý způsob ražby byly jiné požadavky na větrání. Pro větrání při práci s frézami bylo potřebné vhnání čerstvého vzduchu do čelby s odsáváním prachu vznikajícího při procesu ražení frézou. Při provádění trhačích prací musely být z čelby odváděny plyny vzniklé explozí trhaviny, aby

and finally some 1,900m of Namurien schist. The Westphalian schist comprises mainly sedimentary clays commonly called “carboniferous schist”, although they do not have the characteristics normally attributed to schist (foliation independent of stratification). The shales comprise layers of sandstone and coal that were once mined. The upper and intermediate Viséee sections of the Vesdre basin contain coal. The Namurien schist contains siliceous material, schist rich in organic matter and a few veins of coal, which have not been mined. The locations of previous mining operations (such as concession limits and position of shafts and galleries) were investigated by consulting mining archives. Seven main coal veins were thus identified as having a potential influence on tunnelling work, which could range from de-confinement to cavities partially filled either with material or water. During the design phase, a pilot gallery was driven at the junction of the Viséee limestone and the Namurien schist, a little downstream from the Bay-Bonnet valley in order to obtain more detailed information of the geological and hydrological characteristics of the sub-soil there, where important karsts had been noted during 80kms of drilling in the course of geological investigations.

METHODS AND PLANNING

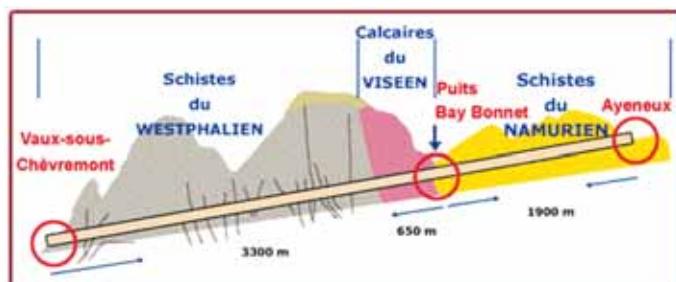
The contract provided that the tunnel would be excavated with roadheaders in the Westphalian and Namurien schist, i.e. over 5,200m and by drill and blast (“D & B”) in the 650m in the Viséee limestone.

Excavation was planned to be carried out at three faces: from the western portal at Vaux and two either side of the Bay-Bonnet shaft. An eastern face at Ayeneux could not be opened up due to unavailability of sufficient site in time for work installations and ecological objections to temporary spoil dumping. Sinking the shaft at Bay-Bonnet was the opportunity for the Belgian Railways and the supervising engineer to initiate community relations meetings with residents to comprehend the construction impact on the environment and objectively respond to fears of the community. More than 400,000 m³ of spoil had to transit out of the shaft while steel ribs, rockbolts, shotcrete, drainage and waterproofing membranes, concrete and rebar for slab and vault for two kilometres of tunnels in each direction from the shaft had to transit in. Before starting work, the contractor convinced the owner to open up a fourth face from Ayeneux, in order to avoid using the shaft as soon as the top headings met. Belgian Railways succeeded in assuaging the local residents and accordingly arranged for possession of the necessary site at the fourth face. During the second half of 2001 the shaft was sunk and the contract amended to take account of the fourth tunnelling face. Tunnel excavation started at four faces from the beginning of 2002.

ROADHEADER BLUES

Two EICKHOFF ET 450 roadheaders, each with 300 kW cutterhead power, started working at the tunnel portals from January 2002. Simultaneously, a PAURAT E 200, equally with 300kW cutterhead power, started operations at the shaft, alternating from one side to the other as and when support operations were being carried out.

Very quickly, and particularly in the Westphalian face at Vaux, the performance of the roadheaders was seriously impaired by the presence of substantial sandstone benches, about 1m thick. These benches were practically vertical, and ran at a few degrees from the longitudinal axis of the tunnel. This meant that they required support at the face over a long distance and new benches were uncovered before the current section had been properly dealt with. The contract provided for excavation by roadheaders and drill and blast, each of which had different ventilation requirements. The ventilation for roadheader work needed fresh air blown to the face with collection of dust produced during the roadheader excavation process. For D & B work, gases generated by detonated explosives had to be collected at the face, to avoid their transit to the back up the tunnel where other teams were working. Furthermore, space constraints prevented installation of two vent tubes in the top half-section of 60 m², where the roadheader was working. Excavation continued with the sole roadheader, but it was taking 10-14 hours to excavate a 1.50 m advance of 60 m² instead of 3 hours planned for. In addition, cutterhead pick tools were subjected to excessive wear (Fig. 6), some 100 picks had to be replaced for each 1.50m advance, even though each roadheader had 74 picks, causing the roadheaders to stop during the excavation of an advance. The prospect of significant additional costs and extensive delay looked like becoming reality.



Obr. 4 Geologický profil

Fig. 4 Geological conditions



Obr. 5 Čelba tunelu u Vaux, vpravo je viditelná pískovcová vrstva
Fig. 5 Tunnel face at Vaux showing Sandstone on the right

se zabránilo jejich šíření zpět do tunelu, kde pracovaly další posádky. Navíc prostorová omezení zabránila instalaci dvou větracích luten v horní polovině profilu o ploše 60 m², kde pracovala fréza. Ražba pokračovala výhradně s frézou, ale vyražení záběru v délce 1,50 m o ploše 60 m² trvalo 10 – 14 hodin místo plánovaných tří hodin. Kromě toho byly řezné nástroje frézovací hlavy vystaveny nadměrnému opotřebení (obr. 6). Na každý 1,50 m dlouhý záběr muselo být vyměněno nějakých 100 nástrojů, ačkoliv každá hlava měla 74 těchto nástrojů. Proto musely být frézy během ražby jednoho záběru zastavovány. Vypadalo to, že vyhlídka na značné vícenáklady a velké zpoždění se stává realitou.

METODA VÝSTAVBY ZMĚNĚNA NA TRHACÍ PRÁCE

V květnu 2002 odsouhlasila dohlížející inženýrská organizace na žádost dodavatele provedení zkoušek trhacích prací na všech čtyřech čelbách za účelem vyhodnocení výkonnosti a přijetí konečného rozhodnutí do poloviny srpna 2002. Dobrá rychlost postupu byla potvrzena, a proto byl dodavatel instruován, aby pokračoval v ražbě pomocí trhacích prací, což byla jediná metoda ražení, již bylo možno dosáhnout včasného dokončení projektu.

OMEZENÍ PRO TRHACÍ PRÁCE

Ve specifikacích pro ražbu ve vápenci Viséen byla určena dvě hlavní omezení. Za prvé, nebyly povoleny žádné trhací práce před 7:00 a po 20:00. Za druhé, vibrace musely být omezeny v souladu s limity stanovenými v normě DIN 4150. Tím byl omezen počet odpařů na jeden denně, což umožnilo postup 4,50 m za den, tedy v průměru 22,5 m týdně, s příležitostným maximem 30 m. Avšak pro účinné omezení vibrací bylo nezbytné rozšířit na celou délku tunelu monitorování základů budov v sousedství, jež byly nejbližší postupující čelbě tunelu.

Použití trhavin mělo i jiné vlivy na projekt. Zejména způsobilo zvýšení nadměrného výlomu, což zase zvýšilo spotřebu stříkaného betonu, který byl původně oceněn v sazbě na jeden lineární metr tunelu. Dohlížející inženýrská organizace souhlasila s novým ohodnocením sazby za nadměrný výlom v důsledku změny povahy práce, ale požadovala, aby byla podobným způsobem nově ohodnocena sazba za ražbu, která byla stanovena na základě použití frézy na výložníku v krystalické břidlici. Dalším důsledkem změny způsobu ražby bylo to, že úsek mezi Vaux a šachtou Bay Bonnet byl vyražen v jedné fázi. V plánovaném stavebním postupu s frézou bylo stanoveno, že bude otevřena horní sekce 60 m², několik desítek metrů za ní bude následovat jádro o ploše 30 m² a potom sekce dna tunelu o výměře 20 m², kterou měl být výrub uzavřen, ve vzdálenosti nejvýše 200 m od čelby. To ovšem znamenalo, že v oblasti ražby jádra byla nezbytná stálá příjezdová rampa k postupující čelbě tunelu a při ražbě jádra a dna pomocí trhavin byla nezbytná ochrana zařízení a materiálů během trhacích prací. Proto, kdekoli to horninové podmínky na čelbě tunelu dovolily, byla čelba tunelu ražena v celém svém průřezu. Tento postup byl použit mezi šachtou Bay-Bonnet a portálem Vaux v úseku 650 m ve vápenci, jak to bylo původně plánováno, a potom na většině úseku tunelu v délce 3300 metrů ve westphalských břidlicích.

RAŽENÍ PORUCHOVOU ZÓNOU MAGNÉE

Styk mezi vápencem a westphalskými břidlicemi byl v geologických průzkumech identifikován jako vysoce porušená zóna. Pro bezpečné ražení tunelu touto zónou podnikl dodavatel ve shodě s dohlížející inženýrskou organizací specifická bezpečnostní opatření. S tím, jak se tunel přiblížil k zóně, bylo od ražby plným profilem ve vápenci upuštěno a nahrazeno ražením v horní polovině profilu, a to až po předchozím provedení ochranného deštníku z překrývajících se ocelových trubek dlouhých 15 m, osazených ve vzdálenosti 40 cm, s nízkotlakou injektáží řídkou cementovou směsí. Ražba tunelu pod prvními dvěma deštníky byla úspěšná a narazila na předpokládanou břidlici a vodu. Po dokončení ražení pod třetím deštníkem došlo k situaci (obr. 8), při níž trubky druhého deštníku v místě překryvu s prvním deštníkem vybočily o tři metry do profilu tunelu. Aby v tunelu byly obnoveny bezpečné podmínky, uskutečnilo se

EXCAVATION METHOD CHANGED TO BLASTING

By May 2002, at the contractor's request, the supervising engineer accepted that D & B trials be carried out on the four faces with a view to assessing performance and making a final decision by mid-August 2002. Good progress was sustained and the contractor consequently was instructed to continue excavating by D & B, which was the only excavation method compatible with timely project completion.

EXPLOSIVES CONSTRAINTS

There were two principal constraints written into the specification for excavation of Viséen limestone. Firstly, no blasting was allowed before 7am and after 8pm. Secondly, vibrations were to be controlled in accordance with the limits set by DIN 4150. This limited blasting operations to one per day, permitting a 4.50 m daily advance averaging out at 22.5m weekly, with the occasional peak at 30m. However, effective vibration control required extending monitoring of those nearby building foundations closest to the advancing tunnel face over the overall length of the tunnel.

Use of explosives had other effects on the project and notably generated more over-break, in turn increasing shotcrete consumption, which had originally been priced at a rate per linear metre of tunnel. The supervising engineer agreed that the rate for over-break be re-evaluated on account of the changed nature of work, but requested that the rate for excavation, priced on the basis of roadheader in schist, be similarly re-evaluated. A further consequence of the changed excavation method was that the section between Vaux and the Bay Bonnet Shaft was excavated in one phase. The planned construction method using a roadheader provided for the opening of a 60m² upper section, followed by a 30 m² bench section some tens of metres behind, and a 20m² invert section which had to close the excavation at not more than 200m from the face. Although these staggered interventions were possible when excavating by roadheader, excavation of the bench and invert using explosives would require protection of the equipment and materials during blasting and the excavation of the bench required a constant approach ramp to the advancing tunnel face. Accordingly, wherever the tunnel face and ground conditions permitted the same, the tunnel face was excavated over the full section of the tunnel face. This method was used between the Bay-Bonnet Shaft and the Vaux portal, in the 650 m long limestone section as initially planned, and then on the major part of the 3.300 meters tunnel in the Westphalian schist.

DRIVING THROUGH THE MAGNÉE FAULT

The contact between Viséen limestone and Westphalian schists had been identified in the geological investigations as a highly disturbed geological fault zone. The contractor undertook specific precautions to tunnel through this fault safely in agreement with the supervising engineer. Thus, as the tunnel approached the fault, the full section excavation in limestone was abandoned for an excavation in the upper half-section only after having first carried out forepoling to create an umbrella vault of overlapping 15 m long tubes at 40cm centres and injected with low pressure cement grout. Excavation below the first two rows of forepoling was carried out successfully, and the foreseen schist and water was encountered. After completing the excavation below the third rows of forepoling, an incident occurred (Fig. 8), whereby the base of the second row of forepoling, at the junction with the first row, gave way causing it to buckle and enter 3m into the tunnel profile. Substantial work in grouting de-confined ground, renewing the forepoling umbrella vault, and re-aligning the tunnel in the zone of deformation was carried out to re-establish safe condition in the tunnel. The feet of the steel ribs in the higher half-section were secured by anchoring at variable lengths in firm surrounding ground. The anchoring operation was extended to the steel ribs in the bench, and steel ribs were



Obr. 6 Nové a opotřebované řezné nástroje po dvanácti hodinách práce
Fig. 6 New and worn roadheader picks after 12hours work

značné množství prací spočívajících v injektování uvolněné horniny, v obnově deštníku a v přeprofilování tunelu v zóně deformace. Spodní části ocelových skruží v horní polovině profilu byly zajištěny ukotvením, ve variabilních délkách do pevné okolní horniny. Kotvení bylo rozšířeno na ocelové skruže v jádře a v části spodní klenby o tloušťce 2,50 m byly umístěny ocelové skruže, aby byl uzavřen vyrubaný profil. Průchod poruchovou zónou Magnée v délce 60 m trval zhruba 90 dní.

JINÉ PŘEKÁŽKY

Jiné překážky souvisely s předpokládanou přítomností uhlí. Jak se ukázalo, výskyt uhelných slojí nebo vytěžených štol, ať už byl neočekávaný, nebo ne, byl zvládnut dobrou kvalitou prací při ražení tunelu, a to bez závažnějších nesnází. Ve specifikacích bylo stanoveno, že na konci každého týdne musí být v každé čelbě proveden předvrt na délku postupu předpokládaného na další týden. Zaznamenávaním parametrů při vrtání a analýzou vyvrtaného materiálu byly při předvrtávání získávány údaje o hornině, kterou se bude procházet, a o veškerých dutinách, které bude třeba vyplnit. Předvrtávání dále umožňovalo provádět vyhodnocování přítomnosti kapes naplněných plyny. Specifikacemi byly vyžadovány pevné a mobilní přístroje pro detekci plynů, jež by upozorňovaly na výskyt nebezpečných plynů, jako jsou CO, NO_x, SO₂ a CH₄, s prahovými hodnotami pro vyhlášení poplachu, při nichž musí být evakuována čelba a tunel musí být větrán tak dlouho, dokud se plyn nerozptýlí na přijatelné hladině.

BEZPEČNOST V TUNELU – ZVLÁDÁNÍ NEBEZPEČÍ POŽÁRU

Vedení projektu od počátku vypracovalo přísnou bezpečnostní politiku v souladu s požadavky stanovenými ve smlouvě, přičemž byly rovněž implementovány poznatky ze zvládnutí současných nehod – požárů v tunelech, jako byl požár v tunelu A86 blízko Paříže. Ve smlouvě bylo pamatováno na úhradu podstatné části bezpečnostního zařízení, jež zahrnovalo telefonickou síť pro tísňové volání a požární potrubí, kontrolu vstupu do tunelu, aby kdykoli v případě nehody bylo možno stanovit počet lidí v tunelu, kamery citlivé na tepelné záření a osobní dýchací přístroje pro požárníky, aby mohli vstoupit do tunelů naplněných kouřem. Dodavatel přesvědčil vlastníka, aby bylo instalováno doplňkové bezpečnostní zařízení, zejména úkryty pro přežití – pracovníci byli instruováni, aby se v nich v případě požáru ukryli. V tomto úkrytu byl mírný přetlak, aby se zabránilo vnikání kouře. Byl vybaven rozprašovacími zařízeními pro ochlazování vnější části, kdyby to bylo potřeba, a zhruba třiceti dýchacími přístroji spolu s rádiovými přijímači pro komunikaci s okolním světem při čekání na příchod záchranných týmů. Kromě toho bylo v tunelu instalováno poplašné zařízení, jež by upozornilo personál na případné vypuknutí požáru a také na bezprostřední provádění trhacích prací. Každá čelba tunelu byla vybavena nouzovým vozidlem. Ve vozidle byly osobní dýchací přístroje, hasicí přístroje a požární hadice s pěnou. Veškerá tato zařízení byla schválena dohlížející inženýrskou organizací a byla uhrazena Belgickými železnicemi. Paralelně byl zahájen mohutný výcvikový program pro výcvik personálu pro nouzový zásah při vypuknutí požáru a pro výcvik v použití osobních dýchacích přístrojů a ve způsobu použití nouzového vozidla. Na staveništi se stal pouze jeden případ požáru, jenž se týkal rypadla. Požár byl rychle uhašen staveništním pohotovostním týmem ještě před tím, než na místo přijeli v rekordním čase hasiči z městského útvaru.

ZÁVĚR

Tunel Soumagne je názorným příkladem profesionální součinnosti mezi dohlížející inženýrskou organizací a dodavatelem, zaměřené na přizpůsobení pracovních postupů realitě v terénu. Kromě toho, že byla poskytnuta práce více než 350 lidem po dobu čtyř let bez jakýchkoli vážných nehod, dohlížející inženýrská organizace a dodavatel mohou být potěšeni z dodržení původních termínů a rozpočtu.

**CHRISTIAN AUBERT, WILLIAM WELBURN,
VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJECTS,
IWAN COUCHARD**



Obr. 8 Problémy při ražení poruchovou zónou Magnée
Fig. 8 Incident during drive through Magnée fault



Obr. 7 Nabíjení vrtů při ražbě plným profilem
Fig. 7 Charging explosives in full section excavation

placed in order to close the excavation, at the base of a 2.50 m thickness foundation raft curved. Some 90 days were necessary to pass through the 60 m Magnée fault.

OTHER DIFFICULTIES

In addition to passing through the Magnée fault, the other difficulties were those that could be expected in the presence of coal. As it turned out, encountering coal seams or worked out galleries, whether unforeseen or otherwise were controlled by good tunnelling practice and without major difficulty. The specifications stipulated that at the end of each week, on each face, probe drilling be carried out over the length of the foreseeable advance for the following week. Probe drilling gave an indication of the impending ground to be bored and any cavities to be filled by recording drilling parameters and analysing material residue. In addition, probing enabled an assessment of the presence of gas pockets to be made. The specifications called for fixed and mobile gas detecting apparatus to warn of the presence of harmful gases such as CO, NO_x, SO₂ and CH₄ with alarm thresholds indicating the need to evacuate the face and to ventilate the tunnel until dissipation of the gas to acceptable levels.

TUNNEL SAFETY – DEALING WITH FIRE RISKS

Statistics show higher accident rates for workmen in underground environments than those in other sectors of the construction industry. From the outset, the management drew up a rigorous safety policy in conjunction with the contract requirements, whilst also implementing lessons learnt in dealing with contemporary tunnel fire accidents such as the A86 tunnel fire near Paris. The contract provided for the payment of a significant part of the safety equipment, comprising an emergency call network and a fire conduit, tunnel access control in order to determine at any one time the number of people in the tunnel in the event of an accident, thermal cameras and individual breathing apparatuses for fire-fighters to enter smoke-filled tunnels. The contractor convinced the owner that supplementary safety equipment be installed, particularly survival shelters where workmen were instructed to take shelter in case of fire. This shelter was slightly pressurised to avoid smoke entry and equipped with spray apparatus to cool the exterior, if necessary, and was equipped with some thirty breathing apparatus together with radios to communicate with the outside world whilst awaiting the arrival of emergency rescue teams. Moreover, an alarm system was installed in the tunnel to warn personnel working at the back of the face of an eventual outbreak of fire and also imminent blasting operations. Each tunnel face had an emergency vehicle equipped with individual breathing apparatus, and extinguishers and fire hoses with foam. All this equipment was approved by the supervising engineer and paid for by the Belgian Railways. In parallel, a robust training scheme was initiated to train personnel in emergency intervention in fire outbreaks, use of individual breathing apparatus and how to use the emergency vehicle. Only one fire incident occurred on site, concerning an excavator. The fire was quickly brought under control and extinguished by the site emergency team before municipal fire-fighters arrived at site in record time.

CONCLUSION

The Soumagne Tunnel is an illustration of professional interaction between the supervising engineer and the contractor, focussing on adapting working methods to reality in the field. In addition, having provided work for more than 350 people over four years, without any serious accidents, the supervising engineer and the contractor can enjoy their achievement in meeting the deadlines and budget initially announced.

**CHRISTIAN AUBERT, WILLIAM WELBURN,
VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJECTS,
IWAN COUCHARD**

POKLÁDKA VÝZTUŽE SEKUNDÁRNÍHO OSTĚNÍ TUNELŮ MRÁZOVKA A PANENSKÁ

PLACEMENT OF REINFORCEMENT OF SECONDARY LINING – MRÁZOVKA AND PANENSKÁ TUNNELS

PETR JELÍNEK, ZDENĚK KLEIN

ÚVOD

Pro sekundární obezdívku tunelu Mrázovka a tunelu Panenská bylo navrženo použití samonosné výztuže. Společnost SMP CZ, a. s., jako dodavatel výztuže sekundární obezdívky řešila následující úkoly:

- dodržení požadovaného tempa pro jednotlivé betonážní postupy a tím i celkového harmonogramu výstavby;
- dosažení vysoké produktivity práce;
- omezení prací, při nichž se montuje výztuž nad hlavami pracovníků;
- zvýšení bezpečnosti práce.

Pracovníci firmy proto navrhli, vyrobili a úspěšně použili nový ukládací vůz – montážní plošinu. V průběhu používání ukládacího vozu v tunelu Mrázovka byly upraveny některé části pro získání větší tuhosti konstrukce. Zkušenosti z tunelu Mrázovka byly uplatněny při konstrukci a výrobě montážní plošiny pro tunel Panenská.

MO RAST – TUNEL MRÁZOVKA

Automobilový tunel Mrázovka je součástí výstavby městského okruhu Prahy na Smíchově v úseku Radlická – Strahovský tunel.

Od severního portálu jsou vedeny dvě souběžné třípruhové tunelové trouby – východní (VTT) a západní (ZTT). Oba třípruhové tunely se v tunelových rozpletech větví na dvoupruhové tunely a jednopruhové větve. Na tyto ražené tunely navazují u obou portálů hloubené tunely.

Ražené tunely	ZTT	VTT
Celková délka	1219 m	964 m
Z toho: třípruhový tunel	653 m	630 m

Předmětem dodávky SMP CZ, a. s., byly tyto objekty:

- SO 8131 ZTT Dodávka a montáž samonosné výztuže definitivního ostění klenby tunelu.
- SO 8171 VTT Dodávka a montáž samonosné výztuže definitivního ostění klenby tunelu.

Jednotlivé betonážní postupy měly délku 7,50 m a byly vzájemně odděleny dilatační spárou. Základním nosným prvkem byl ramenát ve tvaru otevřeného lichoběžníku. V jeho rozích jsou pruhy ve směru klenby a výplň ramenát tvoří tříminky přivařené k hlavní výztuži tak, že výsledkem je prostorová příhradovina. Osová vzdálenost rámu byla 1,0 až 1,1 m. Po obvodu byly ramenáty tvořeny sedmi díly. Délka jednoho dílu byla omezena jednak rozměry a jednak hmotností s ohledem na ruční manipulaci. Jednotlivé díly byly spojovány šroubovými lanovými spojkami, na každý styk byly použity dvě spojky. Kromě ramenát byla výztuž tvořena jednotlivými pruhy kladenými ve směru zaklenutí a dále svařovanými sítěmi. Všechna betonářská výztuž je vázaná. Krytí výztuže bylo zajištěno u povrchu směrem k izolaci vložení trubek PVC a na vzdušném líci použitím betonových distančních koleček.

UKLÁDACÍ VŮZ

Ukládací vůz je tvořen pojezdovou a zvedací částí. Pojezdová část umožňuje přejezd do jednotlivých pracovních postupů a rovněž přesné ustavení výztuže ve směru podélné osy tunelové roury. Je tvořena ocelovým prostorovým rámem portálového tvaru, který umožňuje průjezd vozidel. Tato skutečnost zajišťuje možnost dovozu materiálu pro provádění izolací tunelu a dovoz výztuže tunelu před ukládací vůz. Rám je uložen na podvozku s mechanickým pohonem. Konstrukce je dále doplněna lešením a plošinami pro pohyb pracovníků při ukládání výztuže. Rám je osazen hydraulickými zvedáky a na nich je namontována zvedací část

INTRODUCTION

A self-supporting reinforcement system was designed for the secondary lining of the Mrázovka and Panenská tunnels. SMP CZ, a. s., the sub-contractor for the placement of reinforcement of the secondary lining, solved the following tasks:

- meeting the casting advance rate required for individual blocks, thus also the overall construction schedule;
- achieving high productivity of work;
- decreasing the portion of the work carried out above heads of workers;
- enhancing safety at work.

Employees of the company therefore designed, assembled and successfully utilised a new purpose-made travelling platform. Some parts of the platform were modified during the work on the Mrázovka tunnel, making the structure more rigid. Experience gained from the Mrázovka tunnel was made use of in the design and production of the platform for the Panenská tunnel.

THE MRÁZOVKA ROAD TUNNEL

The Mrázovka road tunnel is part of the Prague City Circle Road project, in its section between Radlická Street and the Strahov road tunnel (the Smíchov district).

The two parallel tubes of the tunnel, the ETT and WTT, are driven from the North Portal. The tubes, accommodating three traffic lanes, split in bifurcation chambers into double-lane tunnels and single-lane branches. These tunnels continue from the portals by cut-and-cover tunnels.

Mined tunnels	WTT	ETT
Total length	1219m	964m
Three-lane tunnel out of the above figures)	653m	630m

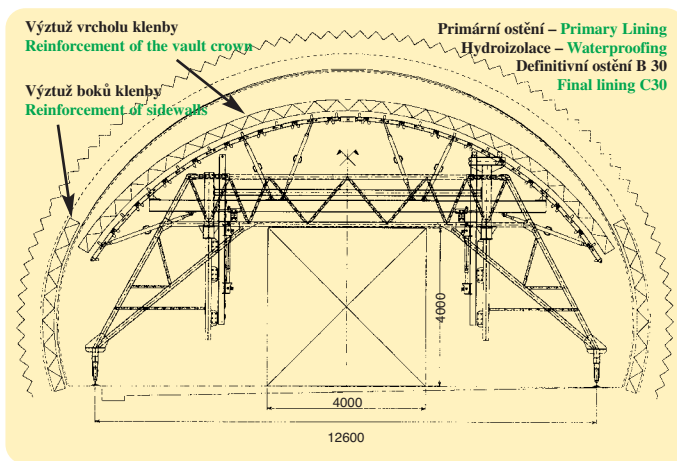
The subject matter of the SMP CZ's sub-contract:

- SO 8131 WTT – processing and placement of self-supporting reinforcement for the tunnel vault
- SO 8171 ETT - processing and placement of self-supporting reinforcement for the tunnel vault

Individual casting blocks were 7.50m long. The blocks were separated by expansion joints. The basic load-bearing element was a spatial lattice girder with trapezoidal cross section (BRETEX). Reinforcement bars following the shape of the vault are in the corners of the trapeze, confined in hoops welded to the main reinforcement bars. The girders were erected at 1.0 to 1.2m spacing. The arches consisted of seven sections. The length of one section was limited both by dimensions and the weight (manual handling). Individual sections were joined using cable-type threaded coupling sleeves (two sleeves in one joint). In addition to the arches, the reinforcement consisted of individual bars following the shape of the vault, and welded mesh. All reinforcement bars were tied-up. The reinforcement cover was secured using PVC pipes inserted on the surface touching the waterproofing layers, and concrete spacer discs.

THE TRAVELLING PLATFORM

The travelling platform for placement of reinforcement consists of a "traveller" and a lifting part. The traveller allows repositioning, i.e. the movement of the platform to the next casting block location, and precise setting of the reinforcement in the direction of the longitudinal axis of the tunnel tube. The traveller is a spatial gantry structure allowing the passage of vehicles. Thus the supply of materials for the tunnel waterproofing



Obr. 1 Příčný řez montážní plošiny v dolní poloze
Fig. 1 Cross-section – assembly platform's lower position

ukládacího vozu. Tato je tvořena úložným roštem, který je tvarově přizpůsoben lici spodní plochy výztuže sekundárního ostění. Hydraulické zvedáky mají dvě polohy. Dolní poloha zvedací části vozu se používá pro přejezd do polohy nového pracovního postupu a pro ukládku výztuže na vůz (obr. 1).

MONTÁŽ VÝSTROJE

Před nájezdem vozu se smontují boční části výztuže klenby za použití lehkého přesuvného lešení. Pak najede vůz a výztuž horní části klenby se provádí s jeho pomocí. Síť, armokoše i jednotlivé pruty se pokládají na rošt vozu shora. Přitom se využívá svislé a vodorovné dopravy výztuže pomocí hydraulické ruky, která je namontována na spodním pojzdovém rámu ukládacího vozu. Po ukončení kompletace výztuže se pomocí hydraulických zvedáků celá výztuž horní části klenby zvedne do projektem předepsané polohy a šroubovými spojkami se propojí s výztuží boků klenby. Tímto je výztuž celého betonážního postupu uzavřena a je samonosná. Následně se spustí zvedací část vozu do dolní polohy a je možno přejet do dalšího pracovního postupu. Po zabetonování čela předcházejícího betonážního kroku se ještě doplní výztuž, která by před tím bránila uložení bednění.

Řešení ukládacího vozu je chráněno jako užité v zorném úhlu Úřadu průmyslového vlastnictví. Současně bylo řešení přihláшено do soutěže INNOVATION AWARD 2003, kterou pořádá každoročně společnost VINCI.

Zahájení prací: červen 2002
Dokončení prací: srpen 2003

STAVBA D8, ÚSEK 0807/II, ČÁST G: TUNEL PANENSKÁ

Významnou součástí výstavby dálnice D8 je tunel Panenská. Tunelové roury, západní (levá) a východní (pravá), jsou členěny na část hloubenou a raženou. Tvar definitivního ostění je rozdělen na dvě části – část bez spodní klenby a část s klenbou. Železobetonová konstrukce patek (spodní klenby) a horní klenby je navržena z betonu C25/30-XF4.

Předmětem dodávky SMP CZ, a. s., je dodávka a montáž samonosné výztuže definitivního ostění pro východní tunelovou troubu (VTT).



Obr. 2 Montáž výztuže z ukládacího vozu
Fig. 2 Installation of reinforcement from the transportation vehicle

operations and reinforcement bars and their deposition ahead of the platform is possible. The gantry is mounted on an undercarriage with a mechanical drive. The structure is further complemented by a scaffold and walkways for movement of workers during the placement of the reinforcement. Hydraulic jacks are mounted on the gantry, carrying the lifting part of the travelling platform. The lifting part consists of a reinforcement supporting grill, whose geometry follows the bottom of the reinforcement of the secondary lining. The hydraulic jacks have two positions. The lower position of the lifting part is used when the platform is moved to a new casting block, and when reinforcement bars are being placed on the travelling platform (see Fig. 1).

REINFORCEMENT FABRICATION

The side-wall parts of the vault's reinforcement are fabricated using a light-weight movable scaffold, before the arrival of the travelling platform. Then the platform is set in the position, and the upper part of the reinforcement is installed. The mats of mesh, reinforcement cages and individual bars are placed on the top of the supporting grill. Vertical and horizontal handling of the reinforcement elements is carried out using a hydraulic arm, which is mounted on the bottom part of the travelling gantry. When the reinforcement is complete, the whole upper part of the vault's reinforcement is lifted by hydraulic jacks to the designed position; the reinforcement bars of the upper part and the side-walls of the vault are spliced using threaded coupling sleeves. The result of the above procedure is a self-supporting reinforcement cage. The lifting part of the travelling platform is lowered then, and the platform is able to move to the next block position. Missing reinforcement bars that would have prevented erection of the formwork are added after installation of stop-end formwork.

The design of the above described travelling platform is registered at the Industrial Property Office as an industrial design. It will also compete for the INNOVATION AWARD 2003 in a competition organised annually by the VINCI company.

Work commencement: June 2002
Work completion: August 2003

THE PANENSKÁ TUNNEL (D8 HIGHWAY PROJECT, SECTION 0807/II, PART G)

The Panenská tunnel is an important part of the D8 highway project. The tunnel tubes, western (left) and eastern (right), consist of cut-and-cover and mined sections. In terms of the final lining structure, the mined tunnel tubes are divided into sections without invert and with invert. Concrete C25/30-XF4 is designed for the reinforced concrete footings (or invert) and the vault structures.

The subject-matter of the sub-contract concluded with SMP CZ, a. s. is the supply and assembly of self-supporting reinforcement of the secondary lining in the eastern tunnel tube (ETT).

ETT basic data:

Tunnel tube length	...2030m
Mined section length	...1976m
Casting blocks (12m long)	...196 pieces
Commencement of footings reinforcement placement	...5/6/2004
Commencement of the vault reinforcement placement	...5/8/2004

Steel grade 10 505 (R) was designed for the self-supporting reinforcement of the vault.

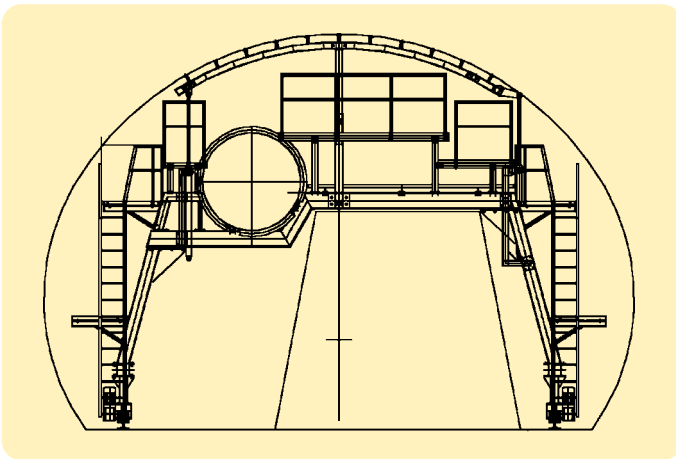
Cable ducts for future electrical wiring are installed in the reinforcement cage. The FF-KABUFLEX R system is used for the ducting, i.e. PE-HD protective pipes DN 110.

The reinforcement placement and casting of the footings is completed prior to the placement of reinforcement and casting of the vault.

1. Operations flow design

An assembly-line production system is designed for the work on the reinforcement of the final lining of the Panenská tunnel's mined sections, i.e. with division into a sequence of 12m-long dilatation blocks. The reinforcement of the vault is a self-supporting unit consisting of BRETEX lattice girders and KARI mesh at the inner and outer surfaces.

The self-supporting lattice girder is composed of five sections, which are connected during the assembly operation with threaded coupling sleeves. The girders are erected at intervals of one meter. The dimensions of



Obr. 3 Schéma montážní plošiny
Fig. 3 Traveling platform design

Základní údaje VTT:

Délka tunelového tubusu	2030 m
Délka ražené části	1976 m
Bloky betonáže á12 m	169 kusů
Termín zahájení armování patek	5. 6. 2004
Termín zahájení armování klenby	5. 8. 2004

Výztuž železobetonové klenby je navržena z oceli 10 505 (R) jako samonosná.

Chráničky pro budoucí vedení kabelů technologie jsou osazeny do výztuže. Chráničky jsou z materiálu FF-KABUFLEX R – ochranná trubka pro kabely z PE-HD profilu DN 110.

Armování a betonáž patek předchází armování a betonáži klenby.

1. Návrh proudu

Montáž výztuže definitivního ostění ražených částí tunelu Panenská je navržena systémem pásové výroby po jednotlivých dilatačních celcích (sekcích) o obvyklé délce 12 m. Výztuž klenby je navržena jako samonosná a skládá se z příhradových nosníků „prstenců“, tzv. bretexů a Kari sítí při vnějším i vnitřním povrchu.

Celý samonosný příhradový prstenc a tvaru klenby tunelu se skládá z pěti dílů, které jsou v průběhu montáže spojovány lanovými svorkami. Osová vzdálenost těchto prstenců je jeden metr. Kari sítě mají oka 8/100x8/100 a jsou atypické o rozměrech dle potřeb kladečského výkresu realizační dokumentace stavby.

Celá operace probíhá mezi montáží izolace klenby a betonáží definitivního ostění.

2. Doprava materiálu

Doprava výztuže probíhá přesně podle logistického návrhu přímo z výroby až na pracoviště. Předpokladem je, že v jedné dodávce je vždy veškerá výztuž jednoho záběru tak, aby v průběhu realizace nedocházelo ve stísněných podmínkách a souběhu několika operací ke zbytečným pohybům dopravních prostředků a tím i k časovým ztrátám. Výztuž se uloží na skladovou část armovacího vozu a následně do definitivní armatury klenby.

3. Montážní plošina – armovací vůz

V rámci dodávky samonosné výztuže byla navržena pojízdná montážní plošina pro ukládání. Ta umožňuje montáž armatury klenby po již zmíněných dilatačních dílech včetně přesného ustavení výztuže ve směru podélné osy tunelové roury. Nasazení montážní plošiny předpokládalo vybudování průběžných ŽB pasů tvořících patu budoucí klenby definitivního ostění a současně umožňující položení kolejí pro pojezd nejen armovacího vozu, ale i všech ostatních vozů zajišťujících celý proudový proces výstavby. Montážní plošina délky 10 m je sestavena ze tří příčných rámu o osové vzdálenosti 4 m a s převýšenými konci dl. 1 m, s prostupem pro lůtlu odvětrávání tunelu tak, aby byl umožněn neustálý průjezd dopravních prostředků pod plošinou. Tato skutečnost zajišťuje možnost ražby tunelu, dovozu materiálu pro provádění izolací tunelu a dovoz výztuže tunelu před montážní plošinou. Montážní plošina je opatřena pracovní podlahou a lávkami ve výškových



Obr. 4 Montáž plošiny na staveništi
Fig. 4 Installation of the platform at construction site

the KARI mesh mats (8/100x8/100) are non-standard, according to the reinforcement placing drawing contained in the detailed design.

The whole operation is incorporated in the operations flow, between the installation of the waterproofing and the casting of the vault of the final lining.

2. Transport of material

Reinforcement steel processed in an external facility is transported to the construction site and the particular working place strictly according to a logistic design. The condition is that one supply always contains all reinforcement items needed for one block, so that unnecessary movement of vehicles in the confined space and in the course of several simultaneous operations, which is usually associated with time losses, is avoided. The reinforcement items are deposited on the storage part of the platform, and subsequently they are placed to the final unit of the vault reinforcement.

3. Travelling platform

A purpose-made travelling platform for the fabrication of the self-supporting reinforcement cage was designed in the framework of the sub-contract. The platform makes the fabrication of reinforcement in casting blocks possible, including precise setting of the cage in the direction along the tunnel tube axis. It was necessary for the deployment of the travelling platform, and all other platforms used during the subsequent flow of operations, to construct continuous RC strips allowing the movement of the platforms on rails. Those strips were found on the top of the footings of the future vault. The 10m long platform consists of three gantries standing 4m apart, and 1m-long cantilevering ends and a passage for tunnel ventilation ducting. The geometry of the gantries makes continuous traffic along the tunnel possible. Owing to this design, the tunnel excavation, supply of waterproofing materials and delivery of reinforcement ahead of the platform can proceed. The travelling platform is provided with a working platform and walkways at levels allowing the placement of the reinforcement components and, in the same time, ensuring compliance with safety standards. The structure is further complemented by a scaffold and walkways for movement of workers during the placement of the reinforcement. Part of the platform is also a firm template to check the curvature of the lining, and a bracing structure used for rectification of BRETEX lattice arches. Simple braces can also be fixed to the structure to support the reinforcement until the vault effect of the BRETEX arches is activated. A 6m-long lifting part of the platform, copying the contour of the upper part of the vault, is installed between a pair of the gantries. It is lifted by hydraulic jacks mounted on the gantries. The lifting part consists of a bearing grill, whose shape follows the bottom of the reinforcement of the secondary lining. The lifting part is set to the lower position when the platform is being moved, and when reinforcement bars are being placed in the upper part of the vault. The lifting mechanism secures precise setting of the upper part of the vault to the designed position. Electric propulsion gear with worm gear drives allow fine adjustment, make fluent and precise movement of the whole travelling platform set possible. All staff responsible for operation of the platform are trained in the specifications and manual for operation and maintenance of this equipment.

úrovňích tak, aby umožňovala montáž výztuže klenby a současně splňovala předpisy BOZP. Konstrukce je dále doplněna lešením a plošinami pro pohyb pracovníků při ukládání výztuže. Součástí plošiny je také pevná šablona pro kontrolu zakřivení ostění a vzpírací konstrukce pro rektifikaci distančních obloukových prvků. Do plošiny lze také opřít jednoduché vzpěry pro podepření výztuže do doby, než začne působit klenbový účinek rektifikačních ráků.

Zdvihací hydraulická plošina ve tvaru horní části klenby a délky 6 m je umístěna mezi dvojicí příčných ráků. Rám je osazen hydraulickými zvedáky a na nich je namontována zvedací část montážní plošiny. Tato je tvořena úložným roštem, který je tvarově přizpůsoben lici spodní plochy výztuže sekundárního ostění. Hydraulická plošina je v dolní poloze při přejíždění armovacího vozíku a při montáži vrchlíkové části armatury klenby. Zdvihací mechanismus pak zajišťuje přesné ustavení horní části klenby do požadované polohy. Elektrické pojezdy se šnekovými převody umožňují jemné ovládání, a tedy plynulý a přesný posun celého armovacího vozu. Všichni pracovníci na montážní plošině pověření jeho obsluhou jsou zaškoleni ve smyslu technických podmínek a návodu pro obsluhu a údržbu zařízení.

4. Montáž výztuže

Montáž výztuže klenby se sestává z několika operací. Nejprve jsou uloženy vnější spodní Kari sítě a patní bretexy. Horní, vrchlíková část klenby, sestávající z Kari sítí při obou povrchích a vrchlíkových bretexů a prostředních, spojovacích bretexů, je smontována na hydraulické zdvihací plošině armovacího vozu ve spuštěné poloze. Ta se následně zvedne do definitivní polohy + nadvýšení a poté se spojí dolní „patní“ a střední „spojovací“ bretexy. Tím je vytvořen celý samonosný prstenec a zbývá jen u vnitřního povrchu doložit vynechané Kari sítě. Vzhledem k délce zvedací plošiny 6 metrů je nutno na běžnou 12metrovou sekci provést tuto zdvihací operaci 2x. Po propojení již zmíněných bretexů lanovými svorkami je ještě nutno aktivovat speciální boční rozpěry vůči ostění klenby, aby po spuštění zdvihací plošiny nedošlo k poklesu armatury v horní části. Nakonec montáže se osadí dolní vnitřní Kari sítě. V místě dilatační spáry s předchozím dilatačním dílem je vynechána výztuž, aby bylo možno zabednit a po betonáži odbednit čelo formy. Výztuž je doplňována vždy po zabetonování a následném odbednění předchozího dilatačního dílu. Na vnější stranu výztuže směrem k hydroizolaci jsou osazeny distanční prvky z PVC trubek o průměru 63 mm. Na vnitřní straně „do tunelu“, jsou použity vláknobetonové kruhové distance o průměru 110 mm.

Veškeré armovací práce jsou vykonávány s maximální opatrností, aby nedošlo k narušení a poškození izolací.

Chráničky pro budoucí vedení kabelů technologie jsou osazeny do výztuže. V místě zakončení chráničky je výztuž přerušena a pomocí dodatečné úpravy bednění je chránička osazena do výklenku definitivního ostění. Osazení bednění výklenku ostění provádí objednatel (Metrostav a. s., Praha).



Obr. 6 Montáž výztuže definitivního ostění
Fig. 6 Final lining reinforcement installation



Obr. 5 Montážní plošina před zasunutím do tunelu
Fig. 5 Assembly platform prior to entering the tunnel

4. Reinforcement placement

Reinforcement is placed in several steps. First the outer layer of KARI mesh is placed in the side-wall part of the vault, together with the bottom sections of the BRETEX arches. The upper part of the vault, comprising KARI mesh at both surfaces and the upper and intermediate (“connecting”) sections of the BRETEX arches, is fabricated on the hydraulically lifted platform set in the lowered position. Subsequently the platform is lifted to the final position (plus a camber value), and the lower and “connecting” BRETEX arches are connected. Now, when the self-supporting arch is in function, the only remaining operation is the addition of missing KARI mesh to the internal surface. Because the lifting part of the platform is 6m long, the above operation must be repeated in a 12m-long casting block twice. Once the sections of the BRETEX lattice arches have been connected by the coupling sleeves, special side braces must be activated against the external (primary) lining of the vault so that the reinforcement sinking after the lowering of the lifting part of the platform is prevented. Eventually the internal KARI mesh layer is placed in the side-wall section of the vault. The reinforcement is left out at the joint between the block where the reinforcement is being fabricated and the preceding block, so that the stop end formwork can be installed and stripped after the casting. PVC pipes 63mm in diameter are used as spacers at the outer surface (on contact with the waterproofing layers). Fibre reinforced concrete spacer discs 110mm in diameter are used at the inner surface (see Fig. 6).

All reinforcement placement operations are carried out with maximum care to prevent any damage to the tunnel waterproofing.

Ducts for future cable installations are fixed inside the reinforcement cage. Reinforcement bars are cut away at the outlet of the duct, and the duct outlet is fixed in a recess in the final lining surface created in the formwork. The recess in the formwork is carried out by the SMP CZ's client (Metrostav a. s.).

5. Protection of waterproofing layers

It is impossible to implement an independent system of protection of waterproofing layers, therefore special attention must be paid to the reinforcement bars handling. Loose ends of the bars are covered during the handling with plastic protectors. In addition, the surface of spacers on contact with the waterproofing layers is rounded. Apart from mechanical protection measures, due care is also taken of records proving presence of personnel in training sessions, and of surveillance during the work.

6. Work execution

All items of the operations flow are covered by a technological procedure developed as one of the documents of the Quality Management System maintained in SMP CZ. The basic stipulations referred to in the technological procedure are contained in the company's technical specifications, primarily in:

- TS-SMP 11 Bridge Abutment Casting;
- TS-SMP 12 Bridge Structure Casting.

5. Ochrana izolace

Nezávislou ochranu izolace nelze provést, proto je nutné věnovat zvláštní pozornost manipulaci s výztuží. Volné konce prutů jsou chráněny během montáže plastovými chrániči. Rovněž distanční podložky směrem k izolaci mají dostatečnou zaoblenou doseďací plochu. Kromě mechanických ochranných je také dbáno na průkazné proškolení a kontrolu pracovníků při provádění prací.

6. Realizace

Pro veškeré práce proudí je na základě dokumentů systému řízení jakosti SMP CZ, a. s., vypracován technologický postup, jehož základy jsou ustanovení uvedená v technických a prováděcích pravidlech SMP, a to především:

- TPP-SMP 11 Betonáž mostních podpěr;
- TPP-SMP 12 Betonáž nosných konstrukcí mostů.

Dále jsou respektována všechna ustanovení a požadavky projektu a smluvních dokumentů. Pro technologická zařízení (především montážní plošinu) je vypracována odbornou složkou SMP výrobně technická dokumentace.

7. Použití strojů a zařízení

Univerzální manipulátor Caterpillar typ TH330B

Teleskopické manipulátory Cat jsou díky řízení a pohonu všech kol výborně pohyblivé v terénu a vysoce obratné. S velkou výškou zdvihu a velkým dosahem jsou tyto stroje vhodné pro montážní práce.

Manipulátor TH330B je užíván pro vodorovnou dopravu armatury z meziskládky před portálem na místo montáže a zde také dle potřeby pro svislou dopravu, tj. vyzdvižení na montážní plošinu.

Technické parametry:

Výkon motoru73 kW (99 k)
Maximální nosnost3,5 t
Maximální výška zdvihu7,2 m
Maximální nosnost při maximálním dosahu1,5 t/3,8 m
Provozní hmotnost7,2 t
Maximální rychlost40 km/h

8. Postup jednotlivých operací při výstavbě

Objednatel předá zhotoviteli dilatační díl, vystrojený izolací a potřebným technologickým zařízením, provedený v tolerancích dle RDS, k montáži armatury. Předání je provedeno protokolárně zápisem do deníku zhotovitele.

Zhotovitel provede výztuž horní části sekundární klenby dle schválené RDS včetně požadovaných kontrolních zkoušek a osvědčení o kvalitě.

Objednatel převezme zhotovenou armaturu k bednění a betonáži, případně požadavky na kvalitu uplatní okamžitě před betonáží. Převzetí potvrdí zápisem do SD.

Následující betonáž probíhá již plně v režii objednatele.

ZÁVĚR

V průběhu používání ukládacího vozu při realizaci výztuže sekundárního ostění tunelu Mrázovka byly upraveny některé jeho části pro získání větší tuhosti konstrukce a snazšího přesouvání do dalších postupů. Celkově se však tento systém ukládání výztuže osvědčil a splnil požadavky, které byly na ukládací vůz kladeny.

Pro realizaci výztuže definitivního ostění tunelu Panenská byla zkonstruována a vyrobena montážní plošina na principu ukládacího vozu z tunelu Mrázovka. Bylo však nutno zohlednit skutečnost, že při ukládání výztuže probíhá současně také ražba tunelu (průjezd mechanismů, průchod větracích luten apod.). Těmto požadavkům byla konstrukce montážní plošiny přizpůsobena.

Pokládka výztuže definitivního ostění tunelu Panenská probíhá v souladu s harmonogramem provádění definitivního ostění tunelu.

Je možno konstatovat, že montážní plošina použitá pro pokládku výztuže se plně osvědčila a pomohla realizovat popisované části obou tunelů k plné spokojenosti účastníků výstavby.

ING. ZDENĚK KLEIN, klein@smp.cz
 PETR JELÍNEK, jelinek@smp.cz
 SMP CZ, a.s.

In addition, also all stipulations and requirements contained in the design and contract documents are complied with. The technical department of SMP elaborated technological equipment manufacture technical specifications (dealing with the travelling platform for placement of reinforcement above all).

7. Other equipment

Universal manipulator Caterpillar TH330B

Owing to the system of independent steering and drive of all wheels, telescopic manipulators Cat move excellently in terrain, and are easy to operate. The great lifting height and long reach makes this equipment suitable for assembly operations.

A TH330B manipulator is used for horizontal transportation of reinforcement items from an intermediate stockyard established in front of the portal to the assembly location. In this location it is also used for lifting reinforcement to the travelling platform.

Technical parameters:

Engine output73 kW (99hp)
Maximum load-bearing capacity3.5t
Maximum lifting height7.2m
Maximum bearing capacity at maximum reach1.5t/3.8m
Service weight7.2t
Maximum speed40km/h

8. Sequence of actions in the course of the reinforcement placement in one block

The client (i.e. the main contractor) hands the particular dilatation block over to the contractor for execution of the reinforcement placing operation when waterproofing layers and relevant technological equipment have been completed and the design tolerances have been maintained. The hand-over is recorded in sub-contractor's construction diary.

The contractor (i.e. the sub-contractor) carries out the reinforcement of the vault of the secondary lining according to the approved detailed design, including required check testing and issuance of a quality certificate.

The client takes the completed reinforcement over for execution of the formwork and casting of the block; claims regarding quality, if any, must be made immediately, before the casting. The take-over is recorded by the client in the construction diary.

The subsequent casting is carried out by the client.

CONCLUSION

Some parts of the travelling platform used for the placement of reinforcement were modified in the course of the work on the secondary lining of the Mrázovka tunnel, with the aim of increasing its structural rigidity and facilitating the platform repositioning operation. As the whole, this system of placement of reinforcement proved to be good, and the travelling platform performance met criteria for this type of equipment.

The principle of the travelling platform designed and produced for placement of reinforcement of the final liner of the Panenská tunnel was identical with that used in the Mrázovka tunnel. It was, however, necessary to allow for the fact that the reinforcement placement operations are carried out concurrently with the tunnel excavation (requirements for passage of tunnelling equipment, ventilation ducts, etc.). The structure of the travelling platform was modified to meet those requirements.

The reinforcement placement operations on the Panenská tunnel site meet the schedule approved for the final lining construction.

We can state that the travelling platform used for the placement of reinforcement has performed successfully. It helped to complete the above described parts of the two tunnels to full satisfaction of the parties to the project.

ING. ZDENĚK KLEIN, klein@smp.cz
 PETR JELÍNEK, jelinek@smp.cz
 SMP CZ, a.s.

VÝSTAVBA TUNELŮ POD LETIŠTĚM HEATHROW

TUNNELS CONSTRUCTION UNDER THE HEATHROW AIRPORT

MATOUS HILAR, ALUN THOMAS

ÚVOD

Londýnské letiště Heathrow, které vlastní a provozuje firma BAA plc, je nejvytíženější mezinárodní letiště na světě. Heathrow dnes odbavuje 67 milionů cestujících ročně, nicméně jeho původní infrastruktura, skládající se ze čtyř terminálů, byla navržena na mnohem menší počty. V březnu 2008 se pro cestující veřejnost otevře nový terminál 5, který bude jedním z nejmodernějších terminálů na světě. Kapacita letiště se tím zvýší na 95 milionů cestujících za rok.

Výstavba terminálu 5 s rozpočtem 4,2 miliardy liber byla zahájena v červenci 2002. Jedná se v současné době o jeden z největších a nejsložitějších stavebních projektů v Evropě. Projekt zahrnuje stavbu dvou budov terminálu, novou věž pro řízení letového provozu, letištní infrastrukturu, víceposchodové parkoviště se 4000 parkovacími místy, hotel a přes 13 km dlouhou síť ražených tunelů a šachet.

Při výstavbě terminálu 5 bylo nutné vybudovat následující tunely: tunel pro odvedení dešťové vody, kolektor pod silnicí A3044, silniční tunel na letištní straně, prodloužení trasy metra Piccadilly a prodloužení železničního tunelu Heathrow Express. Umístění těchto nových staveb je znázorněno na obr. 1. Investor, BAA plc, najal jako generálního projektanta všech podzemních staveb firmu Mott MacDonald a firmu Morgan = Vinci Joint Venture (MVJV) jako generálního dodavatele podzemních staveb. Všechny stavby, které zahrnují ostění ze sřikávaného betonu (OSB), byly navrhovány rakouskou společností Beton- und Monierbau (BeMo) spolu s firmou Mott MacDonald. Obě společnosti, Mott MacDonald a BeMo, také odpovídají za stavební dozor realizace veškerých podzemních prací.

HORNINOVÉ POMĚRY

Geologie v oblasti Heathrow je relativně jednotná. Na povrchu je asi 0,5 až 5,5 m mocná vrstva násypů, ležící na několika metrech terasových štěrků. Pod štěrky je mocná vrstva londýnského jílu (asi 50 m silná). Rozhraní mezi štěrky a jílem se nachází v hloubce 3 m až 10 m pod úrovní terénu. Hladina spodní vody se nachází v hloubce od 1 m do 2,5 m pod povrchem, takže většina ulehých a písčitéch štěrků je zvodnělá. Tuhé a zvodnělé jíly obsahují místy tenké subhorizontální vrstvy jílovců. Jíl je předkonsolidovaný zatížením aluviálními nánosy, které byly v minulosti odplaveny mořem. Jíl je všeobecně velmi homogenní, s výjimkou občasných drobných zvodnělých trhlin, známých jako „greasy backs“. Všechny tunely byly navrženy tak, aby ražby byly realizovány ve vrstvě londýnského jílu.

Základní geotechnické parametry londýnského jílu pod Heathrow jsou uvedeny v tabulce 1.

Tab. 1 Přehled parametrů londýnského jílu

Tab. 1 Summary of the London Clay parameters

Parametr Parameter	Symbol Symbol	Jednotka Unit	Hodnota Value
Zvodnění / Water content	w	%	22 – 30
Mez plasticity / Plasticity limit	w _p	%	20 – 30
Mez tekutosti / Liquidity limit	w _L	%	60 – 76
Koeficient plasticity / Plasticity index	I _p	%	35 – 50
Objemová hmotnost / Bulk density	γ	kN/m ³	19 - 21
Efektivní soudržnost / Effective cohesion	c'	kPa	0 – 10
Efektivní úhel tření / Effective friction angle	φ'	°	20 – 25
Neodvodněná smyková pevnost / Undrained shear strength	C _u	kPa	25 + 5Z ⁽¹⁾
Neodvodněný modul přetvoření ⁽²⁾ / Undrained deformation modulus ⁽²⁾	E _u	kPa	400C _u
Propustnost / Permeability	K	m/s	10 ⁻¹⁰ – 10 ⁻⁹
Součinitel tlaku v klidu ⁽³⁾ / At-rest-pressure coefficient ⁽³⁾	K ₀	–	0,5 – 1,5

(1) Z je hloubka měřená od povrchu terénu

(2) Pro výpočty se obvykle používá nelineární analýza

(3) Hodnota K₀ obvykle roste od 0,5 do 1,5 v počáteční hloubce 0,5 až 1,5 m pod rozhraním štěrku a jílu a poté se rostoucí hloubkou přibližuje k asymptotě 1.

(1) Z is the depth measured from the ground surface

(2) Non linear analyse is typically used for calculations

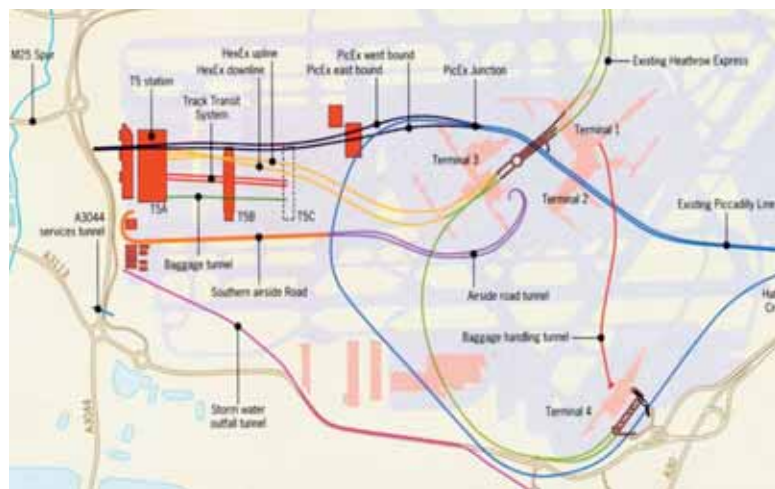
(3) K₀ typically increases from 0.5 to 1.5 in the first meters under the gravel/clay interface, and decreases with the depth towards an asymptote of 1.

INTRODUCTION

London Heathrow Airport, owned and operated by BAA plc, is the busiest international airport in the world. Today, Heathrow handles 67 million passengers a year, but its original four terminal infrastructure was designed for far less. When the new Terminal 5 development opens to the travelling public in March 2008 it will be one of the worlds most advanced airport terminals and will increase the airport's passenger capacity to up to 95 million passengers a year.

Construction began on the £4.2 billion Terminal 5 development in July 2002. Currently one of Europe's biggest and most complex construction programmes, it includes two terminal buildings, a new air traffic control tower, airfield infrastructure, a 4000 space multi-story car park, a hotel, and a network of over 13km of bored tunnels and shafts.

The following tunnels had to be built for Terminal 5: Storm Water Outfall Tunnel, a service tunnel under the road A3044, Airside Road Tunnel, Piccadilly Line Extension, and Heathrow Express Extension. Location of the mentioned new structures is shown on Fig. 1. The client, BAA plc, employed Mott MacDonald as principal designer of all underground structures and Morgan=Vinci Joint Venture (MVJV) as principal tunnel constructor. All works involving the sprayed concrete lining (SCL) were designed by Austrian company Beton- und Monierbau (BeMo) in association with Mott MacDonald. Both Mott MacDonald and BeMo are also responsible for the supervision of all underground works.



Obr. 1 Situace tunelů na letišti Heathrow

Fig. 1 Location of tunnels at the Heathrow Airport

GROUND CONDITIONS

Geology of the Heathrow area is relatively uniform. On the surface is about 0.5m to 5.5m of manmade ground underlain by several meters of Terrace Gravels. Below the gravels is a thick layer of the London Clay (approximately 50m thick). Gravel/clay interface is situated between 3m and 10m below the ground level. Majority of the dense and sandy gravels are saturated, as water table is situated between 1m to 2.5m below the ground level. The stiff and saturated clay locally features thin sub-horizontal layers of claystones. The clay has been overconsolidated by the weight of alluvial deposits, which were eroded by the sea. The clay is generally very homogeneous, except occasional tiny fissures containing water known as 'greasy backs'. All tunnels were designed to be excavated in the London Clay strata.

Basic geotechnical parameters of the London Clay at Heathrow are summarized in Tab.1:

AIRSIDE ROAD TUNNEL (ART)

Basic Data: The purpose of ART is to connect the Central Terminal Area (CTA) with the remote aircraft stands in the west. The twin-bore tunnel has an 8.1m internal diameter and is 1.3km long. The spiral eastern portal, located at the CTA, consists of a 140m two-way carriageway leading down to



Obr. 2 Západní portál STLS umístěný v blízkosti provozovaného letiště
Fig. 2 West Portal of the ART located close to the live airport

SILNIČNÍ TUNEL NA LETIŠTNÍ STRANĚ (STLS)

Základní údaje: Účelem STLS je propojení oblasti centrálního terminálu (OCT) se vzdálenými parkovišti letadel na západě. Dvě tunelové trouby tohoto 1,3 km dlouhého tunelu mají vnitřní průměr 8,1 m. Spirálový východní portál, nacházející se u OCT, obsahuje 140 m dlouhou obousměrnou vozovku, vedoucí dolů do 80 m dlouhého hloubeného tunelu. Západní portál je otevřená křižovatka ve tvaru T, která umožňuje vozidlům přístup ke vzdáleným místům stání letadel nebo k terminálu 5.

Tunelové propojky: Hlavní tunelové trouby jsou spojeny 12 propojkami:

- 8 nouzových propojek (NP) – fungují jako únikové východy pro chodce, mají průměr 3 m;
- 2 místnosti zabezpečení (MZ) – mají tvar „Z“ a slouží jako prostor pro strojní a elektrické zařízení. Maximální průměr komor je 5,5 m;
- 2 nouzové propojky s jímkami (NPJ) – jejich účelem je jímání vody z hlavních tunelových trub a současně i umožnění úniku chodců. Průměr spojovací chodby je 6,2 m; jímký jsou tvořeny šachtami o průměru 6,2 m vyhloubenými uprostřed spojovací chodby.

Niveleta: STLS musel podejít nebo nadejít tunel Heathrow Express. Vzhledem k umístění portálů a omezením nivelety (maximální spád 1:19) byl učiněn závěr, že jediným reálným řešením je, aby STLS přešel nad tunelem Heathrow Express vrchem. STLS byl snižen tak, aby bylo maximalizováno jílové nadloží nad většinou jeho délky s výjimkou místa křížení s tunelem Heathrow Express a míst portálů. Výsledkem byla niveleta ve tvaru „W“, se spodními lomovými body vždy uprostřed mezi portálem a místem křížení s tunelem Heathrow Express (místa jímek). V místě křížení s Heathrow Express je světla vzdálenost mezi tunely pouze 3 m, jílové nadloží nad STLS je také pouze 3 m vysoké. Celkově se mocnost nadloží STLS pohybuje od 5 do 16 m.

Návrh TBM: Velmi mělce uložený velkoprofilový STLS musel podcházet letištní infrastrukturu včetně přistávací dráhy a míst stání letadel (obr. 2). Výběr tunelovacího stroje byl proto rozhodujícím, aby byly minimalizovány deformace nadloží a narušení provozu letiště. Nakonec firma Herrenknecht vyvinula tunelovací stroj pro dva režimy, schopný pracovat v režimu EPB (Earth Pressure Balance, tj. se zajištěním čela tlakem rozpojené horniny) nebo v režimu práce se stlačeným vzduchem. Ani jeden z uvedených způsobů nebyl dříve v londýnském jílu použit, takže bylo nutné v Německu provést zkoušky ve velkém měřítku. Zkoušky ukázaly, že se jíl dá přeměnit na „pastu“ vhodnou pro práci štítu v režimu EPB. Z důvodu zajištění tlaku na čelbě bylo do systému pro odstraňování rubaniny, v místě výstupu šnekového dopravníku, zařazeno dvoupístové čerpadlo Putzmeister (obr. 3). Aby bylo vyhověno předpokládané rychlosti postupu mechanizovaného štítu, bylo zapotřebí sestavit čerpadlo s průměrem pístu 750 mm, největší svého druhu.

Ražba pomocí TBM: Tunelovací stroj pracoval v polouzavřeném režimu během většiny obou ražeb. Deformace horniny byly řízeny tlakem vzduchu, který se měnil od 0,5 do 2 barů v závislosti na nadloží. Deformace horniny kolem kónického pláště (rozdíl mezi předním a zadním koncem 25 mm) byly řízeny tlakem bentonitu. Prstencový prostor mezi segmenty a jílem byl injektován cementovou směsí. Trvalý monitoring sedání povrchu umožňoval dolaďování všech provozních tlaků. Ostění tunelu bylo z 1,7 m dlouhých a 350 mm silných šroubovaných betonových segmentů. Všechny prstence ostění byly zkosené pro dosažení zakřiveného tvaru nivelety. Po dokončení první ražby bylo TBM vyzdviženo z přijímací komory a přepraveno do startovací komory druhé ražby (západní trouba). Vyzdvižení 600tunového tunelovacího stroje z přijímací komory je pravděpodobně největším dosavadním výkonem při zvedání tunelovacích strojů ve

an 80m long cut and cover box. The western portal consists of an open T-junction allowing vehicles access to both remote aircraft stands and to Terminal 5.

Cross-passages: The running tunnels are connected with 12 cross-passages:

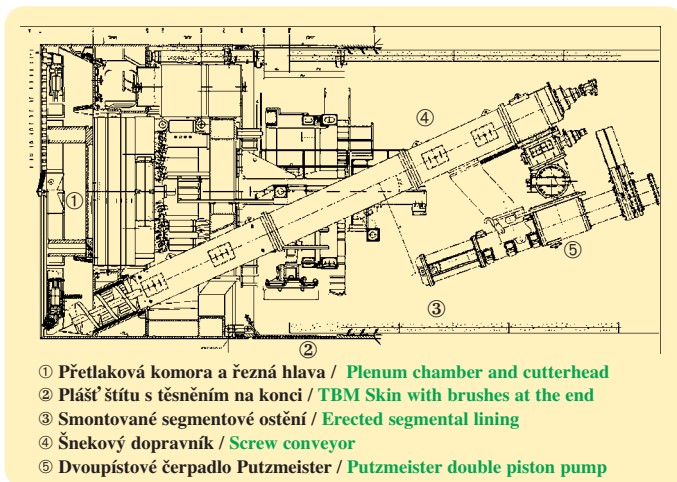
- 8 Emergency Cross-Passages (ECP) – they function as exit for pedestrians, their diameter is 3m.
- 2 Load Centre Rooms (LCR) – they have a ‘Z’ shape and serve as space for mechanical and electrical equipment. The maximum diameter of chambers is 5.5m.
- 2 Emergency Cross-Passage Sump (ECPS) - their purpose is to collect water from the running tunnels together with escape connection for pedestrians. The diameter of cross-passages is 6.2m; sumps are formed by 6.2m diameter shafts excavated in the middle of cross-passage.

Vertical Alignment: ART had to pass beneath or over the Heathrow Express. Given the location of the portals and the vertical alignment constraint (maximum gradient 1/19) it was concluded that only the feasible solution is that ART has to pass over the Heathrow Express tunnel. The tunnel was deepened to maximise the clay cover over the most of length with the exception of the crossing over the Heathrow Express and the portals. This resulted in vertical alignment that took a ‘W’ shape with low points in the middle between each of the portals and the Heathrow Express crossing (location of the sumps). At the crossing point over the Heathrow Express clearance between two tunnels is only 3m and clay overburden is also only 3m. Total ART overburden varies between 5m and 16m.

TBM Design: The very shallow and large diameter ART had to pass under the airport infrastructure including taxiways and stands for aircrafts (Fig.2). Thus the selection of the TBM was crucial to assure minimal ground movement and minimal disruption to the airport. Finally a dual mode TBM was developed by Herrenknecht, capable of operating in Earth Pressure Balanced (EPB) mode and in compressed air mode. Neither of these principles had previously been used in London Clay, thus large-scale trials were undertaken in Germany. Trials demonstrated that the clay could be turned into a ‘paste’ for operating in EPB mode. To maintain a pressure on the face, Putzmeister double piston pump was incorporated into the excavation removal system at the outlet of screw conveyor (Fig. 3). To meet anticipated TBM advance, 750mm piston diameter was required, which is the largest pump of its type.

TBM Excavation: TBM was operated in semi-open mode for majority of both drives. Ground movement was controlled with air pressure varying between 0.5 and 2 bars depending on the overburden. Ground movement around the tapered shield (25mm difference between front and tail) was controlled by bentonite pressure. The annulus behind segments was backfilled with a cementitious grout. Continual settlement monitoring enabled all the operating pressures to be tuned. The tunnel was lined with 1.7m long, 350mm thick bolted concrete segments. All rings were tapered to achieve curved tunnel alignment. After completion of the first drive TBM was lifted from the reception chamber and transported to the launch chamber for the second drive (Westbound). The lift of the 600t TBM from the reception chamber is believed to be the largest TBM lift ever carried out in the United Kingdom. Average TBM advance rate was about 12m per day, with maximum 25.5m per day and 142.8m per week.

Cross-Passages Opening: The work on the cross-passages started after the breakthrough and backfilling of the Eastbound tunnel. Steel



Obr. 3 Schéma tunelovacího stroje pro STLS s čerpadlem Putzmeister
Fig. 3 Schematic of the ART TBM with the Putzmeister pump



Obr. 4 Montáž bednění pro propojovací chodbu v STLS

Fig. 4 Shutter installation for cross-passage in ART

ry umístěna mohutná výztuž věnce. Pro betonáž věnce bylo použito ocelové bednění (obr. 4). Z továrny byly pro tento účel předem dovezeny dvě sady bednění. Bednění se skládalo z bubny a dvou čel s příloženými vibrátory. Práce na armatuře a bednění na jedné propojce trvaly asi týden. Když byl věnec zabetonován a pevnost v tlaku dosáhla požadovaných hodnot, bednění a provizorní rámy byly rozebrány. Potom začala další ražba propojovací chodby metodou LasershellTM (ražba s jednovrstevným OSB).

Deformace horniny: Sedání a zdvihání terénu v důsledku ražby pomocí TBM nepřesáhly 15 mm, což odpovídalo ztrátě plochy výrubu 0,35 %. Pohyby povrchu byly udrženy v rozmezí -10 mm a +10 mm na většině trasy ražené pomocí TBM. Maximální zjištěné sedání, způsobené ražbou zajišťovanou stříkaným betonem, bylo 24 mm (v oblasti MZ 1 a NPJ 1, tj. u konstrukcí s větším profilem). Sedání, vyvolané ražbou nouzových spojovacích chodeb, zůstalo pod 10 mm. Maximální zjištěné celkové sednutí (vyvolané TBM a OSB ražbou) bylo 31 mm, ale všeobecně se na většině monitorovaných bodů drželo pod 20 mm. Celková deformace tunelu Heathrow Express, ležícího 3 m pod STLS, byla 2 mm. Stavba STLS nezpůsobila žádné neočekávané narušení provozu letiště nebo Heathrow Express. Tunel byl předán BAA počátkem roku 2005.

TUNEL PRO ODVEDENÍ DEŠŤOVÉ VODY (TODV)

Základní údaje: Stavba terminálu 5 a zpevněných ploch značně zvyšuje rozlohu nepropustného povrchu letiště Heathrow. Účelem TODV je odvést zvýšený objem dešťových vod z oblasti letiště do oblasti Clockhouse Lane Pit, nacházející se asi 2 km od letiště. Ražený tunel je 4 km dlouhý a má vnitřní průměr 2,91 m. K tunelu patří čtyři asi 20 m hluboké šachty. Vtoková a výtoková šachta mají průměr 10,5 m, dvě mezilehlé šachty mají průměr 6 m. Vzdálenosti mezi šachtami jsou přibližně 1 km. Kromě potřeby pro výstavbu byly šachty požadovány i pro údržbu a provoz dokončeného systému.

Stavba šachet: Skrz vrstvu šterků byly šachty realizovány zatlačováním segmentového ostění (obr. 5). Prstencový prostor za segmenty byl vyplněn bentonitem, který byl nahrazen cementovou injektáží po dokončení ostění. Po zapuštění ostění do hloubky asi 1,5 m do londýnského jílu byla ze spodu ostění odstraněna řezná hrana. Zbytek prací na hloubení šachty byl realizován mechanicky a výrub byl zajištěn stříkaným drátkobetonem. Vypuklá dna šachet byla vystrojena železobetonem. Plochy okolo rozrážky tunelu byly vyztuženy několika vrstvami ocelových prutů a zastříkány betonem bez drátků.

Stavba tunelu: Tunel byl ražen pomocí TBM Lovat 131. Ostění s klínovým blokem (wedgeblock) bylo skládáno z prefabrikovaných drátkobetonových dílců 200 mm silných a 1 m dlouhých. Prstenc, složený z 8 dílců, byl rozeptěn do jílu pomocí klínového segmentu tak, že po vnějším obvodu nezůstala žádná dutina, kterou by bylo nutné injektovat a také nebylo nutné ostění šroubovat. Poslední segment uzamyká zbylé dílce jednoho prstence v dané poloze (obr. 6). Šroubované byly pouze prstence přiléhající k šachtě a prostor za nimi byl vyplňován injektáží. Prstence seskládané ze segmentů nebyly zkosené. Oblouky na trase tunelu byly realizovány pomocí překližkových vložek o různé tloušťce vkládaných mezi

Velké Británii. Průměrný výkon tunelovacího stroje byl přibližně 12 m za den, s maximy 25,5 m za den a 142,8 m za týden.

Rozrážka propojek:

Práce na propojkách začaly po dokončení ražby východní trouby. Před vytvořením otvoru v segmentovém ostění silničního tunelu byly dílce podepřeny ocelovými rámy. Rámy byly k segmentům připojeny 24 zainjektovanými ocelovými trny. Po osazení rámu byly diamantovou pilou na pasovém podvozku přerušeny segmenty ostění. Následovala ražba komory pro obvodový věnec v ústí propojky realizovaná pomocí stříkaného betonu. Po vyražení prostoru pro věnec byla do komo-



Obr. 5 Hloubení mezilehlé šachty 2 na TODV kesonováním
Fig. 5 Caisson lowering for the SWOT Intermediate shaft 2

frames were used to support segmental lining of running tunnel prior to making the opening. The frames were connected to segments by 24 grouted shear pins. Once the temporary frame was installed, the segments were cut using track-mounted diamond saw. Then excavation of the SCL chamber for the collar followed. Once space for collar was created, a heavy reinforcement was placed to the collar position. The collar was cast using a steel shutter (Fig. 4). Two removable steel shutters were brought from the factory in advance. The shutters consisted of drum section plus four face sections with attached vibrators. Steel and shutter installation for one cross passage took approximately one week. Once the concrete collar was cast and cube strength reached required values, the shutter and the temporary frame were dismantled. Consequently further excavation of cross passage commenced using the LasershellTM method (the single pass SCL excavation).

Ground Movement: The maximum surface settlement and heave induced by TBM excavation did not exceed 15mm which corresponded with a volume loss 0.35%. Surface movement for the majority of TBM route stayed within -10mm and +10mm. The maximum monitored settlement induced by SCL works was 24mm (in the area of LCR1 and ECPS1 – structures of larger profile). Settlement induced by excavation of Emergency Cross-Passages stayed below 10mm. Maximum monitored total settlement (induced by both TBM and SCL works) was 31mm, but generally it stayed below 20mm for majority of monitoring points. The overall movement of Heathrow Express tunnel located 3m below ART running tunnels was 2mm. No unexpected disruption to operation of airport or Heathrow Express was caused by ART construction. The tunnel was handed over to BAA in the beginning of this year (2005).

STORM WATER OUTFALL TUNNEL (SWOT)

Basic Data: Construction of the Terminal 5 and paved areas significantly increases impermeable surface of the Heathrow Airport. The purpose of SWOT is to remove increased rain water run-off from the airport area to the Clockhouse Lane Pit situated about 2km south from the airport. The single-bore tunnel is 4km long and has 2.91m internal



Obr. 6 Skládání ostění TODV s klínovým zámekem
Fig. 6 Wedgeblock lining in SWOT



Obr. 7 První portálový jeřáb za tunelovacím strojem sloužící pro vykládání dílců z vozů při ražbě TODV

Fig. 7 The first gantry behind SWOT TBM serving for unloading of segments from carriages

sousední prstence. Před zahájením ražby pomocí TBM byl ze vtokové šachty vyražen 40 m dlouhý tunel Frontshunt s ostěním ze stříkaného betonu. Tento tunel byl první ražbou prováděnou metodou Laserhell TM na stavbě terminálu 5. Po svém dokončení tunel sloužil jako startovací komora pro TBM.

Odvoz rubaniny: Pro dopravu dílců a odvoz rubaniny z tunelu byla použita úzkokolejná dráha (obr. 7). Pro vyklápění a dopravu rubaniny ze dna šachty byl použit systém zásobníku a pásového dopravníku. Dopravníkový systém dodala firma Continental Conveyor včetně řetězového dopravníku a drtičky na dně šachty a dopravníku pro vysoké dopravní úhly k přemístění rubaniny na povrch. Jedná se pravděpodobně o první případ použití tohoto zařízení pro dopravu londýnského jílu. Tento dopravníkový systém značně snížil vytížení jeřábů. Uvolněním tohoto logistického úzkého hrdla byly zvýšeny výkony ražeb. Jeřáby byly použity pouze pro dodávku segmentů.

Práce pomocí TBM: Zahájení práce pomocí TBM bylo ovlivněno problémy se sáním strojního erektoru, blokováním rubaniny v řezné hlavě stroje a případy blokování rubaniny v drtičce na dně jámy. Parametry TBM a rychlost řetězového dopravníku byly vyladěny v prvních týdnech a žádné další podstatné problémy se poté již nevyskytly. Dlouhodobé výkony dosáhly 38 m za den (38 prstenců), s maximem 72 m za den. Sedání povrchu nad tunelem nepřesáhlo 6 mm. Ražba byla dokončena v srpnu 2003.

KOLEKTOR A3044

Základní údaje: Kolektor pod silnicí A3044 byl potřebný pro přívod kabelů a vodovodního potrubí ke stavbě terminálu 5. Stavba se skládala z hloubené jámy o rozměrech 24 m x 12 m, dvou 130 m dlouhých tunelů s vnitřním průměrem 2,5 m a dvou přijímacích šachet o průměru 6 m.

Stavba: Přijímací šachty byly stavěny stejnou metodou jako šachty TODV (zatlačování segmentů skrz štěrky a ražba pomocí stříkaného betonu v jílu). Jáma byla hloubena z povrchu a byla pažena podzemními stěnami. Dva tunely byly realizovány protlačováním z hloubené jámy pomocí štítu Herrenknecht MH2S vybaveného ramenem s drapákem pro ražbu (obr. 8). Jako ostění byly použity 2 m dlouhé prefabrikované betonové prstence. Postup tunelu byl 10 m za den při ražbě první trouby. Při ražbě druhé trouby se postup zvýšil na 16 m za den. Naměřené sednutí povrchu nepřesáhlo 10 mm. Všechny ražby byly dokončeny v červenci 2003.

diameter. The tunnel incorporates four shafts about 20m deep. Inlet and Outlet shafts have diameter 10.5m, two Intermediate shafts have diameter 6m. The spacing of shafts is about 1km and besides construction they are required for the maintenance operation of completed system.

Shafts Construction: The shafts were constructed using the caisson method with precast segmental lining through the saturated Terrace Gravels (Fig. 5). The annulus behind segments was filled by bentonite replaced by cementitious grout after the caisson completion. Once the caisson was keyed about 1.5m into the London Clay, a cutting edge from the bottom of caisson has been removed. The rest of the shaft excavation has been done using mechanical excavation and supported with a fibre reinforced sprayed concrete. Bottom of the shafts was domed and protected by reinforced concrete base. Areas around the shafts openings were reinforced by several layers of steel bars covered by sprayed concrete without fibres.

Tunnel Construction: The tunnel was constructed using a Lovat 131 full face TBM. The wedgeblock lining was formed by precast fibre reinforced concrete segments 200mm thick and 1m long. The ring of 8 segments was expanded against the clay by tapered key segment so there is no annular void to be filled and no need for bolts. The key segment locks the remainder of the segments from one ring in the position (Fig. 6). Only rings adjacent to the shafts were bolted and 20mm annulus around them was grouted. The segmental rings were not tapered – curvature of the tunnel lining was generated by different thickness of plywood packers inserted between adjacent rings. Prior to the start of TBM excavation, a 40m long Frontshunt was excavated from the inlet shaft using SCL. The Frontshunt was the first Lasershell™ excavation at Terminal 5 and served as the TBM launch chamber after its completion.

Spoil Removal: A narrow gauge rail system was used for delivery of segments and removing of spoil from the tunnel (Fig. 7). A bunker and conveyor system was utilised for tipping and spoil removal from the Inlet shaft bottom. The conveyor system supplied by Continental Conveyor included a chain conveyor and crusher in the pit bottom and a High Angle Conveyor (HAC) to transfer the spoil to the surface. It was probably the first time that this type of conveyor has been used for the London Clay. The conveyor system significantly reduced the number of crane lifts and increased the tunnel production by relieving this logistical bottleneck. The crane was used only for supplies.

TBM Performance: Beginning of the TBM excavation was affected by problems with the suction of mechanical erector, by blockages of spoil in the TBM cutterhead and by blockages in the pit bottom crusher. TBM parameters and speed of the chain conveyor were tuned in the first weeks and no major problems were encountered afterwards. The long term production reached 38m per day (38 rings) with maximum 72 m per day. Surface settlement above the tunnel has not exceeded 6mm. The excavation was completed in August 2003.

A3044 SERVICE TUNNEL

Basic Data: Service tunnel under the road A3044 was required for cables to supply power and pipes to supply water to Terminal 5 project. The construction included a 24m x 12m Bulk Supply Point (BSP) box, twin 130m long tunnels with 2.5m internal diameter and two 6m diameter reception shafts.

Construction: The reception shafts were constructed by the same method as SWOT shafts (caisson through the gravel and SCL excavation in the clay). BSP box was excavated from the surface and supported



Obr. 8 Stroj MH2S firmy Herrenknecht před startem

Fig. 8 MH2S Herrenknecht machine prior to launching

PRODLOUŽENÍ TRASY PICCADILLY (PICCEX)

Základní údaje: Letiště Heathrow je spojeno se sítí londýnského metra trasou Piccadilly, která tvoří smyčku se dvěma stanicemi pod stávajícími terminály. Účelem PiccEx je prodloužit londýnské metro k budově terminálu 5. Jedná se o 1,6 km dlouhý dvoutrubní tunel, který má vnitřní průměr 4,5 m. Napojení nových tunelů na stávající smyčku metra bude zajištěno postavením betonové konstrukce realizované z povrchu. Součástí nových tunelů PiccEx je též šachta T5C PiccEx, která bude sloužit jako větrací a úniková šachta. Šachta má vnitřní průměr 12,5 m a hloubku 30 m (obr. 9). K šachtě patří několik propojovacích chodeb vedoucích do tratových tunelů.

Popis štítu: Tunely se razily pomocí štítu Dosco, který již byl použit v minulosti na stavbě trasy metra Piccadilly. Rameno osazené na štítu bylo vybaveno rotační frézou. Po dokončení jednoho záběru ražby byl štít pomocí hydraulických lisů opřených o ostění za štítem posunut o 1 m vpřed. Frézou vyražený profil byl přibližně o 100 mm menší než průměr štítu, takže přední hrana stroje se při posouvání štítu vpřed zařezávala do horniny. Potom byly lisy zasunuty zpět a byl sestaven prstenec ostění (obr. 10). Průřez výrubu se řídil velikostí řezací lišty osazené na přední hraně. Velikost používaných lišt se pohybovala od 0 mm do 20 mm, tak aby se sedání horniny přizpůsobovalo rychlosti ražby a horninovým poměrům. Větší rozměr lišty znamenal na jednu stranu snadnější řízení, na druhou stranu ale i větší ztrátu plochy výrubu (tj. větší sedání).

Stavba tunelu: Rubanina byla vyvážena z tunelu pomocí pásového dopravníku napojeného na dopravník pro velké dopravní úhly instalovaný ve startovací komoře (obr. 11). Betonové dílce 150 mm silné a 1 m dlouhé pro ostění s klínovým zámekem se dopravovaly na čelbu úzkorozchodnými vlakovými soupravami. Ražba tratových tunelů skončila asi 100 m před stávající trasou Piccadilly. Před štítem byla vyražena komora vystrojená stříkaným betonem. Potom se štít rozebral a odvezl novým tunelem na povrch. Plášť štítu zůstal v tunelu a po odvezení štítu se uvnitř tohoto pláště smontovaly prstence ze šroubovaných betonových segmentů. Průměrná rychlost ražby byla přibližně 50 m za den.

Směrové a výškové řízení ražby: Směrové a výškové navádění štítu bylo realizováno pomocí laserového řídicího systému ZED. Tento systém byl složen z terče, řídicí jednotky a spojovací jednotky. Terč byl použit k měření svislých a vodorovných posunů štítu od referenčního laserového paprsku. Přitom bylo měřeno i vodorovné a svislé natočení štítu a rotace štítu kolem podélné osy. Řídicí jednotka se skládala z hlavní obrazovky a počítače pro obsluhu. Obě tyto jednotky, terč i řídicí jednotka, byly namontovány na štítu. Spojovací jednotka umožňovala zapojení laseru do systému. Laser i spojovací jednotka byly osazeny na konzole připojené k ostění tunelu vzadu za štítem.

Geometrie ostění: Tolerance stanovené pro geometrii ostění byly velmi přísné. Bylo požadováno, aby žádný bod, měřený kdekoli na dokončeném ostění, neležel více než 40 mm od své teoretické polohy! Tato tolerance obsahovala všechny možné druhy nepřesností, kterými jsou určení polohy nivelety, navádění štítu, nepřesnosti při sestavení prstence a také následné deformace prstence. Pro spodní hranici varovného stavu byla určena hodnota 25 mm. Když rozdíl mezi teoretickou polohou nivelety a hodnotou ZED přesáhl 25 mm, musel inženýr dodavatele přeměřit geometrii prstence. Když byl nějaký bod ostění mimo toleranci 40 mm, musel být štít zastaven. Tolerance 40 mm byla překročena na začátku ražby a v jednom krátkém úseku první ražby (na západní troubě). To bylo považováno za přijatelné. Druhá ražba (východní trouba) byla dokončena celá v předepsaných tolerancích.

Deformace horniny: Tloušťka nadloží na trase PiccEx je od 12,5 m do 25,5 m. Na začátku ražby bylo sedání značně ovlivněno geologickými poměry nadloží (ne plně konsolidované navážky). Sedání nad zbytkem tratových tunelů se pohybovalo kolem 10 mm, s maximem 14 mm. Tyto hodnoty odpovídají ztrátě plochy výrubu 1 až 1,5 %. Při podcházení pod tunelem smyčky trasy Piccadilly byla mezi tunelem smyčky a tunelem PiccEx vzdálenost 3,9 m. Sednutí stávající trasy nepřesáhlo 12 mm, takže nedošlo k narušení provozu na této trase. Také provoz letiště nebyl narušen.

Harmonogram prací: Realizace šachty T5C PiccEx a obou tratových tunelů byla dokončena v srpnu roku 2004. Práce na hloubené konstrukci pro napojení na tunely trasy Piccadilly byly zahájeny na začátku roku 2005. Po dokončení (podzim 2005) bude konstrukce napojena na nové tunely PiccEx prostřednictvím 100 m dlouhých tunelů s ostěním ze stříkaného betonu.



Obr. 9 Šachta T5C PiccEx
Fig. 9 T5C PiccEx shaft

by diaphragm walls. The twin tunnels were pipejacked from BSP box using a Herrenknecht MH2S open face shield equipped with a backhoe for excavation (Fig. 8). 2m long pre-cast concrete pipes were used as lining. The tunnel production was 10m per day for the first drive and increased to 16m per day for the second drive. Monitored surface settlement has not exceeded 10mm and all excavations were completed in July 2003.

PICCADILLY EXTENSION (PICCEX)

Basic Data: The Heathrow Airport is linked to the London Underground network via the Piccadilly Line which forms a loop with two stations under the existing terminals. Purpose of the PiccEx is to extend the London Underground to the Terminal 5 building. The twin-bore tunnel has an internal diameter 4.5m and is 1.6km long. The new tunnels will be connected to the existing loop by the cut and cover construction of the Piccadilly Junction box. Part of the new construction is also the T5C PiccEx shaft, which will serve as ventilation and emergency escape shaft. The shaft has 12.5m internal diameter and is 30m deep (Fig. 9). The shaft includes several cross-passages connecting to the running tunnels.

TBM Description: The tunnels were constructed using an existing Dosco shield which had been employed on the Piccadilly Line excavation in the past. The boom of the shield was equipped with a rotating road header. After excavation of a full advance the shield was shoved 1m forward by hydraulic rams propped against the lining behind the shield. The excavated section was about 100mm smaller than the shield diameter, so the front edge of the machine was cutting into the ground when the shield was pushed forward. Then the rams were retracted and a segmental ring was erected (Fig. 10). The excavation profile was controlled by the size of cutting bead attached to the front edge. The size of used beads varied between 0mm and 20mm to adjust ground settlement to excavation speed and ground conditions. A bigger size of bead implied easier steering, but a higher volume loss.

Tunnel Construction: Spoil was removed from the tunnel on a continuous conveyor connected to a High Angle Conveyor in the launch chamber (Fig. 11). 150mm thick and 1m long concrete segments for the wedgeblock lining were delivered to the face on narrow gauge trains. An excavation of the running tunnels finished about 100m short of the existing Piccadilly line and SCL chamber was formed in the front of the shield. Afterwards the shield was dismantled and removed through the new tunnel to the surface. Shield skin was sacrificed in the tunnel, and concrete bolted rings were built through the skin after shield removal. The tunnel production was about 50m per day.

Alignment Control: The tunnel alignment was controlled by a ZED guidance system. The laser based system consisted from the following units: target unit, control unit, and interface unit. Target unit was used to measure the vertical and horizontal displacement of the shield from a laser beam reference. It also measures the horizontal angle of impact of the laser beam and Roll and Lookup angles of the machine. The control unit was the main display and computer for operator. Both target and control units were mounted on the machine. The interface unit enabled laser to be connected to the system. Both laser and interface unit were mounted on the bracket connected to the tunnel lining behind the machine.

Construction Envelope: Tolerance on the construction envelope was very tight – it was specified that no point measured anywhere on the completed lining should be more than 40mm out of its theoretical



Obr. 10 Štít křížující propojovací chodbu vedoucí z šachty HExEx T5C (montáž šroubovaného skládaného ostění)

Fig. 10 Shield crossing of HExEx T5C cross-passage (bolted segments erection)

PRODLOUŽENÍ TRATI HEATHROW EXPRESS (HEXEX)

Základní údaje: Expres Heathrow (HEX) je vysokorychlostní železniční trať spojující letiště Heathrow se stanicí Paddington v Londýně. Podobně jako v případě trasy metra Piccadilly obsluhuje tunel všechny stávající letištní terminály, takže bylo potřebné tunely prodloužit k budově nového terminálu 5. Ve srovnání s trasou Picadilly byla trať Heathrow Express budována teprve nedávno, takže komory pro spojení HExEx byly již připravené. Obě tunelové trouby HExEx, dlouhé 1,8 km a 1,4 km, mají vnitřní průměr 5,675 m. Práce na HExEx také zahrnovaly hloubení tří šachet (šachta T5C HExEx o průměru 6 m, mezilehlá šachta T5C o průměru



Obr. 12 Start štítu na HExEx

Fig. 12 HExEx shield launching



Obr. 11 Uspořádání startovací komory na PiccEx včetně dopravníku pro velké dopravní úhly

Fig. 11 PiccEx launch chamber arrangement including a High Angle Conveyor

position! The tolerance included all inaccuracies: on alignment, on guiding, on ring erection and also the ring deformation. The value of 25mm was used as a trigger limit. Once the difference between theoretical alignment and ZED value exceeded 25mm, a shift engineer had to survey ring geometry. If some point on the lining was outside 40mm, shield had to stop. 40mm tolerance was exceeded in the start of excavation and one short section of the first drive (Westbound tunnel) which was found acceptable. The second drive (Eastbound tunnel) was build completely within the prescribed tolerance.

Ground Movement: Cover to the PiccEx varies between 12.5m and 25.5m. Settlement at the start of excavation was significantly affected by the ground conditions above – a manmade platform which was not fully consolidated (continuous settlement was monitored prior and after the excavation of the tunnels). The settlement above the remainder of the running tunnels was about 10mm with maximum 14mm. These values correspond with a volume loss of 1 to 1.5 %. The PiccEx passed under the Piccadilly loop tunnel with a clearance of 3.9m. The settlement of the existing line did not exceed 12mm and no disruption to the underground operation or airport infrastructure was caused.

Programme: Excavations of T5C PiccEx shaft and both running tunnels were completed in August 2004. Excavation of Piccadilly Junction box started in the beginning of this year (2005). After completion (autumn 2005) the box will be connected to the running tunnels via about 100m long SCL tunnels.

HEATHROW EXPRESS EXTENSION (HEXEX)

Basic Data: Heathrow Express (HEX) is a high speed railway connecting the Heathrow Airport with the Paddington station in London. Similar to the Piccadilly line a tunnel serves all existing terminals at the airport and its extension to the Terminal 5 was required. In comparison with Piccadilly line the HEX has been built quite recently, therefore chambers for connection with HExEx had already been built. The twin-bore HExEx tunnel has a 5.675m internal diameter. The individual tunnels are 1.8km and 1.4km long. Works on the HExEx also included excavation of the three shafts (6m diameter T5C HExEx shaft, 8.5m diameter T5C Intermediate shaft, and 10.5m diameter T5D HExEx shaft) with the system of cross-passages connecting shafts with the running tunnels. The shafts are up to 30m deep. Purpose of the shafts and cross-passages is for emergency escape for passengers and ventilation of the running tunnels.

Tunnel Construction: The construction of the running tunnels was very similar to the PiccEx tunnels – refurbished Dosco shield (Fig. 12) equipped with a rotating road header (the shield was previously employed on Heathrow Express construction). Spoil was also removed from the tunnel on a continuous conveyor connected to a High Angle Conveyor in the launch chamber. 220mm thick and 1m long segments for wedglock lining were delivered to the face using Paulo de Nicola road transporters (Fig. 13), previously used in the ART. The ZED system was used for the shield guidance. After breakthrough into existing HEx stubs the shield was dismantled and removed, the skin was again sacrificed. Both HExEx drives had to pass under the existing Piccadilly Line tunnel with a clearance of 6.8m. A significant length of HExEx Upline tunnel was excavated under the Terminal 3 building. The tunnel production was about 40m per day.

8,5 m, a šachta T5D HExEx o průměru 10,5 m) se systémem propojovacích chodby mezi šachtami a traťovými tunely. Šachty jsou až 30 m hluboké. Šachty a propojovací chodby budou sloužit jako únikové cesty pro cestující a pro větrání traťových tunelů.

Stavba tunelu: Stavba traťových tunelů se velmi podobala stavbě tunelů prodloužení trati Piccadilly, tj. s použitím renovovaného štítu Dosco (obr. 12), vybaveného rotační frézou (předtím byl štít použit na stavbě trati Heathrow Express). Rubanina byla z tunelu dopravována pomocí pásového dopravníku, spojeného s dopravníkem pro velké dopravní úhly, který byl umístěn ve startovací komoře. Segmenty ostění systému se zkoseným zámkovým dílcem (tloušťka 220 mm, délka 1 m) byly na čelbu dopravovány pomocí silničních dopravníků Paulo de Nicola (obr. 13), původně používaných na stavbě silničního tunelu na letištní straně (STLS). Pro navádění štítu byl použit systém ZED. Po prorážce do stávajících tunelů HExEx byl štít demontován a odvezen, jeho plášť opět zůstal pohřben v podzemí. Obě ražby HExEx musely podejít tunel trasy Piccadilly v hloubce 6,8 m pod dnem stávajícího tunelu. Velká část tunelu HExEx byla ražena pod budovou terminálu 3. Průměrná rychlost ražby byla asi 40 m za den.

Deformace nadloží: Tloušťka nadloží tunelů HExEx se pohybuje od 13,5 m do 28,5 m. Podobně jako u tunelů PiccEx sednutí zjištěná monitoringem na začátku ražby byla značně ovlivněna konsolidací navážek v nadloží (oblast, ve které se nevyskytují žádné povrchové stavby). Maximální monitorované sednutí nad zbylou částí traťových tunelů dosáhlo hodnoty 23 mm. Ztráta plochy výrubu zůstala pod 2 % u převážné části obou ražeb. Maximální naměřené sedání u stávajícího tunelu na trase Piccadilly bylo 25 mm. Ražby všech konstrukcí HExEx byly dokončeny v lednu 2005.

ZÁVĚR

Provádění podzemních staveb pro terminál 5 letiště Heathrow bylo velmi náročné. Bylo nutné vybudovat více než 13 km tunelů uložených mělce pod letištěm, s požadavkem na minimální ovlivnění nepřerušeno provozu letiště. Tunely se podařilo úspěšně vyrazit pod místy stání letadel a pojezdovými drahami, pod jižní přistávací dráhou, pod budovou terminálu 3, pod tunelem na trase metra Piccadilly, pod sklady pohonných hmot s nádržemi na letecký benzin, pod vodojemy a dalšími konstrukcemi a inženýrskými sítěmi. Výsledkem včasného plánování, správné kontroly rizik a pečlivého provádění prací byl velice nízký dopad na provoz letiště. Při ražbách nedošlo k poškození žádné stavby nebo jiného vybavení letiště. Tento bod byl velmi důležitý, jelikož možné finanční důsledky byly obrovské.

Spektrum tunelovacích strojů, použitých na stavbě terminálu 5, bylo velmi široké. Obsahovalo polouzavřené TBM schopné práce ve dvou režimech (v režimu stlačeného vzduchu v režimu EPB), uzavřené mechanické TBM a tři štíty s různými průměry. Některé z technologií použitých na terminálu 5 byly velmi moderní. Hlavní technické zajímavosti, jakými jsou metoda ražby LasershellTM, tunelovací stroj schopný pracovat ve dvou režimech použitý na stavbě STLS, včetně jeho čerpadla Putzmeister s průměrem pístu 750 mm, nebo dopravník pro velké dopravní úhly, byly použity v londýnském jílu poprvé.

Většina podzemních prací na terminálu 5 byla dokončena počátkem roku 2005. Zbývající práce na propojení prodloužení trasy Piccadilly se stávající trasou by měly být dokončeny v polovině roku 2006.

Letiště Heathrow s jeho infrastrukturou je zvláštním případem. Poptávka po letecké dopravě trvale roste, takže i řada dalších letišť na celém světě se bude muset rozšiřovat. Je jisté, že podzemní práce budou hrát v rozvoji letišť důležitou roli.

Tento příspěvek nepopisuje stavby tunelů na Heathrow realizované pomocí stříkaného betonu. Podrobný popis inovační metody Lasershell a jejího použití na stavbě terminálu 5 bude uveřejněn v jednom z dalších čísel časopisu Tunnel.

ING. MATOUŠ HILAR, MSC., PHD., CENG., MICE
matous.hilar@mottmac.com, m.hilar@seznam.cz
ALUN THOMAS, B.A., PHD., CENG., MICE
alun.thomas@mottmac.com,
MOTT MACDONALD LTD., CROYDON, U.K.



Obr. 13 Silniční dopravníky Paulo de Nicola pro přepravu dílců pro tunely HExEx

Fig. 13 Paulo de Nicola road transporters for segments delivery in the HExEx tunnels

Ground Movement: Cover to the HExEx varies between 13.5m and 28.5m. Similar to the PiccEx tunnels the monitored settlement at the beginning of excavation was significantly affected the consolidation of artificial platform above (area of no current services or structures on the surface). Maximum monitored settlement above the remainder of the running tunnels was 23mm. Volume loss stayed below 2% for majority of both drives. Maximum settlement monitored in the existing Piccadilly tunnel was 25mm. Excavation of all HExEx structures was completed in January 2005.

CONCLUSION

Construction of underground structures for Terminal 5 at Heathrow Airport was a very challenging project. Over 13km of shallow tunnels had to be constructed under the live airport with minimal impact on its operation. The tunnels were successfully constructed under aircraft stands and taxiways, the south runway, the Terminal 3 building, the Piccadilly Line tunnel, fuel farms with tanks for storing kerosene, water tanks and many other structures and services. Advanced planning, proper risk management and careful construction led to very low impact on the airport operation, no structures or services were damaged by the tunnelling. This was very crucial point as potential cost impact was massive.

The spectrum of the tunnelling machines used at Terminal 5 was very wide - it included air pressure/Earth Pressure Balance TBM, full face TBM, and three shields of various profiles. Some of the technologies used at Terminal 5 were very advanced. Features as LasershellTM method of excavation, dual mode TBM used on ART and its Putzmeister pump with the piston diameter 750mm or High Angle Conveyor were used the first time in the London Clay.

Majority of the tunnelling at Terminal 5 has been completed in the beginning of this year (2005). The outstanding work is PiccEx connection to the existing Piccadilly Line, which is expected to be completed in the middle of 2006.

Although Heathrow Airport and its infrastructure represent a special case, as the demand for air travel continues to rise, many other airports world-wide will have to expand and tunnelling is sure to play a major role in developing airports.

This paper does not describe the SCL constructions at Heathrow. Detailed description of the innovative LasershellTM method and its application at Terminal 5 will be published in one of the following issues of the magazine Tunnel.

ING. MATOUŠ HILAR, MSC., PHD., CENG., MICE
matous.hilar@mottmac.com, m.hilar@seznam.cz
ALUN THOMAS, B.A., PHD., CENG., MICE
alun.thomas@mottmac.com,
MOTT MACDONALD LTD., CROYDON, U.K.

LITERATURA / REFERENCES

- P. Clarke, S. Thacker, I. Williams (2003): Flying ahead at Terminal 5. Tunnels & Tunnelling, September 2003.
I. Williams, S. Thacker (2003): The ART of success under Heathrow. Tunnels & Tunnelling, September 2003.
M. Hilar (2004): Project Report – Terminal 5. Submission for the ICE chartership.
I. Williams (2005): Managing risk at T5. Tunnels & Tunnelling, April 2005.

KOLEKTOR CENTRUM OSTRAVA – SITUACE PO DVOU LETECH VÝSTAVBY

COLLECTOR OSTRAVA CENTER – SITUATION AFTER TWO YEARS OF CONSTRUCTION

KAREL FRAN CZYK

ÚVOD

Výstavba kolektoru Centrum Ostrava je plánována na tři roky. Po dvou letech výstavby je kolektor stavebně dokončen a v současné době probíhá vystrojování díla a instalace technologií. Proto je možné podat určité hodnocení k současné etapě. Komplexnější zhodnocení bude nepochybně možné udělat až po ukončení stavby a předání do užívání, které je plánováno na srpen 2005. Vzhledem k tomu, že se jedná o nejrozsáhlejší důlně stavební projekt v Ostravě, který patrně bude v odborných kruzích často diskutován, je vhodné poskytnout už nyní ucelenou informaci o stavbě a zkušenostech z výstavby.

PROJEKT

Projekt stavby kolektoru Centrum Ostrava navazuje na kolektor „Poděbradová“, dokončený v roce 1998. Generálním projektantem stavby se stala společnost Hutní projekt Ostrava. V roce 2000 byla dokončena dokumentace pro stavební povolení a ve stejném roce bylo stavební povolení na stavbu vystaveno. Projekt byl zahrnut do celku „Rozšíření kanalizačního systému Ostravy“, na který město získalo spolufinancování z fondu ISPA Evropské unie. V rámci tohoto celku figuruje kolektor Centrum Ostrava jako tzv. „Stavba II“, zatímco „Stavbou I“ je projekt „Kompletace kanalizačních sběračů“, který není předmětem tohoto článku.

ZHOTOVITELÉ

Soutěž na zhotovitele stavby proběhla v roce 2002 a zvítězilo v ní sdružení s názvem „Ostravské kolektory“, jehož vedoucím členem je firma Subterra, a. s., a druhým členem je Ingstav Ostrava, a. s. Výběrové řízení bylo uzavřeno podpisem kontraktu dne 20. 12. 2002. Smluvní podmínky se řídí ve všeobecné části podmínkami EU podle tzv. FIDIC – Red Book, což znamená, že zhotovitel provádí stavbu na základě realizační dokumentace zajišťované odběratelem.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O STAVBĚ

Přímý investor	Statutární město Ostrava
Generální projektant	Hutní projekt Ostrava, a. s.
Zhotovitel	Sdružení „Ostravské kolektory“ společností Subterra, a. s. (vedoucí) a Ingstav Ostrava, a. s.
Správce kolektoru	Ostravské komunikace, a. s.
Dokumentace pro stavební povolení	01/2001
Zahájení stavby	01/2003
Předpokládané dokončení stavby	30. 11. 2005
Celková délka kolektoru	1657,88 m
Světlý průřez kolektoru	2,5 x 2,9 až 4,4 m
	– podle průměru kanalizačního potrubí
Štola pro kanalizační potrubí	111,69 m
Náklady podle smlouvy o dílo	659 689 464 Kč bez DPH

POPIS PROJEKTU

Kolektor je situován do vlastního centra města Ostravy. Začíná u budovy Nové radnice a probíhá podél ulice Sokolská k budově VZP, kde se jednak stáčí na ulici 28. října, kde je dále situován budoucí centrální vstup do kolektoru. Kolektor vede přes Masarykovo náměstí, kde se rozděluje na dvě větve – jedna je slepá a druhá pokračuje přes ulice Zámecká, Nádražní a Jurečkova až k nynějšímu kolektoru na Poděbradové ulici.

Vzhledem ke spádovým poměrům v centru Ostravy je kanalizační potrubí situováno do stropu díla, a tím bylo v zásadě rozhodnuto

INTRODUCTION

Construction of the collector Ostrava center is planned to go on for three years. After two years of construction, the civil construction of the collector is complete, it is currently being equipped and technologies installed. Therefore, it is possible to give some sort of evaluation of the current stage. Indeed, more complex evaluation will only be possible after completion of the construction and its putting into operation, which is projected for August 2005. Considering the fact that this is the most extensive mining-construction project in Ostrava at the time, it is appropriate to submit the already comprehensive information on the construction and experiences from it.

DESIGN

Design for construction of the collector Ostrava center is a continuation of the collector „Poděbradová“, completed in 1998. The company Hutní projekt Ostrava became general designer of the construction. The final design was completed in 2000 and the building permit was granted later that year. The design was integrated into the complex „Extension of the sewerage system in Ostrava“, for which the municipality acquired financial support of the European Union ISPA fund. Within this complex, the collector Ostrava center acts as „construction II“, while the design „Finalization of sewer collectors“ is the „construction I“, but that is not a subject of this article.

CONTRACTORS

Public tender for the construction contractors proceeded in 2002 and was won by a consortium „Ostrava collectors“, led by Subterra, a.s. and supported by Ingstav Ostrava, a.s. The tender was terminated by contract signing on December 20, 2002. Contractual conditions are stipulated by general EU conditions according to the FIDIC – Red Book, which means that the contractor realizes the construction based on design documentation provided by the investor.

BASIC DATA OF THE CONSTRUCTION

Investor	Municipality of Ostrava
General designer	Hutní projekt Ostrava, a. s.
Contractor	consortium „Ostrava collectors“ of Subterra, a. s. (leader) and Ingstav, a. s.
Collector administrator	Ostravské komunikace, a. s.
Final design	01/2001
Construction start	01/2003
Estimated completion	30/11/2005
Total collector length	1657,88 m
Collector net cross section	2,5 x 2,9 to 4,4 m
	– based on diameter of the sewer pipeline
Gallery for the sewer pipeline	111,69 m
Contract price	659 689 464,- Kč (excl. VAT)

DESIGN DETAILS

The collector is located within the city center of Ostrava. It begins at the New City Hall building and passes along Sokolská street towards the VZP building, where it turns into street of 28th October, which is where future central access to the collector is also located. The collector crosses the Masarykovo square where it divides into two branches – one of them is a dead-end while the other continues through Zámecká street, Nádražní and Jurečkova streets all the way to the existing collector in Poděbradová street.

o definitivním průřezu: Je jím podkovovitý profil o světlé šířce 2500 mm a výšce, která kolísá v závislosti na průměru kanalizačního potrubí ve stropě, ale pohybuje se od 2900 mm do 4400 mm. Z důvodu této výšky je nutné většinu trasy razit na dvě lávky.

Do kolektoru budou v budoucnu uloženy tyto sítě: kanalizační potrubí, vodovodní potrubí, horkovod, kabely VO, NN, a další signální a komunikační kabely. Je pamatováno i na eventuální budoucí instalaci plynovodu a parovodu. Kanalizační potrubí z odstředivě litého sklolaminátu bude ve stropě situováno na nosníky, ostatní sítě budou vedeny v bocích díla na kompozitových lávkách.

Kolektorové přípojky jsou řešeny chráničkami vrtanými z kolektoru bezvýkopově. Při instalacích se počítá s postupným přepojováním stávajících sítí do kolektoru.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Ražba probíhala v hloubce 10 metrů (počva) s krytím 2,7 až 6,2 metru. Typickým geologickým prostředím bylo rozhraní terciérních štěrkopísků ve svrchní části profilu a miocénních jíílů v jeho podloží. Měnila se však jednak výška tohoto rozhraní a také charakter štěrkopísků, které mohou být silně zahltněné, ale i velmi nesoudržné s proplásky písků a navážek. Rovněž charakter podložních miocénních jíílů se zásadně měnil – od jíílů vysokých pevnostních parametrů až po jíílů silně rozbrždavé a neúnosné. Kolektor probíhá v celé délce pod ustálenou hladinou spodní vody. Na Masarykově náměstí se navíc vyskytuje asi padesátimetrový pás geologické anomálie – zvodnělých jemnozrných písků.

ČLENĚNÍ DÍLA

Kolektor je členěn do šesti realizačních úseků, které odpovídají jednotlivým přístupovým stavebním šachtám, nazývaným A – F.

ÚSEK ŠACHTY A

Ze stavební šachty A se razila kanalizační štolá, která navazuje na vlastní kolektor a je začleněna do tohoto projektu. Štolá o délce 111,69 m byla vyražena, aby se umožnilo položení sklolaminátového potrubí o průměru 1400 mm, načež byly přebývající prostory zality popílkocementem a bylo provedeno propojení se stávajícím sběračem. V současné době jsou již veškeré práce v tomto úseku ukončeny, šachta byla zasypana a terén v místě byl uveden do původního stavu.

ÚSEK ŠACHTY B

Na tomto úseku probíhala ražba kolektoru pod ulicí Sokolskou. Větev směrem k šachtě A byla ukončena na kontaktu s vyraženou kanalizační štolou a zakončena únikovou cestou do podzemních garáží na Prokešově náměstí (u Nové radnice). Směrem k šachtě C se kolektor spojil s protější ražbou větve od této šachty.

ÚSEK ŠACHTY C

Šachta C jako jediná ze stavebních jam zůstane zachována i po dokončení stavby a bude sloužit jako centrální vstup do kolektoru. Z toho důvodu byla hloubena odlišnou technologií než ostatní stavební šachty – s pomocí předvrtávané pilotové stěny. Ze šachty C směřovala ražba kolektoru jednak k šachtě B pod ulicí Sokolskou a jednak směrem na Masarykovo náměstí, kde se propojila s úsekem šachty D v místě komory K 7.

ÚSEK ŠACHTY D

Ze šachty D – na Masarykově náměstí – byla vedena jednak slepá větev kolem muzea k budoucímu obchodnímu centru (ukončena únikovou cestou) a jednak ražba kolektoru podél opačné strany náměstí na ulici Zámeckou. Tento úsek spolu s protisměrnou ražbou ze šachty E představuje nejdelší úsek stavby.

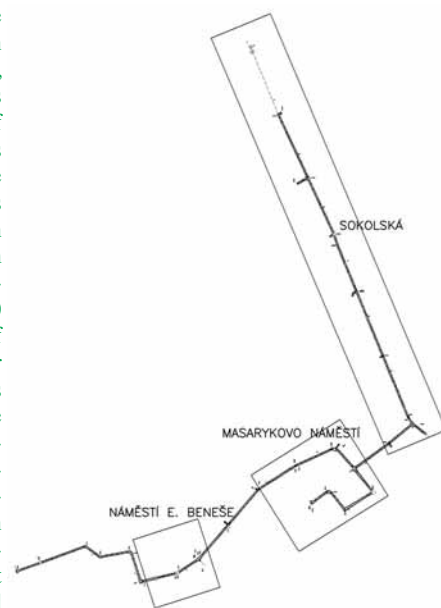
ÚSEK ŠACHTY E

Šachta E je situována u hotelu Imperiál, kam byla vyvedena třetí úniková cesta z kolektoru. Již bylo zmíněno, že ražba části kolektoru odtud přes ulici Zámeckou na náměstí představuje nejdelší, a tedy kritický úsek stavby. Na opačnou stranu – přes ulici Nádražní – vedla druhá část ražby, která se stáčela podél paláce Elektra a tam se protáhla s větví úseku F.

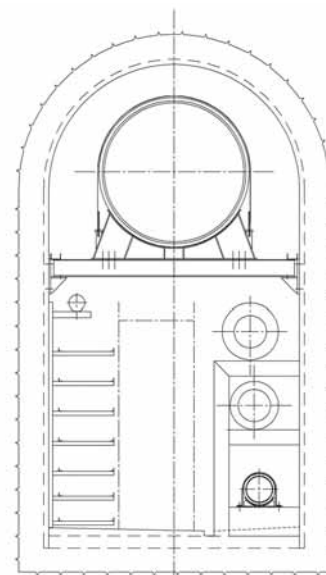
ÚSEK ŠACHTY F

Ze šachty F byla vedena jednak krátká (asi 38 m) ražba směrem ke kolektoru Poděbradova včetně napojení (komora K 18) a jednak ražba

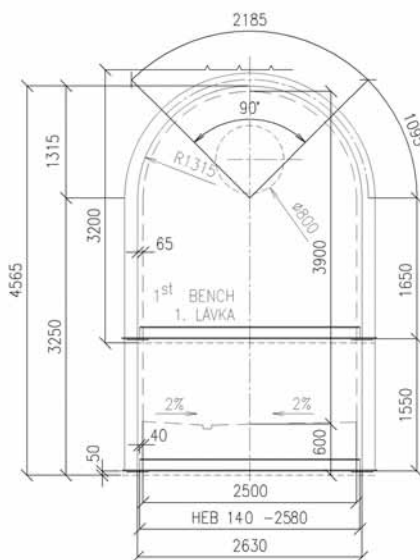
With regards to the gradient conditions in the Ostrava city center, the sewer pipeline is located at the ceiling of the structure, which thus in the end determined the final cross section. It is a horseshoe-shape with net width of 2500 mm and height ranging between 2900 mm and 4400 mm based on diameter of the sewer pipeline near the ceiling. Due to this height, most of the route length has to be excavated with two bench sequences. The following utilities will be placed in the collector: sewer pipeline, water pipeline, hot water pipeline, HV and LV cables as well as other signal and communication cables. Eventual future installation of gas and steam feeders is also considered. The sewer from centrifugally cast glassfiber pipes will be laid on ceiling girders; the other lines will be conducted on the sides laid on composite racks. Collector connections realized using casing pipes, carried out by boring from the collector.



Obr. 1 Celková situace kolektoru
Fig. 1 Collector layout plan



Obr. 2 Schematický řez komorou
Fig. 2 Chamber cross section



Obr. 3 Schematický řez s vystrojením
Fig. 3 Support cross section

GEOLOGICAL CONDITIONS

The excavation proceeded in 10 m depth (bottom), with overburden of 2,7 to 6,2 m. The geological environment was typically characterized by the interfaces between Tertiary gravel-sands in the upper cross section and Miocene clays in the underlay. The level of this interface varied and so did the type of the gravel-sands, which could have been strongly loamy, but also very incoherent, with layers of sands and made ground. Also the type of underlying Miocene clays varied strongly – from clays with high strength parameters to heavily slushing and unstable. Along the entire length, the collector leads below the stable groundwater level. There is also an app. 50 m long strip of geological anomaly – saturated fine-grain sands.



Obr. 4 Pohled na komoru K7
Fig. 4 View of the chamber K7

kolektoru podél Domu umění k paláci Elektra. Tunel v tomto úseku nebude obsahovat kanalizační potrubí, a proto je jeho světlá výška jen 2900 mm, což umožnilo ražbu plným profilem.

REALIZACE STAVBY

Partnerské firmy ve sdružení si rozdělily jednotlivé úseky následovně: úseky A, B a C provádí Ingstav Ostrava a úseky D, E a F zajišťuje Subterra, a. s. Obě firmy postupovaly při ražbách stejnou technologií – tedy klasickým hornickým způsobem s výlomek ručním, odtěžením kolejovými přehazovacími nakladači a primární výztuží v kombinaci příhradová výztuž a stříkaný beton. Obě firmy aplikovaly nástřík suchou cestou. Z důvodu nepříznivé a navíc velmi proměnlivé geologie se po celou dobu ražby provádělo zajištění předpolí pomocí injektážních dešťníků. Využívala se buďto chemická injektáž (polyuretanové pryskyřice), nebo injektáž cementová. V exponovaných úsecích pod tramvajovými tratěmi apod. se použila trysková injektáž nebo mikropilotový dešťník.

Během let 2003 probíhaly práce na ZS, dále se prováděly přeložky sítí, hloubení stavebních jam, ražba kanalizační stoly a ražba horní lávky kolektoru, která byla definitivně ukončena v prvním čtvrtletí roku 2004. V tomto roce dále probíhala ražba spodní lávky, vrtání kolektorových chrániček, výstavba únikových výstupů, definitivní ostění a izolace.

KOLEKTOROVÉ KOMORY

V místech budoucího odbočení větví jsou situovány kolektorové komory. Je jich naprojektováno celkem 21 a jejich rozměry se značně různí. Čtyři z těchto komor (K1, K5, K7 a K12) jsou vzhledem k nutnosti vykřížení kabelových lávek dvoupatrové. Právě budování těchto komor – navíc v některých případech v místech s frekventovanou automobilovou i trolejbusovou dopravou – představovalo jedny z nejobtížnějších úkolů na celé stavbě. Vzhledem k velmi proměnlivým geologickým poměrům se k jejich realizaci přistupovalo různě, jak bude patrné z následujících příkladů.

KOMORA K1

Komora K1 je největší komorou celé stavby a navíc se nachází pod jednou z nejužších křižovatek města – pod křížením ulic Českobratrská a Sokolská. Je nutno říci, že celá ražba komory v obou lávkách probíhala bez jakéhokoli vyloučení či omezení dopravy na povrchu. V první lávce se proto razilo pod ochranou mikropilotových dešťníků. V první lávce se současně pod ochranou mikropilotových dešťníků realizovalo i odbočení do ulice Českobratrská. Toto odbočení bylo zajištěno podpěrnou výztuží z ocelových sloupků a nosníků, přičemž založení podpěrných sloupů je opět řešeno pomocí mikropilot. Po dokončení komory ve druhé lávce se pod větší částí komory vyrazil dva metry hluboký sklípek, kterým celková výška komory dosáhla sedmi metrů, přičemž krytí nadloží pod křižovatkou je pouze 3,5 metru. Velmi podobně se prováděla i komora K5.

KOMORA K7

Komora K7 je další sklípkovou komorou na trase kolektoru, která byla podobně jako komora K1 naprojektována s odbočkou zajištěnou

CONSTRUCTION SECTIONS

The collector is divided into six construction sections, which correspond to separate accessing construction ditches, referred to as A-F.

DITCH A SECTION

A sewer gallery, which links to the collector and is integrated into this project, was excavated from the construction ditch A. 111,69 m long gallery was excavated in order to enable placement of the glassfiber reinforced plastic (GRP) pipeline of 1400 mm diameter, while the remaining space was filled up with ash-cement mixture and connection with the existing collector realized. As of now, all works in this section are completed, ditch is covered and the local terrain returned to its original state.

DITCH B SECTION

In this section, collector excavation proceeded below Sokolská street. Excavation towards the ditch A was finished when in contact with the already excavated sewer gallery and terminated by emergency exit into underground garages at Prokešovo square (near the New City Hall). In direction towards the ditch C, excavation connected to the opposite excavation.

DITCH C SECTION

As the only one of the construction ditches, the ditch C will remain in place after the construction is complete and will serve as central access to the collector. Because of this, it was realized using a different technology than the other construction ditches – using secant bored pile walls. From here, the excavation proceeded both backwards to the ditch B below Sokolská street and towards Masarykovo square, where it connects to ditch D section in the K7 chamber.

DITCH D SECTION

Starting from ditch D at the Masarykovo square, excavation proceeded into dead-end around the museum towards the future shopping center (terminated by emergency exit) and the collector excavation continued along the opposite side of the square towards Zámecká street. Along with opposite excavation from the ditch E, this section represented the longest construction section.

DITCH E SECTION

The ditch E is located near the Imperial hotel, where the third collector emergency exit was built. As was already said, this excavation continues from here through Zámecká street towards the square and represents the longest and thus critical construction section. Second part of the excavation went the opposite way along Nádražní street, it turned around the Elektra palace and there intersected with the section F excavation.

DITCH SECTION F

From here, one short (app. 38 m) excavation including the connection (chamber K 18) was realized in direction towards the collector Poděbradova, the other along the House of Arts towards the Elektra palace. Tunnel in this section will not contain pipelines, and therefore its net height of 2900 mm allowed excavation with only one bench sequence.

CONSTRUCTION REALIZATION

The partner companies in the consortium divided up the separate sections in the following way: sections A, B and C will be realized by Ingstav Ostrava while the D, E and F by Subterra, a.s. Both companies applied the same excavation technology – the conventional mining method with manual rock breaking, rock removal using track-bound overhead loaders and primary lining consisting of lattice girders and shotcrete. Both companies used the dry process of the shotcrete application. Due to unfavorable and highly variable geology, front zone was secured by grouting umbrellas at all times during the excavation. Either chemical (polyurethane resins) or cement grouting was adopted. Jet grouting or canopy tube pre-support were used within busy sections below tramlines, etc.

During 2003, work on the basic construction proceeded, while realized also were grid diversions, digging of the construction ditches, excavation of the sewer collector and upper collector platform, which was finally

ocelovými sloupy a nosníky. Tato komora se nachází na okraji Masarykova náměstí a současně představuje hranici mezi úsekem Ingstavu a Subterra. Zde byla vzhledem k velmi nestabilním půdním poměrům použita jako metoda zabezpečení předpolí ražby trysková injektáž. Podpěrné sloupy zde byly osazeny na vertikálně vytryskané pilíře, které se realizovaly současně s injektáží.

KOMORA K12

Jiným případem byla další sklípková komora – komora K12. Tato komora se prováděla jako první ze všech komor na stavbě a vzhledem k tomu, že znalost geologického prostředí byla v té době ještě malá, byla použita cementová injektáž z čelby ke zpevnění předpolí. I z této komory se realizovala odbočka, a to velmi komplikovaná, protože představovala únikový východ z kolektoru – po odbočení následovala dovrchní chodba do podzemních garáží hotelu Imperiál. Toto odbočení se neprovedlo podpěrnými sloupy, ale pomocí převážkových nosníků v klenbě díla. Vzhledem k obavám statiků o budovu hotelu byla navíc šikmá úniková chodba z komory ražena pod ochranou mikropilotové clonící stěny.

OCHRANA POVRCHOVÝCH OBJEKTŮ

Vzhledem k situování díla do centra města a bezprostřední blízkosti objektů panovaly samozřejmě obavy o jejich stabilitu. Projekt nestanovil dopředu, které objekty se mají zabezpečovat, ani kdy a jakým způsobem. Toto bylo řešeno na tzv. odborných komisích, kterých se zúčastňovali zástupci investora, projektanta a zhotovitele společně se statiky.

Zde bylo rozhodnuto chránit v předstihu ty nejohroženější objekty pomocí podzemních clonících stěn. Objekty krajského soudu a lidové školy umění na ulici Sokolské byly chráněny podzemní mikropilotovou stěnou, podobně jako již zmíněný hotel Imperiál. Objekt městské policie a muzea (oba na Masarykově náměstí) byl chráněn clonící stěnou prováděnou tryskovou injektáží z povrchu. V případě Domu umění se provedla plošná injektáž částí podzákladí pomocí chemické injektáže – zde se ovšem nejednalo o opatření preventivní, ale o reakci na stav, kdy pokles budovy při provádění ražby přesáhl varovné hodnoty stanovené projektem.

Všechna opatření měla prokazatelně velmi dobrou účinnost a zejména u clonících stěn, kdy byla často diskutována jejich finanční náročnost, je třeba říci, že zcela eliminovaly sebemenší projevy ražby kolektoru na zmíněné budovy. Tímto způsobem se podařilo dosáhnout toho, že naměřené poklesy a náklony budov nepřesáhly projektem předpokládané kritické hodnoty a skutečně až dosud nebyly zaznamenány vážnější statické významné problémy na objektech. K tomuto bodu se ale určitě bude nutné vrátit po definitivním nastoupení hladiny spodní vody na původní hodnoty a po pečlivém studiu výsledků monitoringu. (Měřeny byly všechny budovy podél stavby, dále hladiny spodní vody, hodnoty poklesové kotliny na povrchu a samozřejmě konvergence v díle.)

VRTANÉ CHRÁNIČKY

Projekt kolektoru Centrum obsahoval více než sedm kilometrů vrtaných kolektorových chrániček o průměrech 200, 300 a 400 mm, které



Obr. 5 Čelba pro tryskovou injektáž
Fig. 5 Excavation face for jet grouting

completed in the first quarter of 2004. Throughout this year, excavation of the lower bench further continued, holes for casing pipes were bored, and emergency exits, final lining and waterproofing carried out.

COLLECTOR CHAMBERS

Collector chambers are located in places of a future branch junction. There are altogether 21 of them designed and their dimensions vary greatly. Four of these chambers (K1, K5, K7, K12) are double-story due to the crossing of cable tray paths. It is the realization of these chambers – moreover in several cases in locations with busy car and trolley-bus traffic – that represented the most complicated tasks of the entire construction. Solutions to these tasks were carried out differently due to variable geological conditions, as is apparent from the following examples:

K1 CHAMBER

K1 chamber is the largest chamber of the entire construction and on top of that is located below one of the busiest city junctions – of Českobratrská and Sokolská streets. It is necessary to point out that excavations of the chamber in both benches proceeded without any limitations of surface traffic whatsoever. Therefore, excavation of the first bench was realized under the protection of micropile umbrellas. In the same way, the branching into Českobratrská street was also realized under the protection of micropile umbrellas. The branching point was designed with support provided by columns carried out as micropilots. Following completion of chamber in the second bench, a 2 m deep cellar was still excavated below larger part of the chamber, which extended the total chamber height to 7 meters, while there is only 3,5 m of overburden below the junction. The K5 chamber was realized in a very similar way.

K7 CHAMBER

K7 chamber is another cellar-type chamber on the collector path, which was designed with the branching point carried out in the same way as in the chamber K1. This chamber is located on the rim of Masarykovo square and represents a border between the sections of Ingstav and Subterra. With regards to the locally very unstable soil conditions, jet grouting in the excavation front zone were used as a safety measure. The columns were installed on vertically jetted pillars that had been realized simultaneously with the grouting.

K12 CHAMBER

Another cellar-type chamber – K12 – is a different case. This chamber was realized as the first one of all and, considering the fact that there was very limited knowledge about the geological environment, it was realized with step-by-step cement grouting – thus with a reinforcing grouting of the front zone realized prior to each advance. There was a further branching from this branch, and a very complicated one, since it represented an emergency exit from the collector – upward corridor into underground garages of the Imperial hotel followed after turning. This branching point was not realized using the columns, but rather using walers at the structure's vault. As structural engineers were concerned about the hotel building, the sloping emergency exit corridor was excavated from the chamber under the protection of micropile screening wall.

PROTECTION OF SURFACE STRUCTURES

Considering the location of the construction in the city center, immediate vicinity of structures naturally raised doubts about their stability. The design did not a priori specify which structures are to be protected, nor when or how this should be done. This was dealt with in the so-called expert committees in which representatives of the investor, designer and contractor all took part along with structural engineers.

Here it was decided to protect the most vulnerable structures using diaphragm walls. Buildings of the District courthouse and Elementary art school in Sokolská street were protected by a micropile diaphragm wall, in the same way as the already mentioned Imperial hotel. Building of the City police department and museum (both at Masarykovo square) was protected using a diaphragm wall that was realized by jet grouting from surface. In case of the House of Arts, areal grouting of partial foundation bed was realized using chemical grouting – however, this was not a preventive measure, but rather a reaction to the situation when settlement of the building already exceeded alarming values as determined by the design.



Obr. 6 Pohled na čelbu s rozhraním geologických vrstev
Fig. 6 View of the face with the interface of geological layers

budou sloužit pro budoucí přípojky vody, horkovodu, kanalizace a kabelů. Jejich vrtání v centru města protkaného hustou sítí kabelů, potrubí a jiných důsledků lidských aktivit představoval další významný problém pro zhotovitele a jeho subdodavatele. Tyto problémy zejména značně prodloužily předpokládanou dobu vrtání, takže bylo nutno tyto operace provádět souběžně s dalšími činnostmi a operativně měnit plánované postupy. Došlo také k několika kolizím se stávajícími sítěmi, což v jednom případě znamenalo i navrtání plynového potrubí a vznik mimořádné situace v centru města. Nicméně názor většiny zainteresovaných stran je, že s ohledem na podmínky ve městě šlo ještě stále o únosný výsledek.

IZOLACE

Přestože se celý kolektor nachází pod hladinou spodní vody a místní přítoky byly v některých úsecích velmi vysoké, v projektu není navržena izolace mezilehlá, ale jen na vnitřní straně díla ve formě tzv. krystalizační hmoty (v daném případě systém Vandex). Tato izolace se stříká přímo na definitivní ostění díla, které je stejně jako ostění primární ze stříkaného betonu. Proto bylo nutné dílo před aplikací systému důsledně otryskat a zatěsnit v místech významnějších přítoků. Po aplikaci krystalizačního nástřiku na stěny díla pokračovala izolace podsypem pod definitivní podlahu a izolačními pásky na styku podlahy s ostěním. Účinnost zvoleného způsobu izolace (zatím se jeví jako uspokojivý) bude lepší zhodnotit až s větším časovým odstupem po ukončení a předání stavby.

ZKUŠENOSTI Z DOSAVADNÍHO PRŮBĚHU VÝSTAVBY

Jak se předpokládalo – největší problémy při ražbách byly způsobeny nepříznivou a měnící se geologií v centru Ostravy. Klíčovou otázkou se stalo zvládnutí stabilizace předpolí ražby. Tady se ukázalo, že v ostravských podmínkách bude složité hledat univerzální způsob řešení a že toto řešení bude nutno pružně přizpůsobovat aktuálnímu stavu na čelbě.

Další potíže vznikaly v souvislosti s realizací kolektorových chráničků – jednak vlastní vrtání v dané geologii bylo obtížnější než např. v Brně či Praze a jednak se vyskytovaly obvyklé problémy s nečekanými pozicemi stávajících sítí.

Do jisté míry byl problémem i střet s veřejností a představiteli města a zejména v letním období byla stavba kolektoru a kolektor samotný podroben často i mediální kritice. Tyto otázky však byly postupně rovněž vysvětleny a vztahy se zlepšily. V současné době lze říci, že stavba – byť se jedná o kolektorový tunel v samém centru Ostravy – narušuje žádným způsobem dopravní situaci města a její vliv na životy občanů je minimální a v podstatě se omezuje na zábory veřejných prostranství u těžních šachet.

V době napsání tohoto článku – tedy na počátku třetího roku výstavby – probíhala stavba v souladu s časovým harmonogramem.

ING. KAREL FRAN CZYK, SUBTERRA, a. s., kfranczyk@subterra.cz

All measures have had a verifiable solid effectiveness and especially concerning the diaphragm walls, when their financial burden was questioned, it is necessary to emphasize that they totally eliminated all impacts of excavation on these buildings. Thus, it was achieved that all measured settlements and tilting of buildings did not exceed critical values as estimated by the design and truly until present day no serious structural problems of structures have appeared. Nonetheless, this issue will have to be dealt with again after groundwater returns to the original level and monitoring results are carefully examined (measurements were carried out for all buildings along the construction, as well as groundwater level, surface settlement, and of course structure convergence measurements).

BORING FOR CASING PIPES

Design of the Center collector contained more than 7 km of casing pipes - collectors with diameters of 200, 300 and 400 mm, which will serve for the future connections of water, hot water, sewerage and cables. Their realization in the city center, cluttered with dense grids of cables, pipelines and other products of human activity, represented another significant problem for the contractor and his subcontractors. Mainly, these problems severely prolonged the estimated schedule of boring, so that these operations had to be carried out simultaneously with other activities while pre-planned procedures had to be changed operatively. There were also several collisions with the existing networks, which in one case meant hitting a gas pipeline and causing an emergency situation in the city center. Yet, most parties concerned agree that, considering the urban conditions, it was still a satisfactory achievement.

WATERPROOFING

Despite the fact that the entire collector is located below the groundwater level, where local inflows were very high in some sections, there is no intermediate waterproofing layer proposed in the design, but rather only waterproofing of inner side of the structure using the so-called crystallizing compound (in this case the Vandex system). This material is sprayed directly on final lining of the structure, which is formed by shotcrete just as the primary lining. Therefore, it was necessary to carry out thorough sandblasting of the structure and pre-sealing of the places of higher inflows prior to application of this system. Following the crystallizing spray application on the structure walls, the operation continued by filling up the space below final floor and applying sealing tapes at the contact of floor with the lining. Effectiveness of the selected waterproofing method (so far appearing as satisfactory) will be better evaluated in the course of time after completion and hand-over of the structure.

EXPERIENCE FROM THE CONSTRUCTION PROCESS

As had been expected, largest problems during the excavations were caused by unfavorable and variable geology in the Ostrava city center. The key issue was to master the stabilization of the excavation front zone. Here it was discovered that it would be complicated to find a universal method of solution, and that it would rather have to be flexibly adjusted to local conditions at the face.

Other complications arose in connection with realization of the collector casing pipes – firstly, the boring within the given geology was more difficult than for instance in Prague or Brno, and secondly, there had been frequent problems with unexpected positions of the existing utilities.

In a way, there had also been the problem of conflicts with the public and municipality officials. Especially during the summer months, the collector construction and the collector itself were often subjected to criticism in the media. However, these issues were gradually explained over time and the relations improved. Currently it can be said that the construction – although it is a collector tunnel in the very heart of Ostrava – does not disturb traffic in the city and has a minimal impact on citizens' lives. In essence, it is limited to occupation of public areas near the mining shafts.

By the time this article was written – at the beginning of a third year of construction – the construction proceeded in accordance with the time schedule.

ING. KAREL FRAN CZYK, SUBTERRA, a. s., kfranczyk@subterra.cz

VÝSTAVBA HLOUBENÉ STAVEBNÍ JÁMY VÝCHODNÍHO PORTÁLU TUNELŮ NOVÉHO SPOJENÍ V PRAZE

NEW CONNECTION PROJECT – EXCAVATION FOR THE EASTERN PORTALS OF THE TUNNELS, PRAGUE

MICHAL GRAMBLIČKA, DAVID CYROŇ, JOSEF TESKA, MILAN KÖSSLER

ÚVOD

Východní portály tunelů Nového spojení jsou umístěny v příkrém severovýchodním svahu vrchu Vítkova, 15 m pod portálem stávajícího jednokolejného Žižkovského železničního tunelu mezi dvěma provozovanými železničními tratěmi. Horní vede z Vysočan a Libně na Hlavní nádraží a dolní na Masarykovo nádraží. Na tunel navazují další stavební objekty – dvoukolejné mostní estakády, zárubní zdi a tzv. tunelový most. Extrémní sklon svahu od 35 do 50° předurčily pro realizaci hloubených stavebních jam prostor asi 125 m dlouhý a pouze 37 m široký, když výškový rozdíl mezi nejvyšším a nejnižším místem objektu je až 30 m. Jediným možným přístupem pro výstavbu portálu je provizorní komunikace vytvořená po vrstevnici kopce mezi železničními tratěmi a nájezdová rampa až k ústí současného tunelu.

Všechny tyto faktory zvládl zhotovitel přesnou koordinací stavebních postupů a především dopravou materiálů i v době krajně nepříznivého zimního období. Výstavba stavebních jam východního (výjezdového) portálu byla zahájena v listopadu minulého roku.



Obr. 1 Celkový pohled na portál
Fig. 1 Overall view of the portal

PROJEKT

Projekt předpokládal postupnou výstavbu svislých stěn ve dvou etapách, když první je od výšky 242,40 m n. m. po 228,0 m n. m., a druhá pak až na dno stavební jámy v úrovni 212,60 m n. m. Jednotlivé stupně odebírání horninového masivu jsou vzdáleny 3,5 m, když návrhový bod pro kotvy byl umístěn 0,5 m od roviny vytěžené lavice. Šířka jednotlivých lavic byla proměnlivá, když nejužší měla pouze 4 m, nejširší je na úrovni cca 220 m n. m., a to 39 m.

Nosný systém stěn je tvořen mikropilotami osazenými ocelovou trubkou \varnothing 108/16 mm, délek od 12 do 21 m s osovou vzdáleností 1,0 m, opatřených vrstvou sítí armovaného stříkaného betonu SB20 tl. 0,20 až 0,25 m. Stěna je kotvena předepjatými horninovými pramencovými kotvami pro trvalé použití, když konstrukci kotev tvoří táhlo se 6 a 4 pramenci (\varnothing 15,5/1620 MPa), dlouhých 10 až 22 m s antikorozií ochranou celé délky kotvy. Vnitřní cementový kámen v kořenové části se získal vyplněním vnitřního prostoru ihned po vložení kotvy do vrtu. Délky kořenů jsou 6,0 a 5,0 m. Kotvy byly předepnuty na 720 a 470 kN, zkušební síly byly 1008 a 658 kN.

INTRODUCTION

The eastern portals of the tunnels of the New Connection railway project are located in the steep north-eastern slope of Vítkov Hill, 15m under the portal of the existing single-track tunnel Žižkov, between two operating railway lines. The upper line leads from Vysočany and Libeň districts to the Prague Main Station, and the lower one to Masaryk Station. There are other structures linking to the tunnel, i.e. double-track viaducts, revetment walls and a so-called tunnel bridge. The extreme gradient of the slope ranging from 35 to 50° pre-destined an area only about 125m long and 37 m wide to be used for the excavation of construction trenches. The difference between the levels of the highest and lowest spot of the trench amounts to 30m. The only access to the portal construction site is possible via a temporary road running along the hill level line between the railway tracks and an approaching ramp leading up to the mouth of the existing tunnel.

The contractor managed to cope with all these factors owing to precise co-ordination of construction processes and, above all, co-ordination of transportation of materials even in the critically unfavourable weather in the winter season. The work on the construction trenches for the eastern (exit) portal started last year, in November.

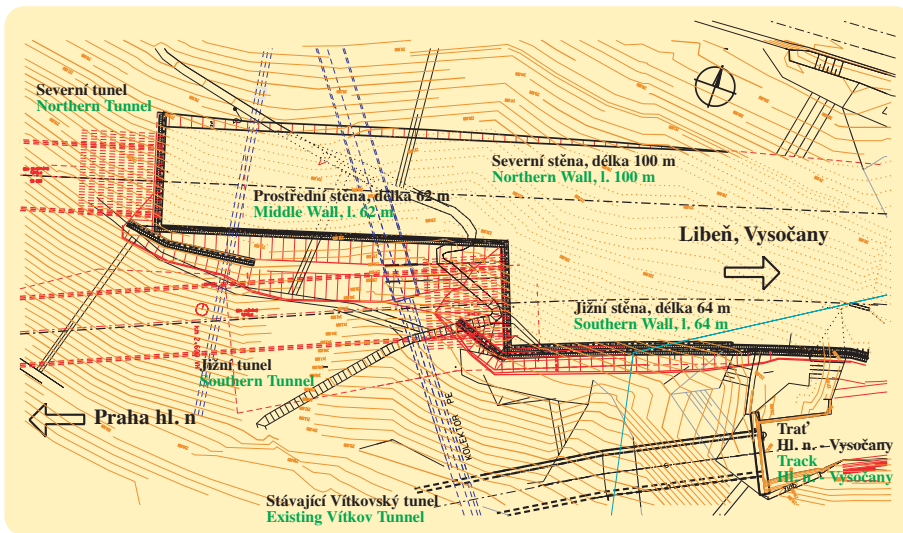
DESIGN

The design expected the construction of vertical diaphragm walls divided into two phases, with the first phase from the altitude of 242.40m a.s.l. to 228.0m a.s.l., and the other going down to the bottom of the excavation found at the altitude of 212.60m a.s.l. Individual rock excavation benches are 3.5m high, with the drilling for anchors carried out 0.5m above the particular platform level. The width of the platforms varied from mere 4m at the narrowest level to 39m at the widest level, at about 220m a.s.l.

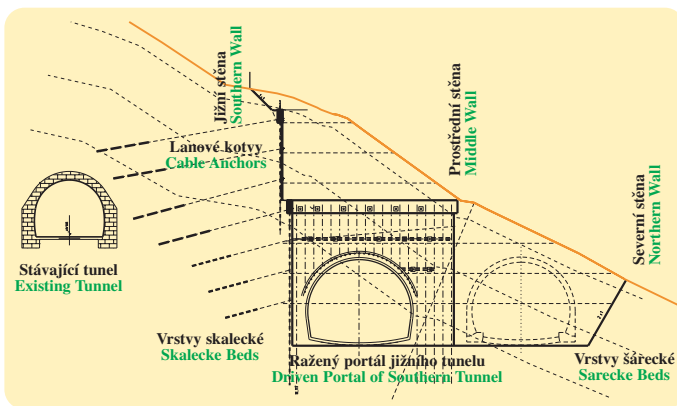
The structural system of the walls consists of micropiles and prestressed stranded anchors. The micropile wall was formed by 12 to 21m long steel tubes \varnothing 108/16 mm installed at 1.0m spacing, covered with a 0.20 to 0.25m thick layer of sprayed concrete SC20. The 10 to 22m long pre-stressed, stranded rock anchors for permanent use consisted of 6 and 4 strands respectively (\varnothing 15.5/1620MPa), provided with corrosion protection along the entire length of the anchor. The cement grouting of the anchor root was carried out immediately after the insertion of the anchor into the borehole. The anchor roots are 6.0 to 5.0m long. The anchor pre-stressing forces of 720 and 470 kN were applied, while forces of 1008 and 658 kN were used for the testing.

The heads of the micropiles were contained in a reinforced concrete capping piece 1.50 x 0.60m (concrete C16/20, steel 10 505). Walers consist of pairs of rolled-steel sections U200, with the space between the steel sections filled thoroughly with shotcrete. The reinforced concrete cap is provided with pipe railing protecting persons from falling down, and a steel (or timber) guard board preventing stones from falling down. There is a drainage duct up to 0.50m deep, sufficiently capable of evacuating storm water, behind the reinforcing capping piece along the circumference of the cut-and-cover section.

The structural analysis of the walls was carried out using the method of dependent pressures and the methodology for assessment of stability of anchored rock walls. The rock pillar between the northern construction trench and the cut-and-cover tunnel was also assessed, in the framework of the structural analysis of the primary support of the southern Vítkov tunnel by the Finite Element Method. It was decided on the basis of the above-mentioned calculations that a system coupling the rock pillar with the tunnel lining would be applied. The calculations also determined the procedure to be used for the excavation of the northern cut-and-cover section of the construction trench, which the northern Vítkov tunnel excavation will commence from. The designer also assessed the overall stability of the slope during the main phases of the works.



Obr. 2 Celková situace východního portálu
Fig. 2 Layout plan of the East portal



Obr. 3 Příčný řez stavební jámou v km 2,655
Fig. 3 Cross section through the construction trench at km 2,655

Hlavy mikropilot byly upnuty ve ztužujícím železobetonovém věnci 1,50x0,60 m z betonu C16/20, ocel výztuž 10 505. Převázky na stěnách jsou tvořeny dvojicí ocelových válcovaných profilů U200 s prostorem mezi nimi důsledně vyplněným stříkaným betonem. Železobetonový věnec je opatřen trubkovým zábradlím proti pádu osob a ocelovou (alt. dřevěnou) zábranou proti pádu kamení. Za ztužujícím věncem po obvodu hloubeného úseku je odvodňovací žlab hloubky až 0,50 m s dostatečnou schopností odvádět srážkovou vodu.

Statický výpočet konstrukce stěn byl provedený metodou závislých tlaků a metodikou pro posouzení stability kotvených skalních stěn. Při výpočtu a posouzení rážby primárního ostění jižního Vítkovského tunelu



Obr. 4 Zahájení prací
Fig. 4 Works commencement

A utility tunnel owned by Pražská Energetika, with a sewer branch from Žižkov to Karlín running just next to this tunnel, pass under the bottom of the construction trench in the most complicated place where the rock pillar is only 6m wide. None of those structures, however, will be threatened by the excavation of the construction trench.

CONSTRUCTION WORK

Phase 1

The construction trench was excavated in two steps, two consecutive phases respecting the detailed design. The Phase 1 operations started by the development of an access ramp from the altitude of 215m a.s.l. to the 225m a.s.l. working level at the portal of the Žižkov tunnel. Then a 4.0m wide working platform for the drilling set was created by excavating the rock from the 240m a.s.l. level to 225.0m a.s.l., and the entire crown of the portal trench was sloped at 1V:1H. The whole 45m long micropile wall and the reinforced concrete capping piece were built from this platform. Mobile concrete pumps were utilised for the casting. The concrete

delivery height reached even 25m. Once the reinforced concrete cap had been finished, the drilling, installation and activation of the highest tier of the 22m long 6-strand anchors took place. After the activation of the cable anchors embedded in the reinforced concrete waler, the first bench was excavated. The excavation was carried out in a manner preventing overbreaks between the vertical micropiles as much as possible. A roadheader was used for this purpose to remove the rock from the wall surface.

A total of 58 cable anchors (11 to 22 m long, 6m long roots) were installed in the Phase 1. The vertical wall of a maximum height up to 12 m consists of 135 pieces of 9m long micropiles drilled from the level of 238.50 m a.s.l., and the 130m long R.C. capping piece with the cross-section dimensions of 1.5 x 0.6 m. The reinforced sprayed concrete cover is 0.20 m thick.

Phase 2 SO 803

The Phase 2 operations started immediately after the completion of the Phase 1 operations in February 2005. For the co-ordination reasons and to make the work on the cut-and-cover section more efficient, the Phase 2 was sub-divided. This is how the separate work places, i.e. the southern construction trench and northern trench, originated. The circumference of the construction trench was further divided in the Phase 2, i.e. into the southern wall, portal wall of the southern tunnel, central wall, portal wall of the northern tunnel, and the northern wall.

This division gave rise to sufficient space for parallel working on individual items of the works, i.e. drilling for micropiles and cable anchors, casting of the capping pieces, application of shotcrete on the walls, and excavation.

SUPPORT OF THE CONSTRUCTION TRENCH SIDES IN THE PHASE 2

Southern side – a 64.0 m long wall, from the portal of the Žižkov tunnel and the mined tunnel portal. It consists of 21.0 and 24.0 m long vertical



Obr. 5 Bednění věnce na úrovni 240 m n. m.
Fig. 5 Formwork for the capping piece at 240 m a.s.l.

metodou konečných prvků byl také posouzen horninový pilíř mezi severní jámou a raženým tunelem. Na základě těchto propočtu bylo rozhodnuto o systému spínání pilíře a ostění tunelu. Tyto výpočty také předurčily postup při hloubení severní hloubené části stavební jámy, ze které bude ražen severní Vítkovský tunel. Projektant posoudil také celkovou stabilitu svahu v rozhodujících etapách výstavby.

V místě nejkomplicovanějším, kde horninový pilíř je pouze 6 m tlustý, vede asi 22 m pod dnem stavební jámy kolektor Pražské energetiky a těsně vedle větvě kanalizace ze Žižkova do Karlína. Výstavbou hloubené stavební jámy však žádný z těchto podzemních objektů nebude ohrožen.

REALIZACE

1. etapa

Hloubená stavební jáma byla postupně realizována ve dvou po sobě jdoucích etapách respektujících realizační projektovou dokumentaci. Práce na 1. etapě začaly vytvořením nájezdové rampy z úrovně 215 m n. m. na pracovní úroveň 225 m n. m. u portálu Žižkovského tunelu. Poté byla odtěžena hornina v šířce 4 m jako pracovní lavice pro vrtnou soupravu od úrovně 240 m n. m. do 225 m n. m. a uskutečnilo se vysvahování celé koruny portálové jámy ve sklonu 1:1. Z této lavice pak byla provedena celá mikropilotová stěna dl. 45 m a ztužující železobetonový věnec, když betonáž probíhala pomocí mobilních čerpadel, která dopravovala beton až do výšky 25 m. Po betonáži železobetonového věnce pak byly navrtány, osazeny a aktivovány 6pramencové kotvy dl. 22 m nejvyšší kotevní úrovně. Po aktivaci lanových kotev v železobetonové převázce proběhl odtěžení první etáže stavební jámy s ohledem na co nejmenší vznik nadvýlomů mezi svislými mikropilotami. K tomuto účelu pak byly na dočištění stěn použity skalní frézy.

V 1. etapě bylo v jižní stěně osazených 58 lanových kotev dl. 11 až 22 m dlouhých, délka kořene je 6 m. Svislou stěnu maximální výšky až 12 m tvoří 135 mikropilot dl. 9 až 21 m vrtných z úrovně 238,50 m n. m. a 130 m žlb. prahu 1,5 x 0,60 m. Tloušťka armovaného stříkaného betonu je 0,20 m.

2. etapa SO 803

Práce na 2. etapě začaly bezprostředně po dokončení 1. etapy v únoru 2005. Z důvodu koordinace a zefektivnění prací při výstavbě hloubeného úseku byla celá etapa rozdělena na severní a jižní stavební jámu, čímž vznikla oddělená pracoviště. Obvod stavební jámy v 2. etapě byl pak ještě rozdělen na jižní stěnu, portálovou stěnu jižního tunelu, střední stěnu, portálovou stěnu severního tunelu a severní stěnu. Tímto rozdělením vznikl prostor pro souběh jednotlivých prací, tj. vrtnání mikropilot, lanových kotev, betonáž věnců, stříkání stěn a odtěžování.

ZAJIŠTĚNÍ STĚN V 2. ETAPĚ

Jižní stěna dl. 64 m od portálu Žižkovského železničního tunelu a k portálu raženého tunelu sestává ze svislých mikropilot dl. 21 a 24 m vrtných z úrovně od 228 m n. m. Je kotvená 64 ks lanových 4pramencových trvalých kotev ve 3 kotevních úrovních (225 m n. m., 221,50 m n. m. a 218 m n. m.), ve sklonech od 10 do 45°, které byly operativně upraveny tak, aby kořeny kotev byly upnuty do pevnějších vrstev.

Prostřední stěna dl. 62 m byla mezi portálem jižního raženého tunelu a hloubeným úsekem severního tunelu provedena ze svislých mikropilot dl. 21 a 24 m vrtných z úrovně od 228 m n. m. po 229,50 m n. m. v počtu 74 ks a z 23 ks dl. 9 m vrtných z úrovně 232 m n. m. Horní část stěny byla kotvená 7 ks trvalých horninových 4pramencových kotev dl. 15 m s 5 m dl. injektovaným kořenem. Železobetonový práh v hlavách mikropilot je dlouhý 24 m a je zalomený na dl. 15,75 m. Dolní část stěny je tvořena dvěma úseky s rozdílnou osovou vzdáleností mikropilot. Od raženého portálu severního tunelu je v délce úseku 27 m 27 ks svislých mikropilot v osové vzdálenosti 1 m a v další 35 m dlouhé části jsou mikropiloty v osové vzdálenosti 0,75 m. Hlavy mikropilot jsou pak ztuženy armovaným železobetonovým věncem šířky 0,60 m a výšky 1,50 m.

Severní stěna dl. 100,0 m je tvořena svahem ve sklonu 2:1. Ochrana a stabilitu skalního svahu před nepříznivými povětrnostními podmínkami a v místech s lokálním porušením zabezpečuje vrstva vyztuženého stříkaného betonu v tl. 0,10 m a 1 x vyztužná síť 150/6 x 6 mm.

Návaznost jednotlivých operací v 2. etapě

1. Dokončení kotvení a hloubení stěn přiléhajících k jižnímu tunelu včetně stěny jižního raženého portálu a vrtnání svislých mikropilot se ztužujícími prahy střední stěny.
2. Postupné odtěžení jižní jámy na úroveň ražby kaloty jižního tunelu 216,60 m n. m. Na portálové stěně jižního tunelu byl proveden mikropilotový deštník v délce 15 m tak, aby bylo možné realizovat ražbu jižního Vítkovského tunelu pod jeho ochranou. Prostor pro severní hloubený tunel byl dočasně vysvahovaný a stabilizovaný.



Obr. 6 Kotvení na úrovni 232 m n. m.

Fig. 6 Anchoring at 240 m a.s.l.

multipiles drilled from the 228.00 m a.s.l. level. It is supported by 64 pieces of 4-strand permanent cable anchors installed in three tiers (225.0 m a.s.l., 221.50 m a.s.l. and 218.00 m a.s.l.), inclining at 10 to 45°. The anchors were operatively modified to ensure that their roots were embedded in harder rock layers.

Central side – a 62m long wall, between the portal of the southern mined tunnel and the cut-and-cover section of the northern tunnel. It consists of 21.0 and 24.0 m long vertical micropiles drilled from the level ranging from 228.00 m a.s.l. to 229.50 m a.s.l. (74 pieces), and 9m long micropiles drilled from the 232.0 m a.s.l. The upper part of the wall was anchored with 7 pieces of permanent 4-strand rock anchors (15 m long) with 5.0 m long grouted root sections. The R.C. cap on the top of the micropiles is 24 m long, cranked at a length of 15.75 m. The lower part of the wall consists of two sections with different spacing of the micropiles. There are 27 vertical micropiles at 1.0 m spacing in the 27.0 m long section, starting from the portal of the northern tunnel. The other 35.0 m long section contains micropiles installed 0.75 m apart. The micropile heads are interconnected with a reinforced concrete cap 0.60m wide and 1.50 m high.

Northern side – a 100 m long slope, 2V : 1H. A 0.10 m thick layer of shotcrete with welded mesh 150 x 150/6 x 6 mm stabilises and protects the rock slope from adverse weather conditions and provides support at locally faulted places.

The sequence of individual operations in the Phase 2

1. Completion of anchoring and excavation on the sides adjacent to the southern tunnel, including the portal wall of the southern mined tunnel; drilling for the vertical micropiles and casting of the capping pieces on the central wall,



Obr. 7 Odtěžování a úprava povrchu stěn

Fig. 7 Excavation and the wall surface treatment



Obr. 8 Osazení dynamometru
Fig. 8 Installation of a dynamometer

3. Kotvení prostřední stěny lanovými kotvami na úrovních 232,50 a 229,00 m n. m.
4. Dokončení kotvení a hloubení prostřední stěny a stabilizace odřezu severního svahu hloubeného úseku na úroveň 219,5 m n. m. a provedení mikropilotového deštníku pro zajištění ražeb severního Vítkovského tunelu v délce 15 m.

ZASTIŽENÉ GEOLOGICKÉ POMĚRY

Doposud byly stavební činnosti zastíženy šárecké břidlice, zdravé, ojedinele slabě navětralé. Petrograficky se jedná o prachovité břidlice, místy až prachovce, odlučnost při těžbě je blokovitá. Bloky o vel. 40 x 40 x 40 cm, ojedinele až 80 x 50 x 40 cm. Hornina je z tektonického hlediska zdravá. V úrovni posledního odtěžení v jižní části stavební jámy jižního tunelu asi na kótě 214 m n. m. se nachází facie černošedých jílovitých břidlic. Kontaktní plocha je slabě zvodnělá, v úseku asi 20 m jsou vidět výrony vody. Celková vydatnost nepřesahuje 1 l/min, ojedinele výrony do 0,2 l/min. Přejít z jižního tunelu k severnímu je překryt mocnými sutěmi křemenců a křemencových drtí vzniklými lidskou činností při odtěžení a zasypávání lomů. Tyto vrstvy zatím dle stavebních odkrytů dosahují mocnosti přes 6 m a pravděpodobně zasáhnou i západní část severního portálu. Pod výše uvedenými sutěmi se nacházejí šárecké břidlice.

MONITORING

Při výstavbě celého tunelového díla, tedy i části východního portálu, je využíváno observační metody, tj. metody, která v případě portálové jámy ověřuje správnost jejího statického návrhu (stabilitu stavební jámy) na základě výsledků souboru měření a sledování hominového prostředí a stavebních konstrukcí.

V portálové části byly prováděny tyto typy měření:

Dynamometrická měření na kotvách: při tomto měření jsou pomocí snímačů umístěných v hlavách kotev zjišťovány změny předpínacích sil v kotvě. Celkem je osazeno 25 ks dynamometrů.

Geodetické sledování bodů: identické hlavy kotev, na kterých probíhá sledování předpětí, jsou geodeticky měřeny a vyhodnocovány v 3D pohyby portálové stěny (především vyklonění zdi).

Inklinometrická měření: ve svahu nad stavební jámou (asi 30 m jižně od stavební jámy) byl instalován inklinometr. Přesná inklinometrie umožňuje sledování vodorovných pohybů osy vrtu, který prochází zájmovým prostředím. Metoda spolehlivě určí hloubku, rychlost a směr pohybu počínajících svahových pohybů.

ZÁVĚR

Po provedení zajištění na jižní stavební jámě na východním (výjezdovém) portálu do úrovně 216 m n. m. a zajištění do úrovně 219,5 m n. m. na severní jámě byla dne 27. 5. 2005 zahájena ražba kaloty jižního tunelu.

ING. MICHAL GRAMBLIČKA, michal.gramblicka@sudop.cz,
SUDOP PRAHA, a. s., JOSEF TESKA, teska@geotechnika.cz,
ING. MILAN KÖSSLER, kossler@geotechnikca.cz,
SG-GEOTECHNIKA a. s.,
ING DAVID CYROŇ, cyron@metrostav.cz, METROSTAV a. s.
Foto: D. Cyroň, P. Anděl

2. gradual excavation of the southern construction trench to the level of the top heading excavation of the southern tunnel (216.60m a.s.l.). A 15m long canopy tube pre-support will be constructed, passing through the portal wall of the southern tunnel so the excavation of the southern Vítkov tunnel can start under its protection. The construction trench for the southern cut-and-cover tunnel was provided with slopes and stabilised.
3. Anchoring of the central wall with cable anchors at the levels of 232.50 and 229.00m, a.s.l.
4. completion of the anchoring and excavation along the central wall; stabilisation of the half-cut of the northern slope of the cut-and-cover section to a level of 219.5m a.s.l., and execution of 15m long canopy tube pre-support to protect the excavation of the northern Vítkov tunnel.

ACTUAL GEOLOGICAL CONDITIONS

Competent, sporadically slightly weathered Šárka Shales have been encountered till now. In petrographical terms, these are silty shales, locally even siltstone, with block jointing. The dimensions of the blocks are of 40 x 40 x 40cm (sporadically to 80 x 50 x 40cm). In terms of tectonics, the rock mass is sound. Black-grey clayey shale facies are found at the level of the last excavation in the southern part of the southern tunnel's construction trench, roughly at 214.0m a.s.l. The contact surface is slightly water bearing, groundwater seepage points can be seen within a section of about 20m. The total inflow rate is less than 1l/minute, individual springs yield up to 0.2l/minute. The transition from the southern tunnel to the northern tunnel is overlaid with thick man-made layers consisting of quartzite debris (the result of excavation and backfilling of quarries). As determined by previous exposures, the thickness of those layers reaches 6m. The layers are likely to extend to the western part of the northern portal. There are the Šárka Shales under the above-mentioned debris.

MONITORING

The observational method is utilised for the construction of the tunnel, therefore also for the part of the eastern portal. Regarding the portal construction, this method verifies correctness of the structural design (stability of the excavation) on the basis of results of a set of measurements and observations of the rock environment and structures.

The following types of measurement were carried out in the portal section:

Dynamometer measurements on anchors: the result of this measurement is the determination of changes in the pre-stressing forces in the anchor; it is carried out by means of transducers mounted on the heads of anchors. The total of 25 dynamometers were installed.

Observation of points by surveying: 3D movements (mainly the tilting) of the portal wall are assessed by surveying identical anchor heads that the pre-stress forces are observed on.

Inclinometer measurements: An inclinometer was installed in the slope above the construction trench (about 30m to the south of the trench). Precise inclinometer measurements allow monitoring of horizontal movements of the axis of a borehole passing through the rock environment in question. This method determines reliably the depth, velocity and direction of the movement of starting slope slides, if any.

CONCLUSION

The Southern tunnel's top heading excavation commenced on 27 May 2005, once the support of the southern construction trench at the East (exit) portal had been completed to the level of 216m a.s.l., and the northern trench supported to the level of 219.5m a.s.l.

ING. MICHAL GRAMBLIČKA, michal.gramblicka@sudop.cz,
SUDOP PRAHA, a. s., JOSEF TESKA, teska@geotechnika.cz,
ING. MILAN KÖSSLER, kossler@geotechnikca.cz,
SG-GEOTECHNIKA a. s.,
ING DAVID CYROŇ, cyron@metrostav.cz, METROSTAV a. s.
Photo: D. Cyroň, P. Anděl

RAŽENÁ ČÁST TRAŤOVÝCH TUNELŮ NA TRASE METRA IVC2 PO ROCE VÝSTAVBY

METRO IV C2 LINE - CONSTRUCTION OF MINED SECTIONS OF RUNNING TUNNELS AFTER ONE YEAR OF CONSTRUCTION WORK

JIŘÍ JUNEK

ÚVOD

Úsek trasy metra IVC byl rozdělen na dvě etapy výstavby. První etapa byla dokončena v loňském roce a dne 26. června 2004 zde byl zahájen provoz pro veřejnost. Jde o úsek dlouhý téměř čtyři kilometry se dvěma stanicemi Kobylisy a Ládví. Ve stejné době byl položen základní kámen, a tím oficiálně zahájena výstavba druhé etapy trasy metra IVC2. Část IVC2 má sedm stavebních oddílů o celkové délce 4,6 km a jsou na ní tři stanice – Střížkov, Prosek a Letňany. Všechny tři stanice jsou hloubené. Stanice Střížkov a Prosek jsou navrženy s bočními nástupišti, stanice Letňany je konečná a bude mít jako většina stanic na pražském metru ostrovní nástupiště. Traťové úseky mezi stanicemi jsou v úsecích s nízkým nadložím hloubené a v ostatních úsecích ražené. První ražený úsek je navržen ve stavebním oddíle 09 mezi stanicemi Střížkov – Ládví. Druhý pak ve stavebním oddíle 13, mezi stanicemi Letňany – Prosek.

Druhou etapu výstavby ve výběrovém řízení získalo v dubnu 2004 sdružení tří firem: Metrostav a. s., Skanska CZ, a. s., a Subterra, a. s. Vedoucím účastníkem sdružení je společnost Metrostav a. s., která koordinuje výstavbu celé trasy IVC2. Ta je rozdělena mezi účastníky řízení tak, že firma Skanska, a. s., provádí hloubený úsek (SO 11) mezi stanicemi Prosek – Střížkov, hloubenou stanici Prosek (SO 12) a hloubené tunely na stavebním oddíle 13. Dalším členem sdružení je firma Subterra, a. s., která staví SO 08 s hloubeným tunelem délky 264 m, SO 09 s raženou částí v délce 972 m a hloubenou 116 m. Firma Subterra, a. s., realizuje ještě úsek hloubených odstavných kolejí na oddíle SO 14. Firma Metrostav a. s., jako vedoucí účastník sdružení, realizuje SO 13 raženou část délky 1350 m s dvukolejným tunelem (DKT) délky 1285 m a s jednokolejnými (JKT) tunely o délce 2 krát 65 m. Dále pak staví hloubenou stanici Letňany (SO 14). Stanici Střížkov (SO 10) provádí firma Hochtief, a. s., v generální subdodávce pro sdružení pod přímým řízením společností Metrostav a. s.

STAVEBNÍ ODDÍL 09 – RAŽENÁ ČÁST

SO 09 realizuje firma Subterra, a. s. Ražená část má celkem délku 972 m. Vlastní ražba se prováděla ze dvou portálů a definitivní ostění se nyní realizuje v proudu od portálu z Ládví na Prosek.

RAŽBA OD PORTÁLU STANICE LÁDVÍ

Ražba od portálu hloubené stanice Ládví začíná úsekem v délce 60 m, kde tunel prochází rozpletem v osové vzdálenosti kolejí 5,0 m, 4,4 m a 3,9 m. Následuje úsek v délce 400 m v osové vzdálenosti kolejí 3,7 m s plochou výrubu 60 m². Ražba byla zahájena 9. listopadu 2004. Rozpojování horniny se uskutečnilo frézou EICKHOFF 380 Q (obr. 1) a vlastní ražba probíhala podle zásad Nové rakouské tunelovací metody. V úseku asi třiceti metrů od portálu byl tunel ražen v technologické třídě (TT) 5. Po tomto úseku byly geotechnické podmínky pro ražbu zařazeny do TT4. Posledních 40 m před prorážkou bylo opět v TT5. Převážná část úseku se nacházela v křehkých křídových křemitých pískovcích s nadložní vrstvou glaukonitického pískovce až glaukonitovce s mocností 1 až 2 m, které místy zasahovaly až 0,5 m do klenby tunelu. Souvrství bylo postiženo silnou limonitizací na ložních spárách. Čelba byla suchá bez vlivu podzemní vody. Vzhledem k této geologii bylo dosaženo trvale vysokých výkonů, tj. průměrně téměř 3 m kompletního primárního ostění DKT za jeden den. Velká pozornost byla věnována při podcházení inženýrských sítí, kolektorů a podchodů, kde bylo dosaženo maximálně 50 % z předpokládaných konvergencí v tunelu a poklesů na povrchu.

INTRODUCTION

The construction of the Metro line IVC was divided into two phases. The first phase, completed last year, went into passenger service on 26 June 2004. This nearly four kilometres long section contains two stations, Kobylisy and Ládví. The cornerstone was laid and the official commencement of the construction of the second phase of the Metro IV C2 took place at the same time. The 4.6 km long line IV C2 consists of seven construction lots; it contains three cut-and-cover stations, i.e. Střížkov, Prosek and Letňany. Side platforms are designed for the Střížkov and Prosek stations, while the platform designed for the terminal station Letňany is central, identically with the majority of stations of the Prague subway. Cut-and-cover running tunnels between the stations are designed in sections with a shallow cover; mined tunnels will be in the other sections. The first mined section is designed within the construction lot 13, between the Letňany and Prosek stations.

The contract for the second phase of the project works was awarded to a joint venture consisting of three companies: Metrostav a. s., Skanska CZ a. s., and Subterra a. s.. The lead company of the joint venture, co-ordinating the works on the entire line IV C2, is Metrostav a. s. The line is divided among the joint-venture members in the following way: Skanska CZ, a. s. is responsible for construction lot 11 (CL 11) between stations Prosek and Střížkov, the cut-and-cover station Prosek (CL 12), and cut-and-cover tunnels of the construction lot 13. The portion of Subterra a. s. consists of the CL 08 with a 264 m long cut-and-cover tunnel, CL 09 with the mined and cut-and cover parts 972 m and 116 m long respectively, and a section of cut-and-cover stabling track in the construction lot CL 14. Metrostav a. s., the lead company of the joint-venture, realises the 1350 m long mined part of CL 13 comprising 1285 m of a double-rail tunnel (DRT) and 2x65 m of a single-rail tunnel (SRT); further part of its work is the cut-and-cover station Letňany (CL 14). The construction of the Střížkov station is carried out by Hochtief a. s., the general sub-contractor for the joint-venture, directly controlled by Metrostav a. s.

CONSTRUCTION LOT 09 – MINED PART

CL 09 is carried out by Subterra a. s.; the mined part is driven from two portals, the total length: 972 m. The excavation was carried out from both portals; the final liner is built from the Ládví Portal toward Prosek.

EXCAVATION FROM THE LÁDVÍ STATION PORTAL

The excavation from the portal of the cut-and-cover station Ládví starts by a 60 m long mined transition section where the track centre distance drops from 5.0m, through 4.4m to 3.9 m. A 400 m long section with track centres



Obr. 1 Pohled na výložník s příčnou hlavou frézy Eickhoff 310 Q před raženou čelbou ve směru stanice Střížkov
Fig. 1 A view of the boom with a cross-head of the EICKHOFF 380 Q roadheader, at the face of the excavation toward the Střížkov station



Obr. 2 Tunelbagr Schaeff ITC 312 před portálem při zahájení ražby od stanice Strážkov

Fig. 2 The Schaeff ITC 312 tunnel excavator in front of the portal, starting the excavation from the Strážkov station

RAŽBA OD PORTÁLU STANICE STRÁŽKOV

Ražba v této části byla prováděna rozpojováním pomocí tunelbágru Schaeff ITC 312 (obr. 2).

V tvrdších horninách se využívaly v omezeném rozsahu trhací práce. Ražba byla zahájena 7. listopadu 2004 ve sprašových hlínách a ve spodních partiích průřezu tunelu byla zastížena opuka. Postupně byly tyto vrstvy vystříhány ve dně DKT vrstvou křídových pískovců o mocnosti asi 2 m a nad nimi je uložena vrstva stejné mocnosti glaukonitických pískovců až glaukonitovce. Nad těmito vrstvami tvoří nadloží vrstva jílovce o celkové výšce až 8 m. Celé souvrství je postiženo limonitizací, která se projevuje na ložních plochách souvrství a svislých uzavřených poruchách, které vyplňuje a které propojují horizonty limonitů. Vzhledem k úpadní ražbě tohoto úseku byla čelba ovlivněna díky nízkému relativně propustnému nadloží srážkovými vodami. Hladina podzemní vody nebyla zastížena. Vzhledem ke složitým geologickým podmínkám a přítomnosti inženýrských sítí v nadloží nebo v blízkosti tunelu bylo nutné práce provádět v technologické třídě 5a2 s maximální délkou záběrového kroku 1 m s předháněnými jehlami o průměru 28 mm, délky 4 m, v počtu 10 ks v patě klenby a 24 ks ve vrcholu klenby v každém záběru. Tato technologická třída byla klasifikována do vzdálenosti cca 40 m od portálu. Poté ražba přešla a probíhala ve zbývající části DKT v TT5a1, kde je délka nevystrojeného záběru max. 1,5 m. Další náročný úsek byl při ražbě tunelu zastížen pod komunikací dálničního typu v ulici Liberecká, kde bylo nutné podejít stávající mostní objekty. Opěry mostů se musely z důvodu blízkých ražeb zajistit s ohledem na předpokládané poklesy ložných spár až do 40 mm, čímž by mohlo dojít k poškození mostní konstrukce. Aby byly tyto poklesy eliminovány, bylo nutné před ražbou pod mostem provést podchyzení středních mostních podpěr pomocí spráhujícího železobetonového trámu se soustavou injektovaných mikropilot, jejichž pata jde pod úroveň dna tunelometra. Tato konstrukce spíná všechny čtyři samostatné základové patky na obou



Obr. 3 Armování a uzavírání spodní klenby primárního ostění

Fig. 3 Placement of the reinforcement and closing of the primary lining by the invert

3.7 m apart and a cross-section area of 60 m² follows. The excavation operations started on 9 November 2004. Rock is disintegrated by an EICKHOFF 380 Q roadheader (see Fig. 1), according to the New Austrian Tunnelling Method principles. Support class SC 5 applied to the tunnel section up to about 30 m from the portal. A section categorised as class SC 4 followed. The last 40m before the breakthrough were again excavated in SC 5. Larger part of this section consisted of fragile chalky siliceous sandstone, overlain by a 1.0 – 2.0 m thick layer of glauconitic sand to glauconite, extending locally to the tunnel crown. This series of layers were affected by intensive limonitisation on bedding planes. The excavation face was dry, unaffected by groundwater. Due to this geology, continuously high advance rates were achieved, nearly up to an average of 3m of complete primary lining of the DRT per day as an average. Due consideration was paid to crossings under utility networks, collectors and pedestrian subways, where maximum values of tunnel convergences and surface subsidence achieved 50 % of expected values.

EXCAVATION FROM THE STRÁŽKOV STATION PORTAL

The driving of this section was carried out using a Schaeff 312 tunnel excavator (see Fig. 2).

Harder rock was excavated using drill and blast to a limited extent. The excavation work started on 7 November 2004, through secondary loess; cretaceous marl was encountered at lower parts of the cross section. Those layers were gradually replaced at the bottom of the DRT by an about 2 m thick layer of chalky sandstone overlain by a layer of glauconitic sand to glauconite of the same thickness. A layer of claystone up to 8 m is found above these layers. The whole series of measures is affected by limonitisation apparent on the bedding planes and vertical closed discontinuities, which are filled by this process and which interconnect the limonite layers. Because of the downhill system of the excavation of this section and the shallow, relatively permeable cover, the work was affected by rainwater. No water table was encountered. With respect to the difficult geological conditions and the presence of utility networks in the overburden or in a close vicinity to the tunnel, the support class 5a2 had to be adopted for the work, with a maximum round length of 1.0 m, 4 m long spiling bars 28 mm in diameter (10 pcs) at the footing of the vault and 4 m long (24 pcs) in the crown, installed in every other round. This support class was applied up to a distance of about 40 m from the portal. Then the excavation entered and continued through the remaining section of the DRT in the current geology classified SC 5a1, with the free-standing unsupported excavation length up to 1.5 m. Another challenging excavation section was encountered under the motorway type road in Liberecká Street, where existing bridge structures (for the dual carriageway) had to be passed under. The bridge abutments found in a close vicinity to the excavation had to be supported, with respect to the anticipated subsidence of their base amounting up to 40 mm that could damage the bridge structures. To eliminate this subsidence, the abutments had to be underpinned in advance of the excavation, by means of a reinforced concrete frame tied with a system of grouted micropiles having their toes under the level of the tunnel floor. This structure ties all the four independent foundation pads on both ends of the bridge by lateral reinforcing beams. Four pieces of rectification jacks were installed under each of the four bridge abutments, used for compensation of the subsidence in a manner preventing the development of differential settlement followed by a damage to the bridge structure. The excavation in the vicinity to the bridge took place at the end of February and beginning of March. The bridge subsidence was measured daily, and the maximal allowable values of the differential settlement of 5 mm were not exceeded. At km 13.320, the tunnel crosses under Střelnická Street with lots of utility networks, e.g. trunk sewers DN 1000 and 800 mm, steam distribution lines 2x DN 600, water mains etc. At km 13.350, the mined tunnel crosses a water supply tunnel 2650 mm in diameter and the DN 1200 mm diameter water supply tunnel Mazanka, which is about 3 m under the tunnel bottom.

Those sections also required the minimisation of the ground surface settlement and cross-section convergences during the excavation. Timely closing of the invert (see Fig. 3) was one of the adopted measures. Continual monitoring of the surface settlement and convergences was carried out by INSET s. r. o. Due to more difficult geological conditions and buildings to be passed under, the advance rates are lower in this section than those at the counter-heading from Ládví. The average daily advance of the complete DRT excavation with primary lining amounts to 2.5 m.

PRIMARY LINING IN CONSTRUCTION LOT 09

According to the requirements of the given support class, the primary lining at both headings was 200 to 300 mm thick. Shotcrete was applied with Meyco manipulators (see Fig. 4), using the dry process, with accelerating additive Sigunit L-53 AF. The work was carried out as a continuous operation. The breakthrough ceremony took place on 23 May 2005, about 530 m from the Ládví portal, at the presence of the owner, user, deputy mayor, observed closely by media and the professional public. According to the construction programme, the breakthrough was planned for July 2005. Thanks to the daily advance rates and experienced working teams, it took place earlier by 1.5 months. After assessment



Obr. 4 Nanášení druhé vrstvy sřřkaného betonu pomocí manipulátoru Meyco – Potenza

Fig. 4 Application of the second layer of shotcrete using the Meyco – Potenza manipulator

koncích mostu příčným ztužujícím nosníkem. Pod každou ze čtyř mostních opěr byly pak osazeny čtyři kusy rektifikačních lisů, pomocí nichž se kompenzovaly poklesy tak, aby nedošlo k nerovnoměrnému sedání, a tím k poškození mostu. Ražba v blízkosti mostu probíhala na přelomu měsíce února a března. Poklesy na mostu byly měřeny denně a maximálně povolené nerovnoměrné sednutí do 5 mm bylo dodrženo. V km 13,320 podchází tunel ulicí Střelníchnou, kde je vedena řada inženýrských sítí, jako je kanalizační sběrač DN 1000 a 800 mm, parovody 2x DN 600, vodovodní řady a další. V km 13,350 křídí křížuje ražený tunel vodovodní štolu profilu 2650 mm s přívaděčem vody Mazanka DN 1200 mm, který je cca 3 m pod dnem tunelu. I v těchto úsecích bylo nutné ražbu vést tak, aby byly poklesy na povrchu i konvergence průřezu tunelu minimalizovány. Jedním z opatření bylo brzké uzavírání spodní klenby (obr. 3). Ražba probíhala za stálého sledování konvergencí a poklesů povrchu investorem a firmou INSET, s. r. o. Postupy na tomto úseku byly vlivem složitějších geologických poměrů a podcházením objektům nižší než na protiražbě z Ládví. Průměrný denní výkon byl cca 2,5 m kompletního DKT v primárním ostění.

PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ ODDÍLU 09

Na obou čelbách bylo dle technologického zařídění primární ostění prováděno v tloušťce 200 až 300 mm. Sřřkaný beton se nanášel pomocí manipulátorů Meyco (obr. 4) mokrou cestou s urychlující přísadou Sigunit L-53 AF. Práce probíhaly v nepřetržitém provozu. Slavnostní prorážka se konala 23. 5. 2005 asi 530 m od portálu z Ládví za účasti investora, uživatele, náměstka primátora i za velkého zájmu médií a odborné veřejnosti. Dle řídicího HMG byla prorážka plánována na červenec letošního roku. Díky denním postupům a zkušeným pracovním kolektivům se podařilo zkrátit tento termín o 1,5 měsíce. Po vyhodnocení měření hluku při provozu metra IVC1 se projektant rozhodl navíc, z důvodu omezení hlučnosti, prohloubit dno DKT o 1 m v délce 70 m pod Domovem mládeže na Proseku. Nyní se tyto práce provádějí a jsou z 50 % dokončeny.

SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ ODDÍLU 09

Definitivní ostění je prováděno jako ostění sekundární, po dokončení ražby celého dvoukolejného tunelu a po provedení mezilehlé izolace. Definitivní ostění se provádí proudovou metodou ve dvou fázích. V první fázi se plynule betonuje dno tunelu od portálu z Ládví v rozpletu od osové vzdálenosti 5,0 m do o. v. 3,7 m. V současné době je vybetonováno cca 220 m dna tunelu. Ve druhé fázi se začne stejným směrem plynule betonáž opěr a klenby tloušťky 40 cm do ocelové hydraulické formy z Östu Stetin (obr. 5). Forma pro tento úsek již byla použita na více než 1000 m definitivního ostění DKT metra IVC1 z Troje do Kobylis. Předpokládaný termín zahájení betonáže prvního bloku v o.v. 5,0 m do formy byl ve druhé dekádě měsíce července. Po trojí přemontáži hydraulické formy z o.v. 5,0 m na 4,4 m, 3,9 m a 3,7 m by měla být forma v cíli u hloubené části na Proseku dle řídicího harmonogramu v dubnu příštího roku. Vzhledem k dvouměsíčnímu předstihu začátku betonáží z Ládví se předpokládá i zkrácení celého termínu dokončení sekundárního ostění.

of the results of measurements of noise generated by the Metro IV C1 operation, the designer decided to reduce the noise by deepening the DRT's bottom by 1m along a 70 m section under Domov Mládeže in Prosek. This work is being carried out, with 50 % already completed.

CONSTRUCTION LOT 09 – SECONDARY LINING

The final lining is carried out as secondary lining, after completion of the double-rail tunnel excavation and installation of waterproofing layers. The final lining is carried out using a flow method of construction, in two phases. The first phase consists of casting of the invert from the Ládví portal, in the section of transition from the 5.0 m to 3.7 m distance between tracks. Currently about 220 m of the invert casting has been finished. Side walls and the 40 cm thick vault will be cast in the second phase, using a steel hydraulic formwork set manufactured by Östu Stetin (see Fig. 5). The formwork for this section has already been used for over 1000 m of final lining of the Metro IVC1 DRT, from Troja to Kobylisy. The casting of the first block (the distance between tracks of 5.0 m) should start in the second decade of July. The formwork is scheduled to reach the end (the cut and cover section in Prosek) in April 2006, after three alterations: from the distance between tracks of 5.0m to 4.4 m, 3.9 m and 3.7 m respectively. Considering the two-month advance in the commencement of the casting from Ládví, the final lining is likely to be completed also in advance of the schedule.

CONSTRUCTION LOT 13 – MINED PART

The mined part of the CL 13 is 1350 m long. It comprises the 1285 m long double-rail tunnel (DRT), and single-rail tunnels (SRT) 65 m long. The entire DRT section is driven from an access adit (AA), which enters the mined section about 500 m from the front wall of the SRT. The 35 m long adit was driven downhill, at an 8% gradient. The DRT is excavated from two points of attack established at the end of the access adit, with the faces heading in both directions, i.e. toward Prosek and Letňany. A 102 m long downhill ramp was dug to allow access to the AA. The slopes of the pit for the ramp are supported with shotcrete, welded mesh and needles. At the portal of the AA, the ramp leading to a depth of about 17 m is at a gradient of 17 %. The entire pit is supported with three tiers of anchors and walers. The excavation of the SRT, carried out from April to May, was carried out from the construction site in Letňany. The access to the portal via the ramp is utilised both for the excavation and transport of concrete for the unreinforced final tunnel lining.

THE CONSTRUCTION SITE FACILITY KLÍČOV

This facility is used for the construction of mined structures of the CL 13. It is situated between Ke Klíčovu Street and Čakovická Street (see Fig. 6). The site entrance and exit are via Čakovická Street. The layout of the buildings is designed with respect to the system of transportation of muck from the DRT via the AA to an intermediate stockpile found in the premises of the site facility. Storage areas are accessible from the entrance and exit points. Changing rooms for tunnellers, helpers and workers for the casting of the final lining consist of UNIMO cabins. They are found at the entrance. A ramp for washing of mining equipment is located at the centre of the site area, and a washing facility Mobydick Junior for cleaning chassis of lorries is before the exit to the public road. The site management use a one-storied building of a former police office, which is outside the site area, on the other side of Čakovická Street. The operation of the site facility is hampered due to a right-of-way zone of an extra high voltage line passing across the site. The site sewerage removes sewage and other unpolluted water from the site area to a sewer connection. Polluted water from the washing ramp is pre-treated in a standard coalescence separator. Geological exploration anticipated oil polluted groundwater to be encountered, due to the



Obr. 5 Ocelová hydraulická forma Östu Stetin
Fig. 5 Steel formwork Östu Stetin

STAVEBNÍ ODDÍL 13 – RAŽENÁ ČÁST

Ražená část v SO 13 je dlouhá 1350 m, z čehož dvoukolejný tunel (DKT) má délku 1285 m a jednokolejný (JKT) 65 m. Celý úsek DKT se rází z přístupové štoly (PŠ), která vstupuje cca 500 m od čelní stěny JKT do raženého úseku. Je dlouhá 35 m a razila se úpadně ve sklonu 8,0 %. Na jejím konci je na šířku DKT provedena rozrážka sloužící k vytvoření dvou čeleb pro ražbu DKT jak ve směru na Prosek, tak i ve směru do Letňan. Pro přístup do PŠ je vyhloubena sjízdňá rampa délky 102 m. Svahy rampy jsou zajištěny stříkaným betonem, vyztuženým sítěmi a jehlami. U portálu do PŠ je rampa vedena ve spádu 17 % do hloubky cca 17 m. Celá jáma je zajištěna třemi kotevnými úrovněmi převážek. Pro ražbu JKT od dubna do května letošního roku bylo využito staveniště z Letňan. Přístup sjízdňou rampou k portálu je využíván jak pro ražbu, tak i pro dopravu betonu na definitivní monolitické ostění tunelu.

STAVEBNÍ DVŮR KLÍČOV

Slouží pro výstavbu ražených objektů SO 13 a je situován v prostoru mezi ulicemi Ke Klíčovu a ulicí Čakovickou (obr. 6). Vjezd a výjezd na plochu ZS je z ulice Čakovická. Situační uspořádání všech objektů je provedeno tak, aby akceptovalo logistiku dopravy rubaniny z DKT přes PŠ na meziúzemí v areálu na ZS. Uspořádání skladových ploch navazuje na vjezdy a výjezdy v záboru staveniště. Šatny pro raziče, pracovníky závěsu i dělníky na definitivním ostění jsou sestaveny z buněk UNIMO a umístěny bezprostředně za výjezdem. Uprostřed areálu je mycí rampa pro čištění důlních strojů a mycí zařízení Mobydick junior pro čištění kol nákladních vozů před výjezdem na veřejnou komunikaci. Pro vedení stavby slouží přízemní objekt bývalé policejní budovy, která je mimo areál stavebního dvora na protější straně ulice Čakovická. Provoz ZS je omezen ochranným pásmem vedení velmi vysokého napětí, které prochází napříč stavebním dvorem. Staveništní kanalizace odvádí splaškové a další neznečištěné odpadní vody z areálu ZS do kanalizační přípojky. Odpadní vody z mycí rampy se přečišťují v typovém koalescenčním odlučovači. Geologický průzkum předpokládá znečištění spodních vod ropnými látkami od předchozího provozu autobusových garáží Klíčov. Vzhledem k tomu se musela nainstalovat dekontaminační stanice firmy Ekohydrogeo, přes kterou se vody z podzemní přečišťovaly. Již při těžbě sjízdňé rampy k PŠ se objevila kontaminovaná voda s ropnými látkami nad 10 mg/l a investor nařídil odvoz cca 1200 m³ zeminy na dekontaminační skládku. ZS je poprvé na stavbách Metrostavu vybaveno velkokapacitním zásobníkem s kontinuálním ohřevem pro urychlovací přísadu do stříkaného betonu, což bylo s výhodou využíváno zejména v zimním období výstavby tunelů.

RAŽBA DKT VE SMĚRU LETŇANY

Byla zahájena dne 11. listopadu 2004 osazením sošky – patronky havířů – svatě Barbory do portálu v přístupové štole. Před tímto termínem se v říjnu razila PŠ a začátkem listopadu pak rozrážka DKT. S ohledem na výskyt jílovců se v rozrážce původní plochá klenba upravila na vypuklou s dodatečným zesílením železobetonovou konstrukcí. Ražený úsek do Letňan je dlouhý 370 m v osové vzdálenosti 3,7 m a 130 m je pak vedeno v rozpletu. Konec rozpletu navazuje čelní stěnou na dva JKT kruhového profilu 5,2 m. Rozplet slouží k tomu, aby bylo umožněno přejít z profilu DKT na dva průřezy JKT, které jsou přivedeny k ostrovnímu nástupišti ve stanici Letňany. Proto se osová vzdálenost kolejí v rozpletu rozšíří téměř o 3 m až na konečných 6,5 m.

V DKT je též situována základní nefekální jámka (ZNJ), která je umístěna do nejhlubšího místa trasy cca 50 m od PŠ ve směru do Letňan. Je to štolová komora s jámkou hlubokou 2 m. Součástí ZNJ je PŠ dlouhá 12 m, štola k vrtu a vlastní vrt pro výtlačné potrubí, kterým bude podzemní voda čerpána do uklidňovací jámky na povrchu. Profil vrtu je 400 mm s výpažnicí 324/8. Prostor mezi vrtem a výpažnicí bude zainjektován. ZNJ sloužil dočasně jako sklad travin pro ražbu DKT ve směru do Letňan. Ražba byla prováděna pomocí tunelbagru Liebherr R932 za použití trhacích prací v celém průřezu tunelu. Dále byl ve stejné sestavě používán vrtací vůz Atlas Copco L2C k navrtání čelby pro odstřel a k vrtání kotev primárního ostění. Pro aplikaci stříkaných betonů mokrou cestou se používaly manipulátory Aliva a Meyco. Nakládání a odvoz rubaniny zajišťovaly nakladače Volvo 120 a dempsy s oboustranným řízením s obsahem korby 13 m³. Ražba a primární vystrojování DKT v celém úseku postupovaly podle zásad NRTM v horninách technologické třídy TT3, 4 a 5a1. Ražba tunelu v rozpletu probíhala v TT 5a1, kde byly v klenbě zastíženy glaukonitické písčovce až písčité glaukonitické jíly, které byly poměrně měkké.

operations of a former bus garages Klíčov. For that reason, a decontamination station produced by Ekohydrogeo had to be installed, by which the groundwater was treated. Contaminated groundwater was encountered already in the course of the excavation of the access ramp leading to the AA. The oil contamination degree exceeded 10 mg/l; and the client ordered the removal of about 1200 m³ of soil to a decontamination stockpile. The site facility, as the first of Metrostav's sites, is equipped with a large-capacity container with continual heating for the accelerating additive to be dosed to sprayed concrete. This was advantageous for utilisation in the tunnel construction, mainly in the winter period.

DRT EXCAVATION TOWARD LETŇANY

It started on 11 November 2004 by the installation of Saint Barbara's (miners' patron) statuette at the portal in the access adit. Before this date, in October, the AA was driven and, at the beginning of the DRT, the point of attack was prepared. Because of the occurrence of claystone, the originally flat vault was changed to a domed vault, with additional reinforcement by an RC structure. The mined section to Letňany is 370 m long, with the distance between centres of tracks 3.7 m, and 130 m is in a transition section. The end of the transition section links by its front wall to two SRTs with 5.2 m diameter circular cross section. The transition section serves to allow the change from the DRT profile to the two SRT profiles that are carried to the centre platform of the Letňany station. For this reason the track centre distance increases nearly by 3 m, to the final 6.5 m in the transition section. The basic non-faecal sump (BNFS) is also situated in the DRT, placed to its lowest point, about 50m from the access adit toward Letňany. The sump structure is a cavern with a 2 m deep sump. Parts of the BNFS are also a 12 m long AA, an adit to a borehole and a borehole for a rising main which groundwater will be pumped through to a stilling tank on the surface. The 400 mm diameter borehole contains a 324/8 casing pipe. The annulus space between the borehole and casing pipe will be filled by grouting. The BNFS was temporarily used as a magazine for the excavation operations on the DRT in the direction toward Letňany. The excavation was carried out using the Liebherr R932 tunnel excavator and drill-and-blast for the entire tunnel profile. The face drilling for blastholes and drilling for the primary support anchors was carried out by the Atlas Copco L2C drill rig. Aliva and Meyco manipulators were used for the wet process application of shotcrete. Muck was loaded and transported by Volvo 120 loaders and dumpers with two-direction steering, with a load capacity of 13 m³. The excavation and support of the DRT proceeded within the whole section according to the NATM, through rock categorised as SC 3, 4 and 5a1. The excavation passed through SC 5a1 in the transition section, where relatively soft glauconitic sandstone to sandy glauconitic clay was encountered in the vault. On the sides, the profile of the mined tunnel passed to sandstone. The excavation toward Letňany was carried out in SC 5 within a length of 230 m, in SC 4 within 110 m, and the longest section of about 160 m was categorised as SC 3. The good geological conditions of the SC3 were taken advantage of by trying steel fibre reinforced shotcrete. Trefilarbed steel fibres 35 mm long were added to concrete mix, 40 kg per 1 m³. This method was approved by the structural engineer from Metroprojekt a. s. for the excavation in conditions of the SC 3. We started spraying concrete with steel fibres in February 2005, as per the owner's approval. Unfortunately, geology changed after three rounds, and the face classification was changed to SC 4. Therefore the support method returned to the original procedure, i.e. installation of welded mesh. Even though steel fibre reinforced shotcrete is more expensive than the original solution with welded mesh, we expected that time would be saved owing to the faster progress of the excavation, which, according to our calculations, would save financial means. Based on the investigation results, the occurrence of former mining works was anticipated for an about 150 m long section.



Obr. 6 Letecký pohled na stavební dvůr Klíčov s přístupovou štolou k čelbám tunelu pro ražbu do stanice Letňany a Prosek

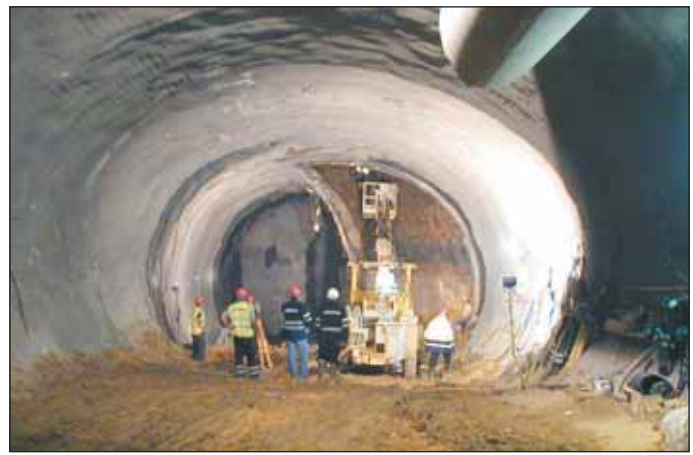
Fig. 6 Aerial view of the Klíčov site facility, with the access adit to the tunnel headings toward the Letňany and Prosek stations

Na bocích raženého tunelu přecházel profil do pískovců. Ražba do Letňan probíhala v TT5 v délce 230 m, v TT4 110 m a úsek cca 160 m byl klasifikován v TT3. V TT3 se využilo dobrých geologických podmínek pro vyzkoušení stříkaných drátkobetonů. Do 1 m³ betonové směsi se přidávalo 40 kg ocelových drátků délky 35 mm od firmy Trefilarbed. Tento způsob provádění primárního ostění odsouhlasil statik z Metroprojektu, a. s., za podmínky, že ražba bude v TT3. Se souhlasem investora jsme pak zahájili v únoru 2005 stříkání betonů s drátky. Bohužel se po třech záběrech změnila geologie a čelba byla přetříděna do TT4. Technologie provádění se tak vrátila k původnímu řešení, tj. k osazování ocelových sítí. I když stříkané drátkobeton jsou nákladově dražší než původní řešení se sítěmi, předpokládali jsme, že vznikne časová úspora z rychlejšího postupu ražeb, což by mohlo podle propočtů přinést celkovou finanční úsporu. Na základě průzkumných prací se předpokládalo, že na úseku v délce cca 150 m byla provedena dřívější důlní díla. S největší pravděpodobností zde byly vyraženy v hloubce 25–30 m štolý nevelkého rozsahu se záměrem těžby v uhelných jílovcích. V archivech však nebyly zjištěny žádné informace. Geologická zpráva uvádí, že rozhraní mezi pískovci a uhelnými jílovcí je minimálně 3 m, avšak více než 5 m pode dnem tunelu. Geofyzikální průzkum, který provedla SG Geotechnika, však v daném úseku starou důlní zátěž nezjistil a ani od OBÚ nařízené měření plynodajnosti nezjistilo přítomnost metanu v předpokládaném místě uhelných jílovců. Ražba byla ukončena 24. dubna 2005, tj. asi 2 měsíce před termínem dle řídicího harmonogramu.

RAŽBA DKT VE SMĚRU PROSEK

Ražba dvoukolejného tunelu probíhala současně s ražbou do Letňan. Do konce roku 2004 se osádky i strojové sestavy mezi oběma protilehlými čelbami střídaly, protože to umožňovala jejich malá vzájemná vzdálenost. Po odstoupení obou čelb cca na 140 m se na počátku roku 2005 nasadila druhá strojní sestava a sestavily se dvě samostatné pracovní čety. Tento stav trval až do konce dubna, kdy se dorazil tunel do čelní stěny k Letňanům a dále pak již ražba pokračovala přes přístupovou štolu pouze ve směru Prosek. Od června letošního roku probíhá v nejnáročnějším 60 m dlouhém úseku, který vede pod obytnou zástavbou s nízkým nadložím ve složitých geologických podmínkách. Zmíněný úsek se rozhodl projektant z důvodu minimalizace deformací a poklesů na povrchu projít svislým členěným výrubem v TT5a3. Levá i pravá boční štola mají přibližně stejnou plochu (obr. 7). Nejprve se vyrazí levá štola, do které se osadí podpěrné ocelové sloupy, které mají sloužit jako dočasná podpora pro zajištění minimálních poklesů na povrchu. Následně se vyrazí pravá boční štola a demontují se sloupy. Vzhledem k velkému přítoku vody z vodonosné vrstvy opuk se klenba zajišťuje laminátovými nebo IBO kotvami s chemickou injektáží. V současné době je vyraženo 60 m štol z celkové délky 120 m. Úsek s členěným výrubem bude dokončený do konce srpna 2005. Trhací práce na úseku ve směru Prosek byly povoleny až nyní, a to pouze pro poslední část mimo zástavbu v délce asi 150 m, i když jsme o ně požádali již na začátku září 2004.

V husté zástavbě, která je situována do izoseisty 5, tj. v území dotčeném trhacími pracemi, bylo velké množství účastníků řízení, kteří nesouhlasili s prováděním trhacích prací. Na všechny připomínky občanů se muselo v rozhodnutí OBÚ reagovat, a tím došlo k jeho vydání až po více než čtyřech měsících. Po vydání rozhodnutí OBÚ se opět někteří majitelé rodinných domků odvolali a rozhodnutí se postoupilo s novým vyjádřením na ČBÚ, který až v 7/05 vydal zmíněné povolení. Naštěstí byly horninové podmínky natolik příznivé, že práce mohly pokračovat rozpojováním tunelovým bagrem a za pomoci sbíjecího kladiva bez použití trhacích prací. V poklesové zóně předmetného úseku trasy DKT metra se razilo pod zástavbou s nízkými, převážně staršími jednopatrovými rodinnými domy s lokálními inženýrskými sítěmi. Nízká zástavba je poměrně velmi citlivá na nerovnoměrné poklesy a také na seismické účinky. Výška nadloží je cca 12 m, z toho cca 5 m tvoří navážky, kvartérní zeminy a zvětralé opuky. Nízká výška nadloží způsobuje, že činnost v podzemí je přenášena vibracemi a hlukem do objektů přímo nad tunelem a v jeho okolí. Vedení stavby komunikuje průběžně s majiteli domků i s jejich nájemníky a informuje je o postupu ražeb i o způsobu rozpojování horniny. Pro komunikaci s veřejností se využilo i informační středisko v Jablonecké ulici, kde je volný přístup ke všem požadovaným informacím pravidelně jednou týdně. V nočních směnách byly pracovní operace ražebního cyklu uzpůsobeny tak, aby byly omezeny činnosti způsobující hluk a vibrace. I když projektová dokumentace nepředpokládá v tomto úseku žádnou dřívější důlní činnost, objevila se v čelbě cca 100 m od PŠ zavalená stará šachtice vyplněná syplým materiálem a výdřevou.



Obr. 7 Svislé členění výrubu při ražbě s nízkým nadložím
Fig. 7 Vertical excavation sequence under shallow overburden

In all probability, small-scale excavation of galleries took place in the past at a depth of about 25 – 30 m, for the purpose of extracting carbonaceous shale. But archives provided no information. The geological report states that the interface between sandstone and carbonaceous shale is at least 5 m deeper than the tunnel bottom. Geophysical investigation carried out by SG Geotechnika did not identify any abandoned mining works, and the measurement of fineness ordered by the Regional Bureau of Mines (RBM) did not confirm the presence of methane in the anticipated location of the carbonaceous shale. The excavation work was finished on 24 April 2005, about 2 months ahead of the deadline contained in the master schedule.

DRT EXCAVATION TOWARD PROSEK

The excavation of the double-rail tunnel was carried out simultaneously with the excavation toward Letňany. By the end of 2004, the crews and equipment sets alternated between the two opposite headings because it was possible owing to their distance. When the distance between the two headings grew to about 140 m, the second equipment set was deployed and also mining crews were added. This condition continued to exist till the end of April, when the tunnel reached the bifurcation point, toward Letňany. The further excavation continued toward Prosek only, via the access adit. Currently the most difficult section about 60 m long is being excavated, under existing buildings, with shallow overburden, in complex geological conditions. The designer decided to pass through this section using a vertical excavation sequence (SC5 and 3) to minimise deformations and surface settlement. The cross section areas of the left and right sidewall drifts are approximately identical (see Fig. 7). The left drift is excavated first, with steel pillars installed as temporary support means to minimise surface settlement. The excavation of the right drift and removal of the pillars follow. Because of considerable inflows of water from the water-bearing cretaceous marl layers, the vault is supported with glassfibre reinforced plastic IBO anchors with chemical grouting. As of today, excavation of 60m of adits out of 120m has been completed. The sequential excavation section will be completed by the end of August 2005. Drill-and-blast operations were allowed as late as now, only in the last section found outside the developed area, i.e. within a length of 150 m, despite the fact that we had applied for the approval already at the beginning of September 2004. There were many participants of the proceedings who did not agree with blasting operations to be carried out in the densely developed area, which is delimited by the isoseismal line 5. Because all comments by citizens had to be responded in the RBM's decision, the approval process took more than four months. When the RBM's decision had been issued, the owners of family houses appealed against it, and the decision was sent, together with a new opinion, to the Czech Bureau of Mines (CBM), which issued the above-mentioned approval as late as now. Fortunately, with respect to the administrative delays, the rock conditions were so favourable that the work could continue without a need for the drill-and-blast operations; the tunnel excavator and an impactor could cope with the rock disintegration. There are low, mostly older single-storey family houses with local utility networks in the subsidence zone of the DRT section in question. Low buildings are relatively highly sensitive to differential settlement and also to seismic effects. The overburden is 12 m thick, consisting of about 5 m of made ground, Quaternary soils and weathered cretaceous marl. Due to the shallow overburden, the vibrations and noise generated by the underground operations are transferred into the buildings found directly above the tunnel or in its vicinity. The construction management regularly communicate with the owners of the houses and their tenants, and inform them about the progress of the excavation and the method of rock disintegration. The Information Centre in Jablonecká Street, where a free access to any required information is available regularly, once a week,

Předpokládaný termín dokončení ražby tohoto úseku dle řídicího harmonogramu je 22. 10. 2005. Dosavadní postupy nasvědčují tomu, že tento důležitý termín bude splněn. Pro jeho splnění je vytvořen specializovaný tým složený z pracovníků divize 8 a 5 Metrostav a. s. a Doprastav Bohemia a. s.

MĚŘENÍ HORNINOVÉHO MASIVU

Celý geomonitoring je zajišťován sdružením Metro IVC2 – monitoring, které bylo vytvořeno firmami SG Geotechnika, a. s., a INSET, s. r. o. Před zahájením ražeb členěným výrubem byla vytvořena rada monitoringu ve složení – projektant, investor, dodavatel monitoringu a zhotovitel, která od dubna letošního roku pravidelně každý týden vyhodnocuje postupy ražeb a jejich důsledky na okolní zástavbu. Deformace primárního ostění je měřena v pětibodových konvergenčních profilech pomocí totální stanice. Profily jsou od sebe vzdáleny s ohledem na geologickou stavbu a situaci povrchové zástavby podle podmínek v tunelu 10 až 20 metrů. Hodnoty svislých deformací nepřesahují na většině profilů 15 mm, výjimečně 20 mm, což je cca 65 % limitní deformace povolené projektem. Pro měření všech deformací horninového masivu od ražby včetně deformací před čelbou byly osazeny extenzometrické profily. Ve sdruženém profilu Klíčovská odd. 13 byly na nejhlubších extenzometrech vertikální deformace 54 mm, které korespondovaly se zde zjištěnými vertikálními deformacemi v tunelu na primárním ostění v rozsahu 20 až 21 mm. Sedání povrchu terénu a objektu je sledováno velmi přesnou nivelací (měření zajišťuje geodetická služba investora) a maximální hodnoty poklesů jsou od 5 mm do 40 mm v závislosti na měnících se geologických podmínkách. S výsledky monitoringu jsou průběžně seznamováni všichni odpovědní účastníci výstavby, v podstatě do pěti hodin od fyzického zaměření na stavbě, prostřednictvím integrované databáze přístupné na internetu.

ODVODNĚNÍ

V úseku tunelů je ve slínovcích turonský obzor podzemní vody, kolísající převážně kolem kóty 272 až 273 m n. m. Tento obzor je oddělen nepropustnou polohou jílovitých hornin a voda se zdržuje v poloze opuk. Kromě této horní úrovně podzemní vody je v pískovcových polohách vyvinut druhý (spodní) obzor podzemní vody. Vytékající tunelové vody se svádějí do záchytných jímek a odtud se čerpají do usazovací jímky. Teprve přečištěná voda se vypouští do kanalizace. Součástí budovaného primárního ostění je také zřízení dočasného drenážního systému v nejnižším místě spodní klenby z důvodu vyloučení hydrostatického tlaku. Po odsouhlasení s projektantem byla zkrácena délka kotev v klenbě, aby nebyly perforovány vodonepropustné vrstvy v nadloží. Tím se dosáhlo relativně lepších podmínek při ražbě bez možných komplikací s průsaky vody shora do tunelu a v prostředí s minimálním množstvím vody.

SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ NA ODDÍLE 13

Ve směru do Letňan se po ukončení ražeb rozjely práce na definitivním ostění v plném proudě. Od přístupové štolky se betonovalo dno DKT k rozpletu a přes JKT se betonovalo dno v rozpletu. Dále se přes JKT po částech navozily plošiny a forma na DKT, které se v rozpletu smontovaly. Začátkem července 2005, po roce výstavby, se zahájila betonáž klenby DKT v osové vzdálenosti 4,4 m a klenba pravého traťového tunelu od Letňan. Obě hydraulické formy na klenbu byly již použity při výstavbě trasy metra IVC1. Jednokolejné tunely budou v definitivním ostění dokončeny na konci srpna a dvoukolejný tunel až po vyjetí formy na Proseku, což bude na konci prvního čtvrtletí příštího roku.

ZÁVĚR

Vzhledem k rozsahu a používání různých typů technologií na stavbě metra IVC2 je kladen velký důraz na organizaci práce a na dodržování pracovních a technologických postupů při výstavbě jednotlivých úseků trasy.

Práce v podzemí vyžaduje zkušené profesionály jak ve vedení stavby, tak i ve vlastních pracovních týmech, které musí vzájemně úzce komunikovat a přizpůsobovat svoje pracovní postupy v daném okamžiku k zastiženým geologickým podmínkám. Podle dosavadních výkonů při ražbách a na definitivním ostění, i podle kvality provedené práce, lze konstatovat, že se systémové spolupráce i koordinace pracovních činností podařilo dosáhnout.

**ING. JIŘÍ JUNEK, CSc., METROSTAV a. s. – divize 8,
junek@metrostav.cz**

is used for the communication with the public. Working operations of the excavation cycle carried out in night shifts were modified so that activities generating noise and vibrations were kept low. Despite the fact that the design does not expect any abandoned mining works, an old collapsed shaft filled with loose material and timber appeared at the heading, roughly 100 m from the AA. The previous advance rates support the assumption that the important master schedule deadline of 22 October 2005 for completion of excavation of this section will be met. Specialised working teams have been established with the aim of fulfilling the task. The construction lot CL 13 is carried out by Metrostav a. s., divisions 5 and 8, in collaboration with Doprastav Bohemia a. s.

ROCK MASS MEASUREMENTS

The geomonitoring as a whole is ensured by a joint venture Metro IVC2 – Monitoring, consisting of SG Geotechnika a. s. and INSET s. r. o. The Monitoring Board consisting of representatives of the designer, owner, monitoring service and contractor was established before the beginning of the sequential excavation. The Board assesses the excavation advances and their impact on the surrounding buildings weekly, from April 2005. Deformations of the primary lining are measured on five-point convergence profiles using a total station. The distance between the profiles varies from 10 to 20 m. It depends on geology and on the situation of existing buildings, as well as the conditions in the tunnel. The values of vertical displacement do not exceed 15 mm at most profiles, the value of 20 mm (65 % of the deformation limit) occurs exceptionally. Extensometer profiles serving to measure deformations of the rock mass due to the excavation (including deformations in the front zone) were also installed. Vertical deformation measured by the deepest extensometers at the combined profile Klíčovská, construction lot 13, amounted to 54 mm. This value corresponded with the vertical deformations of 20 – 21 mm determined in the tunnel, on the primary lining. The surface settlement and settlement of buildings is monitored by high-precision levelling (executed by owner's surveyor). Maximum subsidence values do not exceed twenty five mm. This value is also in compliance with the design. Monitoring results are conveyed to all parties responsible to the project, generally within five hours after the physical measurement on the site, using an integrated database available on the Internet.

DRAINAGE

There is a Turonian aquifer in marlstones in the tunnelled section, fluctuating mostly about the altitude of 272 to 273 m a.s.l. This aquifer is separated by an impervious layer of clayey ground, and water is found in the layer of cretaceous marl. Apart from this upper level of groundwater, there is another (lower) aquifer in sandstone layers. Seeping groundwater is drained to intercepting sumps and pumped to a settlement tank. Pre-treated water is discharged to sewerage. Part of the primary lining is also a temporary drainage system at the lowest point of the invert built for the purpose of eliminating the hydrostatic head. As agreed by the designer, the length of anchors in the crown was reduced so that the waterproof layers in the overburden would not be perforated. This measure ensured relatively better excavation conditions, without potential complications with water seeping down to the tunnel, in environment with minimum water contents.

CONSTRUCTION LOT 13 - SECONDARY LINING

The full scope work on the final lining in the direction toward Letňany started after the completion of the excavation work. The invert of the DRT was cast starting from the access adit; the invert within the transition section was cast via the single-rail tunnels (SRT). The route for carrying the working platforms and formwork to the DRT led also via the SRT. The above-mentioned equipment was assembled in the transition section, and to date, after one year of construction works, the casting of the DRT's vault for the distance of tracks of 4.4 m and the vault of the right running tunnel (viewed from Letňany) is in progress. Both hydraulic formwork sets for the vault have already been used on the Metro IVC1 line construction. The final lining in the single-rail tunnels will be completed at the end of August, and in the double-rail tunnel after the formwork arrives to Prosek, i.e. at the end of the first quarter of 2006.

CONCLUSION

The scope and the fact that various technologies are used on the Metro IVC2 construction are the reason why the works organisation and adherence to working and technological procedures during the construction of individual sections of the line are so important.

Underground work requires experienced professionals, both for construction management and working teams. They must communicate closely, and accommodate their performance in the given moment to the geological conditions encountered. Considering the previous excavation and final lining casting outputs and quality of the work, it is possible to maintain that systematic co-operation and co-ordination of the operations has been successfully established.

**ING. JIŘÍ JUNEK, CSc., METROSTAV a. s. – divize 8,
junek@metrostav.cz**

LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTA STABILITY VÝRUBEM TUNELU NARUŠOVANÉHO ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ

LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY OF GROUND ENVIRONMENT AFFECTED BY TUNNEL EXCAVATION

VÁCLAV HORÁK

ÚVOD

V předloženém příspěvku se pokouší autor jednoduchými inženýrskými úvahami a základními geomechanickými prostředky názorně postihnout chování horninového prostředí, jehož rovnovážný stav je narušen výrubem inženýrského díla, doplnit a objasnit zkušenostmi získávané představy o možném vzniku místního rozvolnění zeminy, o růstu a směru postupujícího rozvolnění při postupu ražby a předložit varovné informace o možnostech vzniku místní nestability narušovaného prostředí.

V příspěvku jsou informace o stavu částí zemního prostředí zatěžovaného jak vnějším působením zástavby, tak změnou napjatosti horninového masivu. Jsou definovány termínem „rozrušení lokální virtuální ztrátou stability zemního prostředí (LVZS)“ a vycházejí z podrobného pružně-plastického řešení „geomechanického matematického modelu 2 D“ (GMMM 2 D) pomocí MKP 2D, tedy ze známých průběhů deformací a posunů, složek napětí, redukováných napětí, hlavních napětí apod. Rozšířením běžných řešení MKP je „stanovení poklesových čar (hranic poklesové kotliny) v libovolné úrovni GMMM 2D“, dále k těmto poklesovým kotlinám příslušejících inflexních bodů a konečně trajektorií inflexních bodů, tj. „trajektorií lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí“.

V závěru příspěvku je formulováno další rozšíření výše uvedených geomechanických vztahů na řešení „ploch prostorové lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí v GMMM 3D pomocí MKP 3D“ a zmíněn „problém geomechanické matematické souvislosti lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí nebo jeho částí s totálním rozrušením globální ztrátou stability zemního prostředí“.

PŘEDPOKLADY ŘEŠENÍ LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTY STABILITY

Předpokládáme, že

- řešení prostorového problému GMMM se spojitým povrchem terénu a s vlastnostmi hornin, umožňujícími vznik lokální virtuální ztráty stability, lze dostatečně přesně popsat řešením rovinného problému,
- jsou známy geomechanické vlastnosti hornin v kterémkoli vybraném místě GMMM,
- v každém místě GMMM jsou známy všechny složky deformace a tenzoru napětí, stanovené v oblasti pružnoplastické nebo vazkopružnoplastické, tuhoprůzračné s vizkózními vlastnostmi, s pórovými tlaky, s vlivy podzemní vody apod. a že jsou k dispozici výpočetní programy MKP všech na řešení zúčastněných veličin,
- na základě výše uvedených předpokladů a informací lze dostatečně přesně a výstižně formulovat zde předložený matematicko-fyzikální „model vzniku lokální virtuální ztráty stability“ zemního prostředí, zmitého prostředí, horniny apod.

DEFINICE POKLESOVÉ KOTLINY INFLEXNÍMI BODY

Podrobné vyšetření poklesové kotliny a především vyšetření průběhů poklesů v libovolném pásu zemního prostředí bylo požadováno již v roce 1994 (při ražbě tunelu Mrázovka pod ulicí U Nikolajky a pod ulicí Ostrovského, Praha-Smíchov). Hranice mezi konkávními a konvexními částmi poklesové kotliny byly tehdy stanoveny pomocí inflexních bodů, k čemuž bylo třeba stanovit pomocí MKP 2D nejprve průhybovou čáru poklesové kotliny (svise nebo vektorově), k ní prvou její derivaci (průběh směrnice tečen k průhybové křivce), druhou derivaci (k vyhledání místa extrémů – inflexních bodů), případně i třetí derivaci (k určení druhu extrémů), což se podařilo díky spolupráci autora příspěvku s RNDr. Jiřím Mašindou CSc., APEG, s r. o. Průběh deformací – průhybů poklesových kotlin respektuje všechny pomocí MKP zachycené vlivy prvků nalézajících se v celém vyšetřovaném zemním prostředí, tedy zabudovaných kanalizačních řadů, realizovaných kolektorů, kabelovodů silnoproudých i slaboproudých, vodovodních řadů, podchodů, umělých nebo přírodních kaveren, dopravních

INTRODUCTION

Using simple engineering considerations and basic tools of geomechanics, the author of this paper tries to describe the behaviour of ground environment where the original state of equilibrium is continually disturbed by tunnel excavation, and to complement and explain the experience-based ideas of the potential origination of local loosening of ground, the growth and direction of the loosening advancing with the advance of the tunnel excavation, and to present warning information about the possibilities of development of instability in the environment whose integrity is being corrupted.

The paper contains information on the state of parts of ground environment loaded both by external effects of surface buildings and changes in the state of stress in the rock massif induced by the tunnel excavation work. This state is defined using the term “corruption of integrity due to local virtual loss of stability (LVLS) of ground environment”. The information is based on some type of the detailed elastoplastic solution of the “2D geomechanical mathematical model” (2D GMMM) using the 2D FEM, i.e. on the known development of deformations and displacements, components of stresses, reduced stresses, principal stresses etc. An extension of common FEM solutions is the determination of “displacement curves (boundaries of settlement troughs) at an arbitrary level of the 2D GMMM”, the “inflexion points of settlement troughs” pertinent to those settlement troughs, and eventually determination of “trajectories of the local virtual loss of stability of the ground environment”, all in the 2D mode.

In the conclusion, the author formulates another extension of the issue of the above-mentioned geomechanical relationships covering a solution of “surfaces of the 3D local virtual loss of stability of ground environment in the 3D GMMM using the 3D FEM”, and mentions the “problem of geomechanical mathematical connection of the local virtual loss of stability of ground environment or of its part suffering total corruption of integrity due to a global loss of stability in the ground environment”.

LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY SOLUTION ASSUMPTIONS

Let us assume that

- the solution of the 3D GMMM problem characterised by continuous terrain surface and rock/ground properties allowing origination of the local virtual loss of stability can be sufficiently exactly described by solving a 2D problem,
- geomechanical properties are known at any selected point of the GMMM,
- known at any point of the GMMM are: all components of deformation and the stress tensor determined in the elastoplastic, viscoelastic or stiff-elastoplastic area with viscose properties, pore pressures, groundwater effects etc., and that FEM programs for calculation of all quantities involved in the solution are available,
- the presented mathematical-physical “model of origination of local virtual loss of stability” of ground environment, granular environment, rock etc. can be formulated with sufficient accuracy and fidelity on the basis of the above assumptions and information.

SETTLEMENT TROUGH DEFINITION USING INFLEXION POINTS

A detailed investigation of the problem of settlement trough, and primarily an investigation of the development of settlement at an arbitrary strip of the ground environment was requested already in 1994 (during the excavation of the Mrázovka tunnel under U Nikolajky Street and under Ostrovského Street in Prague Smíchov). The boundaries between the concave and convex parts of the settlement trough were determined using the inflexion points then. It was necessary for this work to determine, by means of the 2D FEM, first the deflection curve of the settlement trough (in vertical or vector terms), then the first derivation of this curve (slopes of tangents to the deflection curve), the second derivation (allowing us to find the extreme points, i.e. the inflexion points), possibly also the third derivation (allowing us to determine the type of the extremes). This problem was

tunelů apod. včetně změn inženýrskogeologických podmínek. Důsledným monitoringem prostorových změn zemního prostředí vyvolaných ražbou a změn geomechanických charakteristik ražbou zasaženého zemního prostředí lze pomocí MKP průběžně sledovat a upřesňovat GMMM, a tím i polohu a charakter inflexních bodů, např. i pomocí inverzní analýzy, verifikací vstupních veličin apod.

DEFINICE LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTY STABILITY ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ

Původní elementární, malý obdélníkový prvek v referenční křivce přejde po deformaci zemního prostředí obecně do elementárního prvku kosodélníkového v křivce deformační čáry v průhybu poklesové kotliny. Kosodélník je nejvýraznější v místě inflexního bodu, v němž je směrnice tečny deformační čáry největší, což potvrzuje lokální extrém druhé derivace deformační čáry. Uvažujeme-li dvě souměrné, téměř vodorovné vrstvy zemního prostředí, vzniklé ve směru svislého posunu sousedních inflexních bodů, zjistíme, že vrstvy v místě maximálního či minimálního průhybu poklesové kotliny se navzájem téměř neovlivňují, zatímco přibližně v místech inflexních bodů je ovlivnění značné, relativně největší pro danou reflexní křivku, řešitelné v případě zemního prostředí pouze vytvořením soustavy smykových posunů – kluzných čar, přibližně rovnoběžných se svislým posunem, tedy vytvořením lokální virtuální smykové ztráty stability zemního prostředí. Velmi přibližně lze předpokládat, že oblast prostoupená smykovými plochami je svou polohou těžiště oblasti totožná s polohou inflexního bodu. Lze tedy definovat: **Soubor lokálních inflexních bodů, spojených velmi malými pohyby vyšetřovaných deformovaných průhybů poklesových kotlin, definuje trajektorii lokálních bodů – inflexní trajektorii, která reprezentuje lokálně oblasti zemního prostředí, které jsou vystaveny virtuálními smykovými posunům, indikujícím možnou lokální virtuální ztrátu stability části vyšetřovaného zemního prostředí.**

VLASTNOSTI TRAJEKTORIE LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTY STABILITY ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ

Především nutno zdůraznit, že se jedná o **virtuální ztrátu stability**, která vytváří jakousi přípravu k dalším geomechanickým postupům a procesům. Trajektorie lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí, definovaného matematicky GMMM a splňujícího předpoklady řešení lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí, definuje po částech spojitě úseky, v nichž dochází k virtuálnímu smykovému rozrušování těchto oblastí, jejichž těžiště jsou v inflexních bodech. Smykové rozrušování oblastí **podél trajektorie** nabývá různých hodnot a stupně intenzity přibližně úměrných hodnotě směrnice tečny, vedené v inflexním bodě. Smykové rozrušení ve směru **příčném k trajektorii** je maximální přímo v inflexním bodě, neboť se vzdáleností od trajektorie se lokální virtuální ztráta stability zmenšuje, tj. ubývá smykové rozrušení.

Trajektorie lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí vyjadřuje lokálně nejkritičtější cestu pro možný potenciální vznik smykové křivky ztráty stability prostředí, avšak zůstává virtuální, tj. ztrátu stability nevyvolává, protože existuje ještě řada míst, v nichž k lokální ztrátě stability dosud nedošlo. Tato místa tvoří stabilizující mosty proti ztrátě stability zemního prostředí.

Trajektorie lokální virtuální ztráty stability oblastí nemusí být ani spojitě, ani hladké, protože respektují matematicky vlivy nejrůznějšího charakteru, tj. vlivy nespojitě, stupňovitě, osaměle působící síly, vlivy přetržité, skokové apod. Trajektorie lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí se mění, vznikají a zanikají, své jizvy zacelují a přesouvají se podle změny charakteru zatížení a charakteru geomechanických vlastností zemního prostředí, zvětšují se a prodlužují podle růstu zatížení apod.

Lokální virtuální ztráta stability zemního prostředí reaguje okamžitě a citlivě na vnější podněty a impulzy geomechanického charakteru a vytváří preventivní lokální virtuální ochranu v signalizaci stupně možné potenciální lokální ztráty stability tvaru a současně preventivní signalizaci, hodnotící v souvislosti s bezpečností postupu důsledky zásahů prováděných do zemního prostředí.

LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTA STABILITY ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ V GMMM 3D

Předpoklady řešení uváděné pro vyšetřování lokální ztráty stability zemního prostředí v GMMM 2D platí s malými obměnami a úpravami i v GMMM 3D.

DEFINICE PROSTOROVÉ POKLESOVÉ KOTLINY INFLEXNÍMI ČARAMI

Analogicky k rozdělení poklesových deformačních křivek pomocí inflexních bodů na část konkávní a konvexní lze rozdělit i poklesovou plochu kotliny inflexními čarami na oblast s kladnou Gaussovou křivostí a oblast se zápornou Gaussovou křivostí. Podobně jako v inflexním bodě je křivost poklesové deformační křivky nulová, je i v inflexní čáře Gaussova křivost nulová

Body inflexní čáry jsou určeny jednak souřadnicemi bodů referenční prostorové poklesové plochy, na níž jsou nalezeny, jednak souřadnicemi jejich přesunu na

solved successfully owing to collaboration of the author of this paper with RNDr. Jiří Mašinda CSc, APEG s.r.o. The development of deformations (deflection) of the settlement troughs respects all effects of the elements found in the entire investigated ground environment (existing sewers, utility ducts, heavy-current and weak-current cable ways, water mains, sewer ducts, changes in engineering geological conditions, galleries, crossings under artificial or natural caverns, traffic tunnels, etc.) identified by the 2D FEM. By consistent monitoring of 3D changes in the ground environment induced by the excavation work, and changes in geomechanical characteristics of the ground environment affected by the excavation, using the 2D FEM, the GMMM and also the inflexion points can be continually followed and refined, for instance using also the inverse analysis method, by verification of entry quantities, etc.

DEFINITION OF LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY OF GROUND ENVIRONMENT

After the deformation of the ground environment, an original simplest small rectangular element found on a reference curve is transformed generally into a simplest rhomboidal element of the deformation curve, within deflection of the settlement trough. The degree of obliqueness of the rectangle (rhomboid) is the most marked at the inflexion point, where the slope of the tangent of the deformation curve is the steepest. This fact is confirmed by the local extreme of the second derivation of the deformation curve. If we consider two adjacent, nearly horizontal layers of ground environment that originated in the direction of the vertical displacement of neighbouring inflexion points, we will find out that the interaction between the layers at the point of maximum or minimum deflection of the settlement trough is nearly zero, while the interaction at the inflexion points is considerable, relatively the highest for the given deflexion curve. This interaction can be solved in the case of ground environment only by the creation of a set of shear displacements (slip lines) approximately parallel to the vertical displacement, i.e. by creation of a local virtual shear-related loss of stability of ground environment. It can be assumed, very approximately, that the area interpenetrated with shear surfaces is identical in terms of the position of the centre of gravity with the position of the inflexion point. It can be therefore defined: **The set of local inflexion points, interconnected through very small motions of the investigated deformed deflections of settlement troughs, defines the trajectory of local points (the inflexion trajectory), which represents local areas of ground environment that are exposed to virtual shear displacements indicating a potential local virtual loss of stability of a part of the investigated ground environment.**

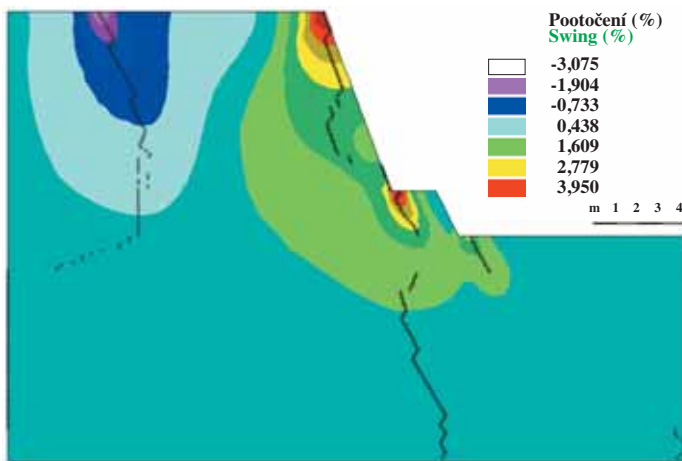
PROPERTIES OF THE TRAJEKTORIE OF THE LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY OF GROUND ENVIRONMENT

Stress must be placed primarily on the fact that this is a **virtual loss of stability**, which creates kind of preparation for other geomechanical processes. The trajectory of the local virtual loss of stability of the ground environment that is defined mathematically by the GMMM and meets the assumptions of the solution of the local virtual loss of stability of ground environment defines locally continuous sections where virtual shear-related corruption of integrity of the areas takes place (their centres of gravity are at the inflexion points). The shear-related corruption of integrity in the areas along the trajectory assumes various values and degrees of intensity, which are approximately correlated with the value of the gradient of a tangent drawn at the inflexion point; **transversely to the trajectory** the shear-related corruption of integrity is maximal at the flex point because the local virtual loss of stability diminishes with the growing distance from the trajectory, i.e. the shear-related corruption of integrity decreases.

The trajectory of local virtual loss of stability of ground environment expresses the locally most critical path for the potential origination of a slip line of loss of stability of the environment, but it remains virtual, i.e. it does not induce the loss of stability because there exist other places where the local loss of stability has not taken place yet. Those places form stabilising bridges preventing the loss of stability of the ground environment.

The trajectory of local virtual loss of stability of the areas do not have to be either continuous or smooth because they respect, in mathematical terms, effects of widely assorted character, i.e. the effects of a discontinuous, step-like, concentrated force, discrete, jumping and other effects. Trajectories of local virtual loss of stability of ground environment change, originate and dissolve, they close up their scars and move (according to the changes in the character of loading and the character of geomechanical properties of the ground environment), grow and extend with the growing load, etc.

The local virtual loss of stability of ground environment responses immediately and sensitively to external impulses of a geomechanical character, and creates preventive local virtual protection by signalling the degree of potential local loss of stability of the massif and, in the same time,



Obr. 1 Test – sklon svahu 3/8
Fig. 1 Test – slope gradient 3/8

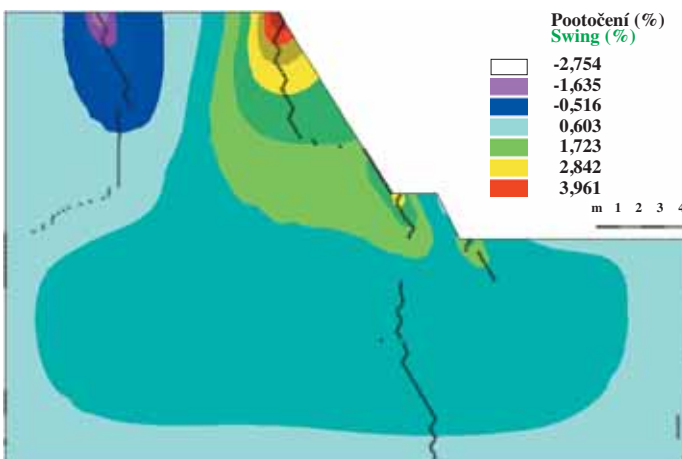
plochu deformační – poklesovou prostorovou zónu, z níž jsou stanoveny dále směrovými kosiny hlavní normály v bodech inflexní čáry referenční plochy.

Stanovení poklesové prostorové plochy respektuje opět všechny objekty, obsažené ve výpočtu GMMM 3D, včetně tam již zabudovaných kolektorů, tunelů, kabelovodů apod., sleduje lokální změny zemního prostředí, vlivy hladiny podzemní vody, případně i změnu technologie ražby podzemního díla.

PROSTOROVÁ LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTA STABILITY ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ

Soubor lokálních inflexních čar, navrhovaných a napojovaných po velmi malých úsecích vyšetřovaných deformovaných ploch, definuje hyperplochu lokálních inflexních čar – inflexní hyperplochu, která reprezentuje oblasti zemního prostředí, které jsou vystaveny virtuálním smykovým posunům, indikujícím možnou lokální virtuální prostorovou ztrátu stability činností (ražbou) narušované zeminy.

Na inženýrskogeomechanické vlastnosti bodů „inflexní hyperplochy prostorové lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí“ lze usuzovat v každém jejím bodě z velikosti pootočení (úhlu např. v %) hlavní normály, vedené k tečné rovině tohoto bodu plochy, od svislé příčky, resp. ze spádu tečné roviny každého bodu plochy a usuzovat na možný stupeň prostorové lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí. Hodnoty pootočení hlavní normály pak určují oblasti na hyperploše, které mapují (obdobně jako trajektorie lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí) možný rozsah a stupeň lokální virtuální ztráty stability. Tyto plochy nemusí být souvislé, vznikají a zanikají, zacelují se a přesouvají, zvětšují a rozšiřují. **Hyperplochy prostorové lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí signalizují možné důsledky dalšího postupu ražby a dalších zásahů do zemního prostředí.** Vznik a existence těchto hyperploch prostorové lokální virtuální ztráty stability zemního prostředí, především jejich poloh a směru šíření (i po částech naznačených), poskytují instruktivní informace o realizovaném i o možném dalším vývoji virtuálních pohybů i vzniku případných lokálních virtuálních nehomogenit, technicky diagnostikují současný stav, signalizují i možné hranice útvaru globální ztráty stability a umožňují zajistit další bezpečnou činnost v podzemí.



Obr. 2 Test – sklon svahu 5/8
Fig. 2 Test – slope gradient 5/8

it provides preventive signals based on assessing the results of actions carried out in the ground environment in terms of the safety of the progress.

LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY OF GROUND ENVIRONMENT IN 3D GMMM

The assumptions of the solution adopted for the investigation of local loss of stability of ground environment in the 2D GMMM apply, with minor changes and adjustments, also to the 3D GMMM.

THE DEFINITION OF A 3D SETTLEMENT TROUGH USING INFLEXION CURVES

Similarly to the division of the subsidence deformation curves into concave and convex parts by inflexion points, also the settlement surface of the trough can be divided by inflexion curves into an area with positive total (Gaussian) curvature and an area with negative Gaussian curvature. Similarly to the curvature of the settlement deformation curve assuming a zero value at the inflexion point, the value of the Gaussian curvature is zero along the inflexion curve.

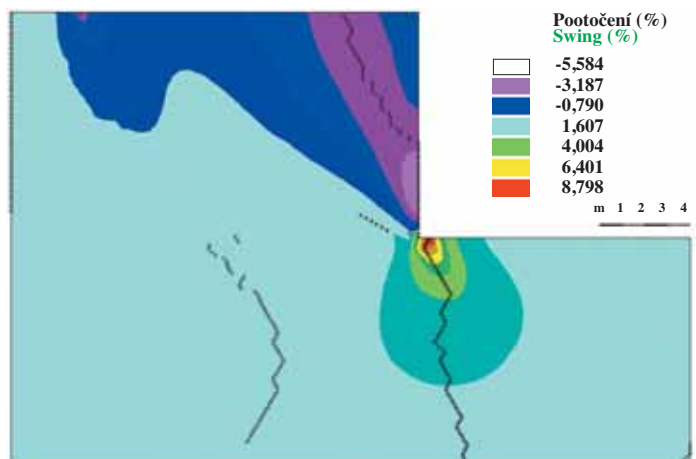
The points of the inflexion curve are determined both by co-ordinates of the points of a reference 3D settlement surface that they are found on, and by co-ordinates of their transition to the surface of the deformation surface (the spatial settlement zone), and by the directional cosines of the principal normal line drawn at the points of the inflexion curve of the reference surface.

The determination of the 3D settlement surface respects again all the structures contained in the 3D GMMM calculation, including the existing utility ducts, tunnels, cable ducts etc.; it follows the local changes in the ground environment, effects of water table, even a change in the tunnel excavation technique if any.

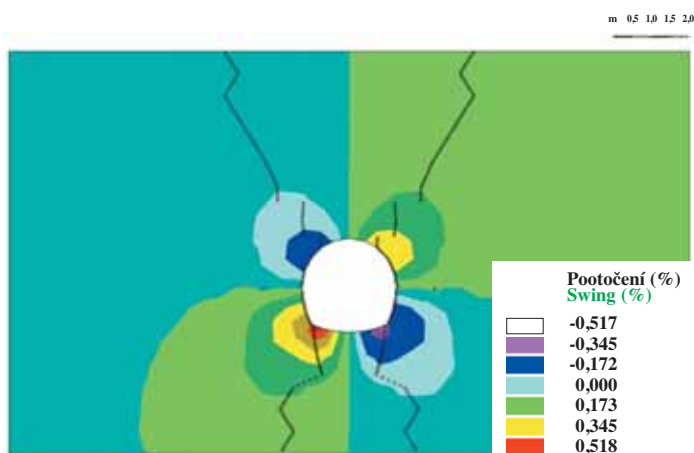
3D LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY OF GROUND ENVIRONMENT

The set of local inflexion curves, piled up and connected progressively as a sequence of very small sections of the investigated deformed surfaces, defines a hyper-surface of local inflexion curves (an inflexion hyper-surface), which represents the areas of the ground environment that are exposed to virtual shear displacements indicating a potential local virtual 3D loss of stability of the ground with corrupted integrity due to an activity (excavation work).

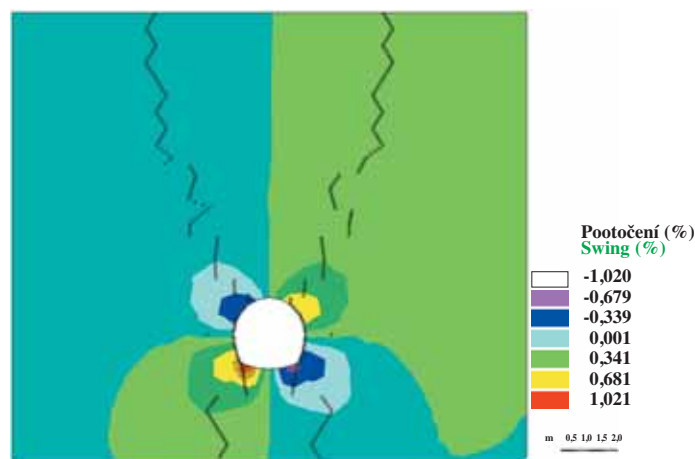
The engineering geomechanical properties of the points of the “inflexion hyper-surface of 3D local virtual loss of stability of the ground environment” and the possible degree of the 3D local virtual loss of stability of the ground environment can be estimated at each of the points of the surface according to the magnitude of the angular displacement (swing = an angle, e.g. in %) of the principal normal line led to the tangential plane touching the surface at this point from a vertical line (put another way, from the gradient of a tangential plane touching the surface at any point of the surface). The values of the angular displacement determine the areas within the hyper-surface that illustrate (similarly to the trajectory of the local virtual loss of stability of ground environment) the possible extent and degree of the local loss of stability. Those surfaces do not have to be continuous; they originate and dissolve, close up and move, enlarge and widen. **The hyper-surfaces of the 3D local virtual loss of stability of ground environment signal possible consequences of further advancing of the excavation and other activities affecting the ground environment.** The origination and existence of these hyper-surfaces



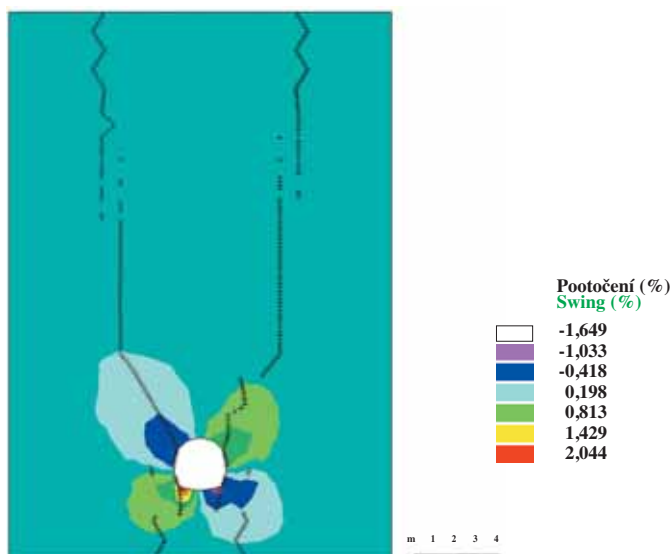
Obr. 3 Test – sklon svahu 0/10
Fig. 3 Test – slope gradient 0/10



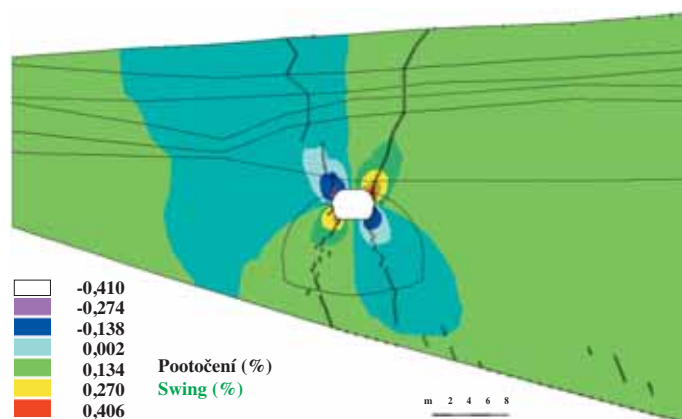
Obr. 4 Tunel Březno – štola – 5 m
Fig. 4 The Březno tunnel – Gallery – 5.0 m



Obr. 5 Tunel Březno – štola – 10 m
Fig. 5 The Březno tunnel – Gallery – 10.0 m



Obr. 6 Tunel Březno – štola – 20 m
Fig. 6 The Březno tunnel – Gallery – 20.0 m

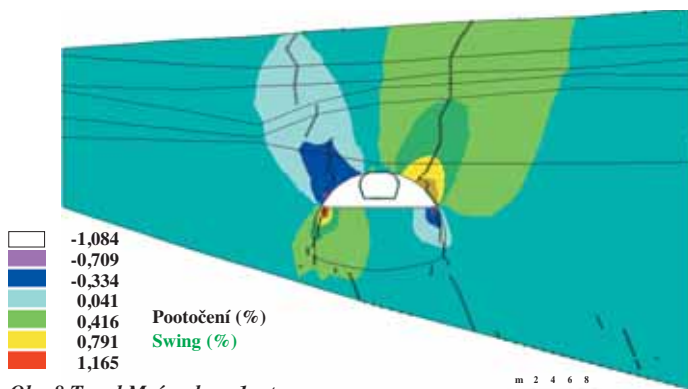


Obr. 7 Tunel Mrázovka – terén – štola
Fig. 7 The Mrázovka tunnel – Ground surface – Gallery

APLIKACE LOKÁLNÍ VIRTUÁLNÍ ZTRÁTY STABILITY (LVZS) ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ NA ŘEŠENÉ KONKRÉTNÍ PŘÍPADY GMMM 2D

Uvedené příklady byly doplněny aplikací LVZS dodatečně až nyní, protože v době řešení tehdy závažných problémů výstavby toho kterého stavebního podzemního objektu nebyla předložena řešení problémů teoreticky zpracována. Po doplnění však poskytují i nyní retrospektivně instruktivní pohled na geomechanické skutečnosti, které mohly tehdy nepříznivě proběhnout a ovlivnit výstavbu, avšak byly překonány vysoce profesionálními rozhodnutími zkušených vedoucích realizátorů výstavby podzemních staveb. Uvedené příklady vyvolávají i konfrontace s některými známými předpoklady, např. s Trompeterovou zónou rozvolněné horniny, dodnes používanými způsoby určení zatížení podle Kommerella, Protodjakonova, Cimbareviče, Terzaghiho a dalších.

Za účelem vytvoření představy o způsobu, možnostech a o výsledcích použití je uveden jako test nejjednodušší stabilitní případ svahu, u kterého se mění sklon: 3/8 (obr. 1); 5/8 (obr. 2); 6/10; 8/10; 0/10 (obr. 3). Ve svahu



Obr. 8 Tunel Mrázovka – 1. etapa
Fig. 8 The Mrázovka tunnel – Phase 1

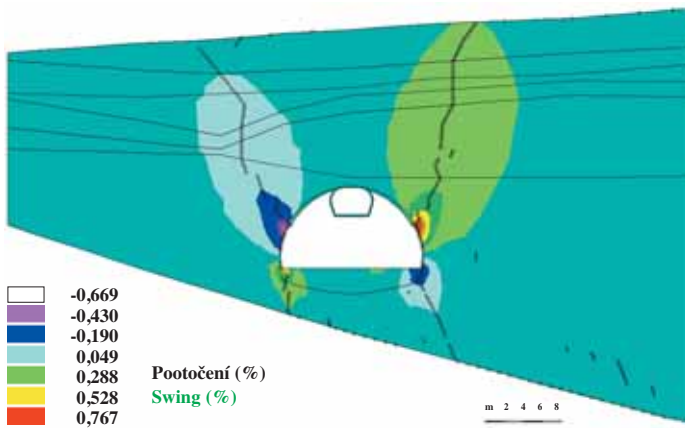
of the 3D local virtual loss of stability of ground environment, primarily their positions and direction of their spreading (even in parts) provide instructive information on the realised and also possible future development of virtual displacements and origination of local virtual inhomogeneities, if any; they diagnose the current state technically, also they signal possible boundaries of the body of global loss of stability, and allow further safe underground work to be organised.

APPLICATION OF THE LOCAL VIRTUAL LOSS OF STABILITY (LVLS) OF GROUND ENVIRONMENT TO PARTICULAR ALREADY SOLVED CASES OF 2D GMMM

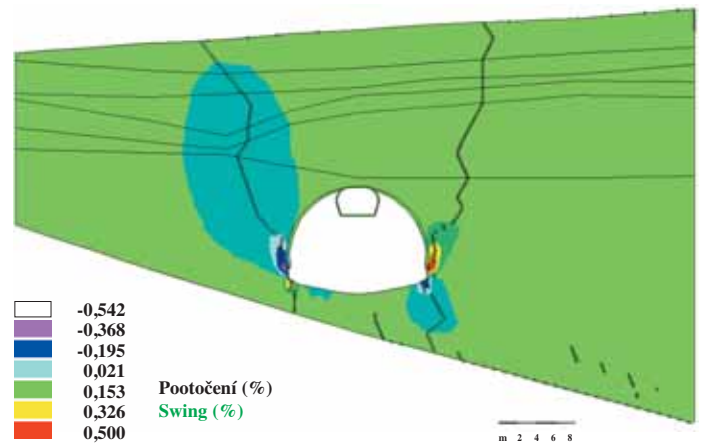
The presented examples were supplemented by this application of the LVLS of ground environment subsequently, now, because none of the submitted solutions of the problems were finished at the time of solving then serious problems of the construction of the respective underground structure. Once completed, they provide even today, retrospectively, an instructive view of the geomechanical realities that could develop unfavourably and affect the construction then, but they were overcome by highly professional decisions made by experienced teams managing the underground construction projects. The presented examples arouse confrontations with some known assumptions, for instance with the Trompeter's zone of loosened ground, the up to now used methods of determination of the load according to Kommerell, Protodjakonov, Cimbarevicz, Terzaghi and others.

To explain the idea of the method, possibilities and results of the application, the simplest stability case is presented, i.e. a slope with varying gradient: 3/8 (Fig. 1); 5/8 (Fig. 2); 6/10; 8/10; 0/10 (Fig. 3). Trajectories of local virtual loss of stability that could lead to some type of global loss of stability during their subsequent development are presented in the slope.

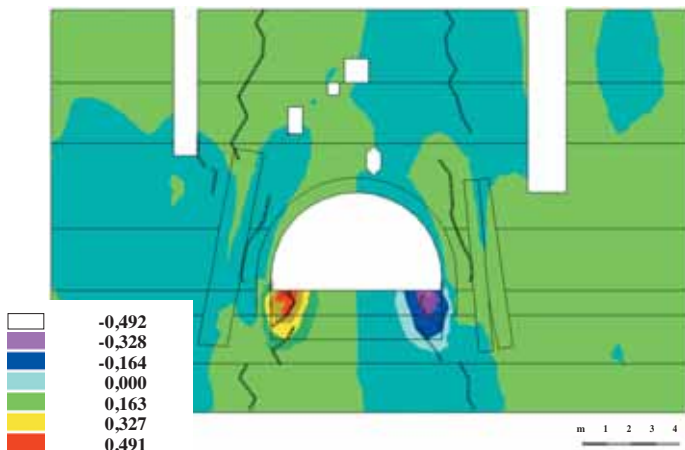
Other applications illustrate typical trajectories of the LVLS of ground cover of the Březno tunnel. The development of the trajectories with the depth of the mined tunnel is obvious. The full-face excavation of the tunnel is carried out at depths of about 5.0 m (Fig. 4), 10.0 m (Fig. 5) and 20m (Fig. 6). The configurations of the trajectories do not differ with the depth significantly in close proximity to the tunnel, but the reached values of slopes of



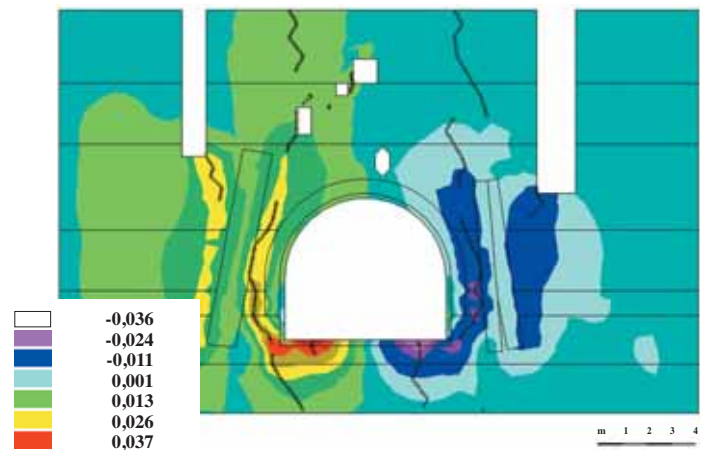
Obr. 9 Tunel Mrázovka – 2. etapa
Fig. 9 The Mrázovka tunnel – Phase 2



Obr. 10 Tunel Mrázovka – tunel
Fig. 10 The Mrázovka tunnel – Tunnel



Obr. 11 Kolektor Panská ul. – Exico – 1. látka
Fig. 11 The utility tunnel Panská Street – Exico – top heading



Obr. 12 Kolektor Panská ul. – Exico – tunel
Fig. 12 The utility tunnel Panská Street – Exico – tunnel bottom

jsou uvedeny trajektorie lokální virtuální ztráty stability, které by svým dalším vývojem mohly vést k některému typu globální ztráty stability.

Další aplikace zobrazují typické trajektorie LVZS zemního nadloží tunelu **Březno**. Zřejmý je vývoj trajektorií v závislosti na hloubce raženého tunelu. Tunel je vyražen v plné ploše v úrovni cca 5 m (obr. 4), v 10 m (obr. 5) a ve 20 m (obr. 6) pod terénem. Konfigurace trajektorií se v bezprostředním okolí tunelu v závislosti na hloubce příliš neliší, avšak dosažené hodnoty jednotlivých bodů trajektorií se liší podstatně od max. 0,52 % u obr. 4, přes 1,021 % u obr. 5 na 2,044 % u obr. 6 a signalizují v závislosti na hloubce ražby tunelu možnost lokální virtuální ztráty stability hominového masivu.

Dalšími aplikacemi jsou zobrazení průběhů trajektorií LVZS zemního prostředí u tunelů **Mrázovka I a II**. Oba tunely byly raženy v obtížných inženýrskogeologických podmínkách, které vyžadovaly neustálé sledování komplexním systémem monitoringu, doplňovaným podrobnými výpočty zejména v oblasti pod zástavbou ulice Ostrovského a později U Nikolajky. Právě typ tohoto sledování je vhodný pro aplikaci trajektorií (LVZS) zemního prostředí, neboť preventivně signalizuje možné pohyby zemního prostředí a pomáhá řízení geotechnických rizik (obr. 7, obr. 8, obr. 9, obr. 10), které si bez LVZS nelze již představit.

Závažné aplikace trajektorií LVZS zemního prostředí se jeví v prostoru uliční městské oboustranné zástavby pozemními objekty se soustavou inženýrských sítí, což se zpravidla naskytá při ražbě kolektorů (Panská ul., Jindřiská, Politických vězňů, Vodičkova). **Ražba v ulici Panské** pod hotelem Palace a objektem Exico byla chráněna z obou stran tryskanými pilíři, dvojitými na straně pravé, jednoduchými většího průměru na straně levé. Díky tryskaným pilířům se trajektorie vyhýbají základům zástavby a směřují k povrchu ulice, a to jak při vlastní ražbě (obr. 11), tak i po jejím ukončení (obr. 12), avšak postupně zasahují inženýrské objekty sítí, což může být pro tyto objekty nepříznivé.

DOC. ING. VÁCLAV HORÁK, DrSc.

the trajectories at the individual points differ substantially, from maximally 0.52 % in Fig. 4 through 1.021 % in Fig. 5 to 2.044 % in Fig. 6, which signals a possible increasing LVLS of the ground environment around the tunnel.

Other applications are images of the paths of trajectories of the LVLS of ground environment at the **Mrázovka I and II** tunnels. Both tunnels were excavated in difficult engineering geological conditions that required continual observation by a comprehensive monitoring system, which was complemented by detailed calculations, mainly in the area of Ostrovského and later U Nikolajky streets. This particular type of observation is especially suitable for the application of the trajectories of the LVLS of ground environment, because it preventively signals potential movements of the ground environment, and helps in the geotechnical risk management system (Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9, Fig. 10), which one cannot imagine any more without the LVLS of ground environment.

As significant applications of the trajectories of the LVLS of ground environment we can consider the applications to streets with buildings along either side and with a system of utility networks, i.e. sewer ducts, tunnels, water mains and gas pipelines etc. This situation is typical of the excavation of utility tunnels (Panská Street, Jindřiská, Politických vězňů, Vodičkova streets). **The excavation in Panská Street** under Palace Hotel and the Exico building was protected on both sides by jet grouted columns, double ones on the right side and simple (of a larger diameter) on the left side. Thanks to the jet grouted columns, the trajectories do not touch foundations of the buildings, and they lead to the street pavement, both during the excavation work proper (see Fig. 11) and after its completion (see Fig. 12). They, however, pass through utility networks, which can be unfavourable for those structures.

DOC. ING. VÁCLAV HORÁK, DrSc.

LITERATURA / REFERENCES

Horák Václav: Inverse Variational Principles of Continuum Mechanics R AN ČSAV 1969; IVP of Thermodynamics of Solids, R AN ČSAV 1970; IVP in Fracture Mechanics and Thermodynamics of Solids R AN ČSAV 1972; IVP in Mechanics of Rigid Bodies Carrying Structures Proc Cof. 1987; Mathematical Modelling in Mechanics and Thermodynamics of Grained Solids Proc. Cof. 1990

ŠTOLA V PODLOŽÍ PŘEHRADY BYSTRĚČKA JAKO OPATŘENÍ K ZAJIŠTĚNÍ STABILITY HRÁZE

GALLERY IN THE BASE OF THE BYSTRĚČKA DAM AS A MEASURE FOR STABILISATION OF THE DAM'S WALL

MARTA DOLEŽALOVÁ, JIŘÍ ŠVANCARA, VÁCLAV TORNER

Přehrada Bystrčeka slouží v současnosti vedle rekreačního využití především pro ochranu před povodněmi. Již v minulosti byla prováděna opatření ke zvýšení stability zděného hrázového tělesa, v rámci generální opravy v letech 1965 až 1968 byla 36,5 m vysoká hráz kotvena do podloží. Na přehradní hrázi se začaly vyskytovat v devadesátých letech závažné poruchy a vodní dílo vyžadovalo opravu. To byl důvod, proč vlastník – Povodí Moravy – rozhodl o provedení nutných opatření. Postupně byly zpracovány podklady včetně matematických modelů, které přinesly komplexní pohled na problematiku bezpečnosti a spolehlivosti. Bezpečnost přehrady je závislá především na vodotěsnosti a integritě zdiva, podkladového betonu a podloží. Vedle záměrů opravy, která by zastavila nepříznivý vývoj stárnutí hráze, byla prověřována i rizika přelití hráze během extrémních povodní a hodnoceny možnosti ke zlepšení operativního řízení odtoku. Příspěvek popisuje stav přehrady před rekonstrukcí včetně numerické analýzy stability a průsakových poměrů díla, koncepci rekonstrukce a její vliv na stabilitu přehrady a aktuální stav prací po zahájení rekonstrukce. Dokumentuje se také rozsah prací prováděných hornickým způsobem.

INFORMACE O VD BYSTRĚČKA

VD Bystrčeka (obr. 1) je první a jediná z plánovaných nádrží, které byly projektovány v povodí Vsetínské Bečvy pro napájení průplavu dunajsko-oderského. Průzkum pro výstavbu přehrady byl zahájen v roce 1903, první etapa stavby začala na jaře 1908 pracemi spojenými s ražbou obtokových štol a dokončena převedením toku Bystrčeka štolami v dubnu 1910. Vlastní výlom štol byl započat v červnu 1908 současně z obou stran. V letech 1910 a 1911 probíhala výstavba zděné hráze vysoké 36,5 m. Stavba byla dokončena koncem roku 1912. Podle manipulačního řádu je hlavním účelem díla ochrana před povodněmi – snížení kulminačních průtoků v korytě Bystrčeka pod nádrží s částečnou ochranou na dolním toku Bystrčeka a Vsetínské Bečvy. V roce 1997 se na VD Bystrčeka vyskytla situace s kulminačním průtokem odpovídajícím přibližně stoleté povodni, při kterém byla dosažena maximální hladina v nádrži.

V letech 1965–1968 se uskutečnila generální oprava díla zajišťující kotvením stabilitu hráze v souvislosti se zvýšením hladiny zásobního prostoru. Z 26 lanových kotev, předepnutých na průměrné zatížení 3700 kN na jednu kotvu, bylo v roce 1970 plně funkčních již jen 25. Při kontrole napětí na jednotlivých kotevích v roce 1994 se nepodařilo vůbec předepnout čtyři kotvy v údolní části, kde přehrada dosahuje maximální výšky. U jedné z nich dokonce došlo k přetržení lana při asi 70% předepnutí. Na tomto laně se uskutečnily metalografické rozbory se závěrem, že nejpravděpodobnější příčinou přetržení při novém předpínání byly nedostatky při výrobě kabelu dané špatnou kvalitou drátu v kombinaci



Obr. 1 VD Bystrčeka – přehledná situace

Fig. 1 Bystrčeka Dam – General Arrangement

Apart of being a recreational facility, the Bystrčeka dam is mainly used for flood protection. Within the scope of the general remedial works carried out in the period 1965 to 1968, an attempt was made to increase the stability of the 36,5 m high masonry dam by cable anchors. The steel cable anchors were installed in boreholes deepened from the crest of dam to the bedrock. However, in the 90-ties of the last century the masonry dam started to show serious defects, which called for repairs of the whole structure. This resulted in the decision of the Management of the Morava River Basin, the owner of the dam to start with the necessary remedial measures. The background data developed gradually for the purpose and supported by relevant numerical models brought around a complex view on the safety and reliability of the dam. Safety of the dam depends mostly on the water-tightness and integrity of the stone masonry, foundation concrete and bedrock. Apart of the obvious intentions to stop the deterioration of the masonry, the risks of overtopping the dam under extreme flood conditions and the possibilities of improving the water release control were evaluated. The paper describes the stability and seepage conditions of the dam before reconstruction analysed by numerical models, concept of the reconstruction and its impact on the overall stability of the dam, and the current situation of remedial works. Works performed by mining methods are outlined as well.

BYSTRĚČKA DAM – BACKGROUND INFORMATION

The Bystrčeka dam is the first and only dam of the planned impoundments, which were designed in Vsetínska Bečva River Basin to supply the Dunaj-Odra Channel with water (Figure 1). The site investigation commenced in 1903. The construction started in spring 1908 by tunnelling the bypass galleries and finished by passing the river via these galleries in April 1910. The excavation of tunnels started in June 1908 and it was done simultaneously from both ends. The 36,5m high masonry dam was built in the period 1910 to 1912. According to the Regulations, the dam is intended mainly for flood protection purposes, reduction of cumulative flows through the Bystrčeka River under the dam, and a partial protection of flows in the lower Bystrčeka and Vsetínska Bečva rivers. The magnitude of the culminated flows of the 1997 floods represented approximately the magnitude of a one hundred year flood at the dam. During the flood the reservoir level reached its maximum.

In the process of the repair works from 1965 to 1968, steel cable anchors were installed from the crest of dam to the bedrock in order to strengthen the dam. This was necessary in view of the required raising the supply level. However, from the 26 original cable anchors, pre-stressed for an average load of 3700kN per anchor, only 25 were still fully functional in the year 1970. During checking the prestress in 1994, four of these anchors, situated in the valley section with maximum height of the dam, could not be tensioned at all. One of them actually snapped when 70 % of the specified load was applied to it. This cable was then submitted to metal-graphic analysis, which suggested that the failure was most probably due to a bad quality of wires used for its fabrication and the attack by corrosion amplified by the cable's exposure to a high stress over a prolonged period.

The unsatisfactory situation was worsened still further by separation of the upstream stone facing from the dam body, as was discovered in the 90ties of the last century. The situation was handled by temporary measures like completing the measuring devices for observation and continuous monitoring of the dam including remote data transfer. Investigation was contracted and carried out in order to produce input data for numerical models aiming at analysis of stability and seepage conditions of the dam. The preparatory works commenced in 1995. Due to their complexity they had to be divided into several phases. The work was finished by submission of the Technical Report in 2002, which offered a number of alternative solutions to the problem [1].

STABILITY AND SEEPAGE CONDITIONS OF THE DAM BEFORE RECONSTRUCTION MODELLING CONCEPT

According to the assignment, the first modelling phase aimed at:

- Assessment of the dam's stability taking into account the influence of the anchors (0; 50; 100%) and other safety measures (grout curtain, drainage);

s přidavnými korozními účinky při dlouhodobém provozu kabelu v zatíženém stavu.

Navíc se v polovině 90. let začala výrazněji projevovat porucha spočívající v odtržení větší části obkladní zdi na návodní straně od hráze. Situace byla řešena dočasnými opatřeními. Byla doplněna zařízení pro měření a pozorování včetně kontinuálního sledování a dálkového přenosu dat. Byly zadány průzkumné práce s cílem zajistit podklady potřebné pro modelové výpočty stability a průsakových poměrů díla. Přípravné práce byly zahájeny v roce 1995 a pro svou náročnost probíhaly v několika etapách. Byly ukončeny v roce 2002 zpracováním technické studie, která předložila možné varianty řešení [1].

STABILITNÍ A PRŮSAKOVÉ POMĚRY PŘEHRADY PŘED REKONSTRUKCÍ

KONCEPCE MODELOVÉHO ŘEŠENÍ

Podle zadání cílem první etapy modelového řešení bylo

- posouzení stability přehrady s přihlédnutím k účinku kotev (0; 50; 100 %) a dalších zabezpečovacích prvků (injekční clona, drenáž);
- prognóza napjatosti a přetvoření přehrady při provozu a v mezním stavu jako podklad pro monitoring a varovné stavy.

Doplňkový inženýrskogeologický průzkum pomocí vrtů dlouhých 77 m hloubených z koruny hráze do podloží a na vzdušné straně hráze prokázal diskontinuitní povahu celého zkoumaného prostředí. Podloží je tvořeno dvěma horninovými celky (souvřství pískovců a slepenců a souvrství jílovitých břidlic) se zcela odlišnými přetvárnými a pevnostními charakteristikami a kromě vrstevných ploch se vyskytují tři další systémy puklin [2]. Vrtů a vodní tlakové zkoušky ukázaly existenci spár mezi vyrovnávacím betonem a zdívem, značnou heterogenitu vlastního zdíva a propustnost podkladového betonu (obr. 2). Z těchto důvodů byla namísto původně plánované metody konečných prvků vybrána metoda oddělených prvků a pro řešení byl použit programový systém UDEC (Universal Distinct Element Code) [3]. UDEC řeší rovinný problém mechaniky diskontinua, konkrétně problém interakce bloků spojených s kontakty. Typickým příkladem takového prostředí je puklinový horninový masiv [4].

Pro řešenou problematiku přehrady Bystřička byla důležitá zejména schopnost metody UDEC

- řešit napjatost a přetvoření podloží a zdíva nejen za normálních provozních podmínek, ale i za podmínek mezních, tj. modelovat proces porušení a vytváření smykové plochy,
- modelovat proudění v puklinách deformujícího se horninového prostředí a proudění ve spárách zdíva,
- řešit sdružený problém nejen mechanicko-hydraulický, ale i mechanicko-tepelný pro nespojitě prostředí přehradního zdíva a skalního podkladu.

V rámci první etapy řešení [5, 6] se realizovaly sblížovací výpočty k výsledkům měření a parametrická studie vlivu smykové pevnosti kontaktů beton – podloží a zdíva – beton na bezpečnost přehrady proti usmyknutí při maximální hladině 386 m n. m. Byl zjišťován také vliv předpětí kotev na stabilitu hráze v mezních podmínkách.

- Prediction of the stresses and strains of the dam and its foundation during the reservoir operation and at the limit state in order to get input data for monitoring and warning stages.

The supplementary geological investigation making use of 77 m deep boreholes drilled from the crown of the dam to the bedrock and also of boreholes on the downstream side demonstrated the discontinuous nature of the masonry dam and its foundation. The bedrock consists of two formations (sandstone and conglomerate stratum and clayey shale) featuring entirely different deformation and strength characteristics. Furthermore, the rock mass is weakened by three joint systems [2]. The water pressure tests confirmed existence of discontinuities between the concrete bed and the stone masonry, heterogeneity of the masonry and permeability of the concrete bed (an up to 3 m thick concrete layer between the masonry and bedrock, Figure 2). This was the reason for replacing the Finite Element Method (FEM), which was originally selected for the numerical analysis, by Distinct Element Method (Universal Distinct Element Code). UDEC solves plane strain problems of a set of blocks connected by joints and the jointed rock mass can be considered as a typical example of this medium [4].

The selection UDEC was supported by the capabilities of the code

- to calculate stresses and deformation of masonry and jointed bedrock not only for normal operational conditions but also for the limit state, i.e. to simulate the process of failure and formation of slip surfaces,
- to model the fluid flow through the joints of deforming rock mass and the masonry,
- to deal with the coupled mechanical-hydraulic and mechanical-thermal problems of discontinuous media like masonry and jointed rock.

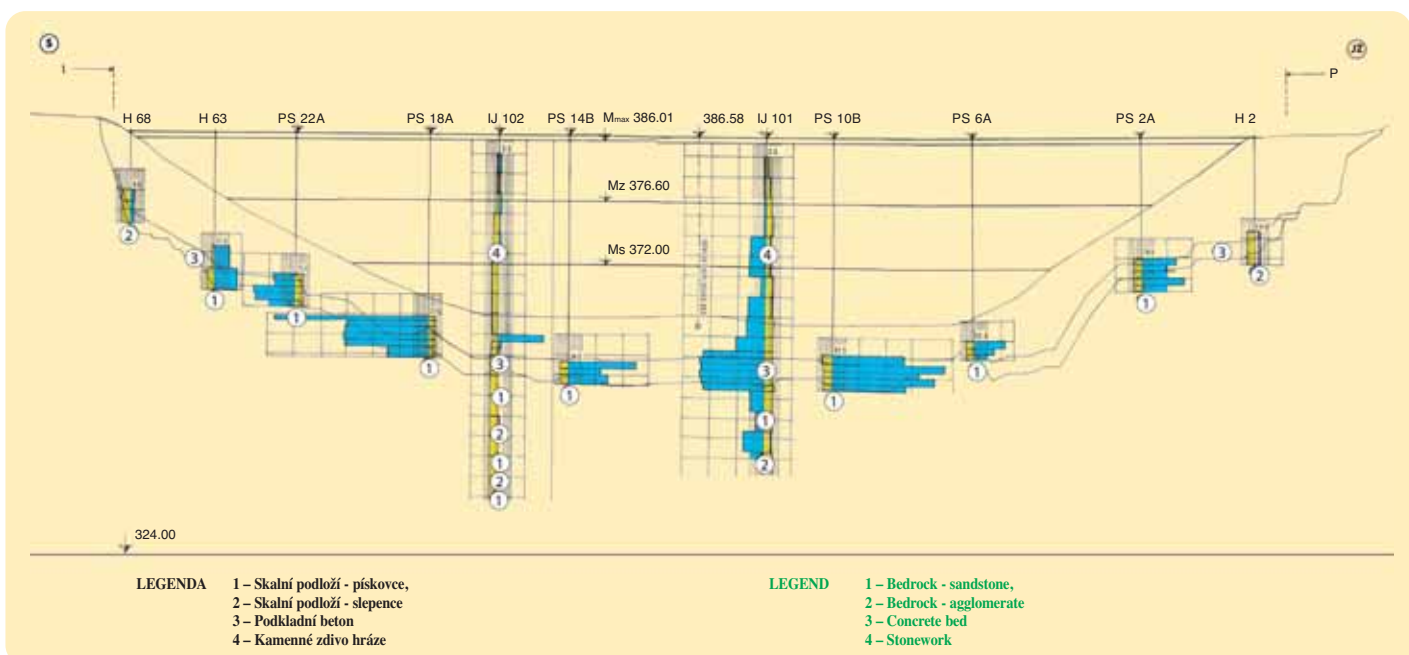
The first modelling phase [5,6] dealt with the calibration of the model according to the measurement results and a parametric study analysing the influence of the shear strength of the bedrock/concrete contact and the concrete bed/masonry interface on the stability of the dam. Namely, the slip failure hazard of the dam at maximum water level El. 386 was analysed. The effect of the pre-stress of the cable anchors on the stability of the dam at limit state was investigated as well.

The basic assumptions of the analysis could be summarised as follows:

- a two-dimensional problem under plane strain conditions is considered,
- the joints systems in the bedrock are persistent and perpendicular to the cross section of the dam,
- the fluid flow through joints is calculated according to the “cubic law”,
- effective stresses in the joints and total stresses in the blocks are calculated,
- the Mohr-Coulomb elastic-perfectly-plastic constitutive model with constant Young’s modulus for loading and unloading up to the moment of failure is used for the blocks,
- the same constitutive model or its version is applied for the contacts; here the cohesion and tensile strength are lost when the peak strength is exceeded,
- the effect of pre-stress of the cable anchors is modelled by means of appropriate nodal forces acting on the crown of the dam and in the bedrock.

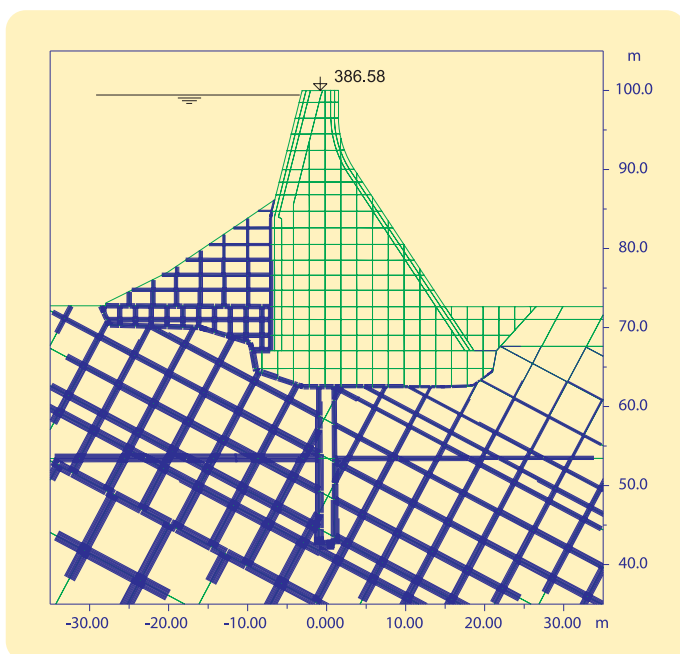
RESULTS OF THE SOLUTION

The calibration of the model according to the measurement results resulted in an acceptable agreement of the calculated values with the measured deformations



Obr. 2 Výsledky vodních tlakových zkoušek (1997) v podélném řezu hrází

Fig. 2 Results of borehole water pressure tests (1997) in the longitudinal section of the dam

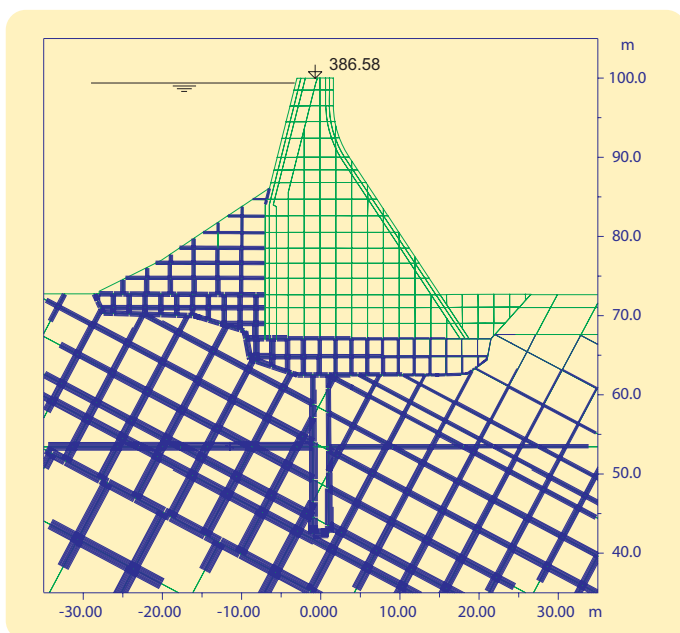


Obr. 3a Vývoj pórových tlaků při maximální hladině 386 m n. m. za předpokladu, že podkladový beton je nepropustný

Fig. 3a Pore pressure distribution at maximum reservoir level EL.386.0 according to the stability analysis assuming impermeable concrete bed

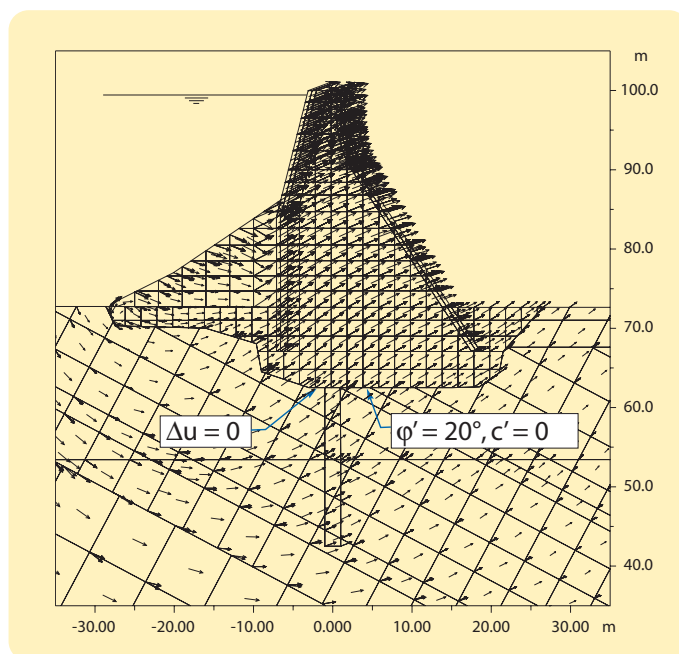
Zjednodušující předpoklady řešení lze shrnout takto:

- řeší se dvojrozměrný problém v podmínkách rovinného přetvoření,
- diskontinuity v podloží jsou průběžné a jsou orientovány kolmo na posuzovaný příčný řez hrází,
- modeluje se proudění v puklinách a průtok puklinou se počítá podle kubického zákona tečení,
- v puklinách se vypočítávají efektivní napětí, v blocích napětí totální,
- pro bloky se aplikuje ideálně pružný plastický model s Mohr-Coulombovou teorií porušení (konstantní a stejný přetvárný modul při přetížení a odlehčení až do okamžiku porušení),
- pro kontakty se aplikuje stejný konstitutivní model nebo jeho varianta, kdy po dosažení vrcholové pevnosti nastupuje reziduální pevnost s nulovou soudržností a tahovou pevností,
- účinek předpětí kabelových kotev se modeluje příslušnými silovými účinky na korunu hráze a v podloží.



Obr. 4a Vývoj pórových tlaků při maximální hladině 386 m n. m. za předpokladu, že podkladový beton je propustný

Fig. 4a Pore pressure distribution at maximum reservoir level EL.386.0 according to the stability analysis assuming permeable concrete bed

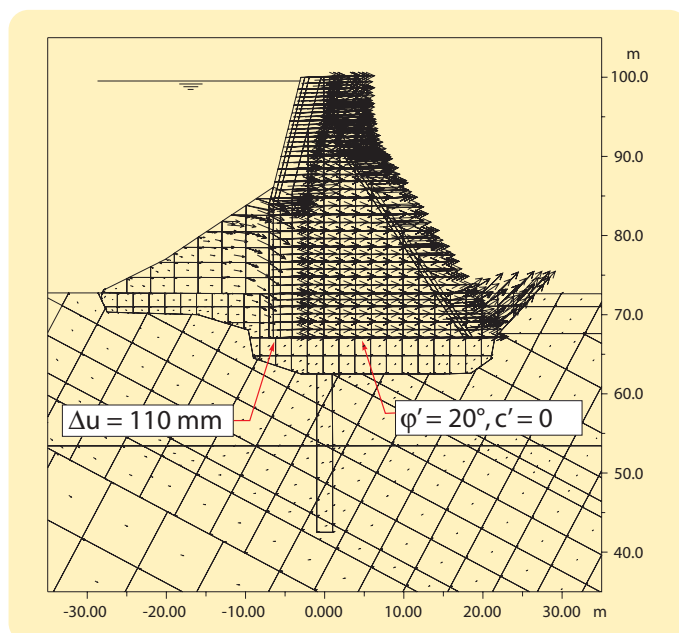


Obr.3b Vektory posunů při maximální hladině 386 m n. m., redukováné smykové pevnosti ($\phi = 20^\circ, c = 0$) a nepropustném podkladovém betonu – k usmýknutí přehrády nedochází

Fig. 3b Displacement vectors at maximum reservoir level EL.386.0 according to the stability analysis assuming impermeable concrete bed; no failure occurs

(horizontal deflection of the crown of 4 mm at the max. storage water level of EL. 376.60 per calculation and per measurements) and leakage (0.14 l/sec per calculation and 0.10 to 0.07 l/sec per measurements).

Conditions and mechanisms that could cause the dam to failure were evaluated. This was done for cases at which the dam and the dam/bedrock contact would be exposed to the extremely unfavourable conditions: the anchors, the grout curtain and the drainage are out of work, the shear strength of the dam/bedrock contact is reduced (angle of friction of $\phi = 20^\circ - 30^\circ$ with zero cohesion and tensile strength) and the reservoir level reaches the maximum EL. 386.00. Figure 3a shows pore pressures in the bedrock, which were calculated assuming that the concrete bed is impervious. Figure 3b shows the relevant vectors representing the dam's displacements, which attest that the dam would not slip along the concrete bed/bedrock contact even under these extreme conditions – provided that the concrete bed is impervious.



Obr. 4b Vektory posunů při maximální hladině 386 m n. m., redukováné smykové pevnosti ($\phi = 20^\circ, c = 0$) a propustném podkladovém betonu – dochází k usmýknutí přehrády

Fig. 4b Displacement vectors at maximum reservoir level EL.386.0 according to the stability analysis assuming permeable concrete bed; failure occurs

VÝSLEDKY ŘEŠENÍ

Pomocí sblížovacích výpočtů k výsledkům měření bylo dosaženo celkem vyhovující shody vypočtených a naměřených deformací (vodorovný posun koruny 4 mm při dosažení maximální zásobní hladiny na kótě 376,60 m n. m.) a průsaku (0,14 l/sec podle výpočtu a 0,10 – 0,07 l/sec podle měření).

Zavedením extrémně nepříznivých podmínek pro základovou spáru (nefunkčnost kotev, injekční clony a drenáže a minimální smyková pevnost základové spáry daná redukováním úhlem tření $\varphi = 20^\circ - 30^\circ$ a absencí soudržnosti a tahové pevnosti) a maximální hladiny v nádrži 386 m n. m. byly na modelu zjišťovány podmínky a mechanismus porušení přehrady. Na obr. 3a jsou vykresleny pórové tlaky v podloží vypočtené za předpokladu, že podkladní beton je nepropustný. Odpovídající vektory posunů na obr. 3b svědčí o tom, že k usmyknutí přehrady podél základové spáry nedochází ani za těchto nepříznivých podmínek, je-li podkladní beton nepropustný.

Je-li podkladní beton propustný a vznikne plný vztlak na kontaktu přehradního zdiva a podkladního betonu (obr. 4a) a zavedeme-li výše uvedenou redukovanou smykovou pevnost, k usmyknutí přehrady podél této spáry dojde a vznikne smykový posun až 110 mm (obr. 4b).

Parametrická studie vlivu úhlu tření ukázala, že stupeň stability přehrady podél kontaktu zdivo – beton se rovná $F = 1$ při $\varphi = 30^\circ$, kdy lze pozorovat započítí smyku, který se však ustálí s rozdílem posunů 4 mm. Zavedení kotev pro tento počínající mezní stav ukázalo, že pomocí kotev s předpětím 530 kN/bm lze tento pohyb zpomalit, ale nelze mu zabránit.

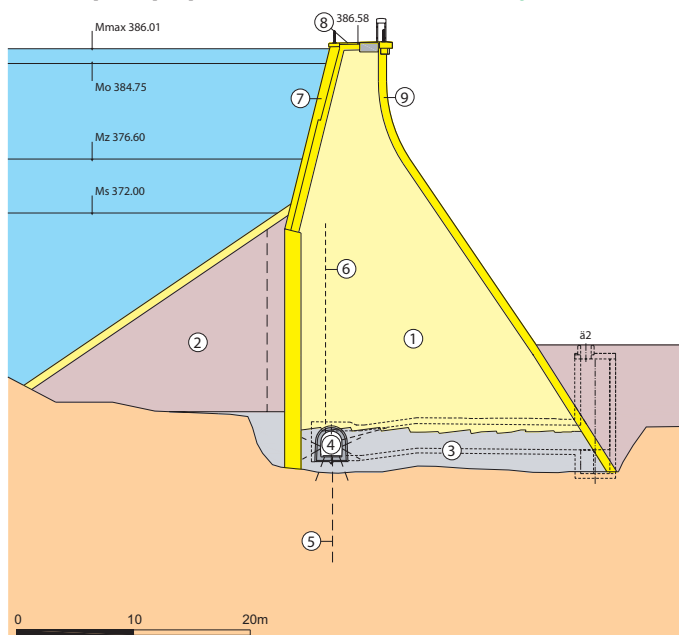
Účinné opatření je snížení hladiny na úroveň zásobního prostoru 376,60 m n. m. Při této hladině je i při $\varphi = 30^\circ$ rozdíl posunů zdiva a betonu jen 0,2 mm a k započítí smyku nedochází.

Přešetření mobilizace smykové pevnosti v základové spáře a podél kontaktu zdivo – beton podle numerických výstupů umožnilo kvantifikovat účinnost zabezpečovacích prvků přehrady. Nejúčinnější je injekční clona, která snižuje mobilizaci smykové pevnosti v základové spáře v průměru o 61 – 67 %. Drenáž vykazuje účinnost v tomto smyslu 15 – 25 % a kotvy jen 3 – 7 %.

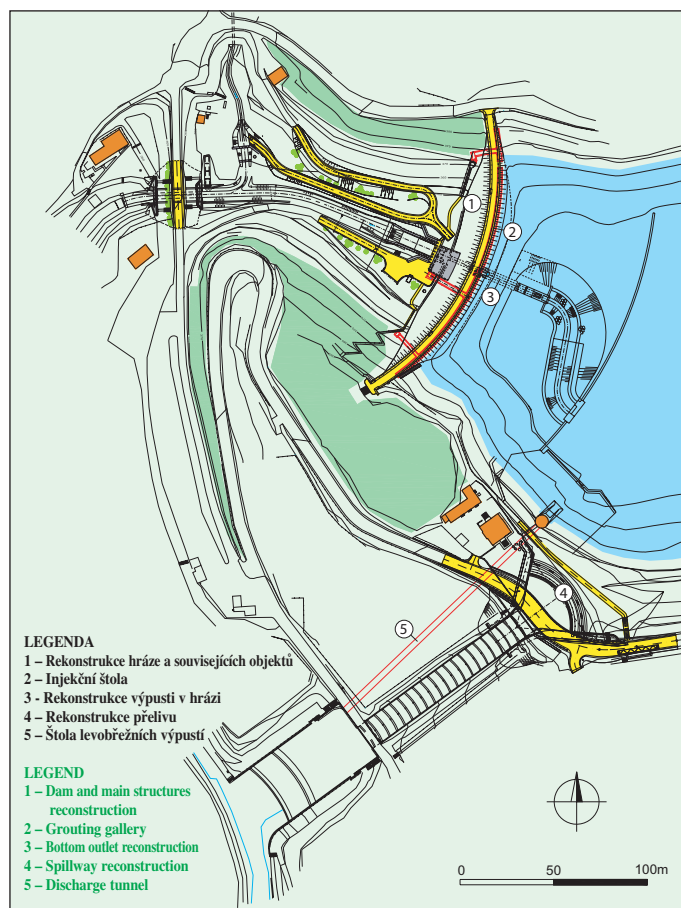
Podle modelového řešení může tedy být stabilita přehrady ohrožena nikoliv korozí kotev, nýbrž jejím stavem, tj. propustností a potenciálně nízkou smykovou pevností podkladního betonu a kontaktu zdivo – beton. Podle tohoto zjištění by měly být další etapa rekonstrukce a program měření a pozorování soustředěny na zjišťování, zlepšování a kontrolní sledování tohoto stavu.

V roce 2000 byla zpracována druhá etapa modelového řešení [7], kde byl analyzován vliv změny teploty na napjatost zdiva. Pomocí sdružených mechanicko-termálních a mechanicko-hydraulických úloh byly provedeny sblížovací výpočty k výsledkům mimořádných měření realizovaných na přehradě v roce 1999.

LEGENDA	LEGENDA
1 – Zděná hráz	1 – Stone masonry dam
2 – Příspěp hráze	2 – Earthfill
3 – Podkladní beton	3 – Concrete bed
4 – Injekční štola	4 – Grouting gallery
5 – Injekční clona	5 – Grout curtain
6 – Drenážní systém hráze	6 – Drainage system
7 – Oprava zdiva návodního líce hráze	7 – Upstream stonework face repair
8 – Rekonstrukce koruny hráze	8 – Reconstruction of the dam crest
9 – Oprava zdiva vzdušného líce hráze	9 – Downstream stonework face repair
Š2 – Manipulační a přístupová šachta	Š2 – Access and handling shaft



Obr. 6 Příčný řez hrází s injekční štolou
Fig. 6 Cross section through the dam wall and grouting gallery



Obr. 5 Situace hráze s vyznačením štol
Fig. 5 Layout drawing of the dam and galleries

Should the concrete bed be permeable and the full uplift force acts on the masonry/concrete bed interface (Figure 4a), and should the above mentioned reduced shear strength be applied, then slip failure of the dam along this interface occurs with a shear displacement up to 110 mm (Figure 4b).

The parametric study of the angle of friction showed that the degree of the dam stability along the masonry/concrete bed interface is $F = 1$ at $\varphi = 30^\circ$ at which point the shearing begins and then stabilises at a shift of 4 mm. Introduction of anchors pre-stressed to 530 kN/m showed that this movement may be slowed down but not prevented.

Lowering of water level in the reservoir to EL. 376.60 could solve the problem. The shift between the masonry and concrete, at this water level, amounts to only 0.2 mm and slip would not occur even at $\varphi = 30^\circ$.

Analysis of the shear strength mobilisation at the bedrock/concrete bed contact and along the concrete bed/masonry interface according to the numerical results, allowed quantifying effectiveness of the applied safety measures. The most effective appears to be the application of the grout curtain. It reduces the shear strength mobilisation along the concrete bed/bedrock contact, in average, by 61 to 67%. In this regard, the reduction of 15 to 25% is achieved by drainage and 3 to 7% by anchors.

According to the findings of the numerical solution, the stability of the dam is then threatened not by the corrosion of the anchors but the dam's poor condition, i.e., permeability and potentially low shear strength of the concrete bed and its contact with the masonry. According to this, the next phase of the reconstruction and a programme of measurements should then concentrate on investigation, improvement and monitoring of this state.

The second modelling phase was carried out in the year 2000 [7]. Its task was to analyse the impact that the temperature changes would have on stress state of the dam. Solution of a series of coupled mechanical-thermal and mechanical-hydraulic problems enabled to simulate the operational trial with extraordinary measurements carried out at the dam in 1999. During that year the water level in the reservoir was manipulated in such a way that there were periods of increasing temperatures at the constant water level (March 1999) and decreasing temperatures at the constant water level (November 1999). This allowed the determination of thermal loading of the dam, which, according to the model, is substantial. It was realised that during the period of the temperature decrease, stresses along the perimeter of the dam could exceed the tensile strength, which would lead to irrecoverable plastic deformations. This would then result in a deterioration and separation of the contact between the dam body and its stone facing.

V průběhu roku byla hladina v nádrži řízena tak, že vznikla období se zvýšením teploty při konstantní hladině (březen 1999) a snížením teploty při konstantní hladině (listopad 1999). To umožnilo zjistit tepelné namáhání zdiva, které je podle modelu značné. Při ochlazení dochází k překročení tahové pevnosti podél obvodu zdiva a vznikají nevratné deformace, které mohou vést k postupné degradaci kontaktu zdiva a vnějšího oblaku.

REKONSTRUKCE HRÁZE

Podle zadání vlastníka díla měla oprava hráze zamezit pokračování projevů stárnutí a degradace tělesa hráze a podloží. Situace byla hodnocena jako naléhavá. Navrhovaná opatření mají zajistit těsnost hráze a podloží a stabilizaci poměrů pro další období provozu.

Koncepce řešení byla navržena v rámci technické studie zpracované společností AQUATIS v březnu 2002 [1]. Studie řešila rekonstrukci VD komplexně. Kromě rekonstrukce hráze byla navržena i rekonstrukce přelivu. Stěžejním prvkem v návrhu opravy hráze je dodatečné vybudování vícestupňové injekční štoly, která umožní sanaci podkladního betonu, rekonstrukci injekční clony, odvodňování a monitoring (obr. 5, 6 a 7). Se štolou se vyřeší také napojení těsnících prvků hráze do podloží. Za běžných provozních situací štola, doplněná injekční clona a drenážní vrty stabilizují vztlak v základové spáře. Po ztrátě účinků kotvení je snížení vztlaku jedním z hlavních efektů ve prospěch celkové stability. Nesmí ale dojít k nekontrolovanému vzestupu vztlaku na vzdušné patě hráze, což vylučuje úvahy o možnosti přelití hráze při extrémních povodních.

PŘÍPRAVNÉ PRÁCE

V létě 2002 vlastník díla Povodí Moravy, s. p., vypsal veřejnou obchodní soutěž na zpracování projektové dokumentace pro stavební řízení (dále DSP). Součástí DSP [8] bylo zajištění potřebných průzkumů a výzkumů. Jednalo se především o doplňující inženýrskogeologický průzkum, modelové výpočty stability hráze v průběhu a po provedení rekonstrukce, hydraulické posudky [11] a stavebně-technický průzkum betonových konstrukcí.

Průzkumy byly zaměřeny hlavně na ověření základových podmínek hráze v souvislosti s předpokládanou ražbou injekční štoly v tělese hráze. Rozhodující průřezná díla (štoly) byla situativně navržena tak (obr. 5), aby byla využita jako součást injekční štoly provedené během rekonstrukce hráze.

V rámci průzkumu bylo požadováno ověření kvality podkladních betonů a zdiva hráze a stanovení hodnot fyzikálně-mechanických parametrů využitých pro modelové výpočty. Bylo požadováno také zjištění průběhu rozhraní beton – zdivo, resp. beton – podložní horniny pro návrh výškového umístění injekční štoly. S ohledem na provádění průřezných prací při napuštění nádrže byly štoly raženy převážně ručně. Podmínky trhacích prací byly stanoveny na několik zkušebních odstřelů.

Průřezné štoly ražené podél rozhraní beton – zdivo přinesly pozoruhodné výsledky. Laboratorní zkoušky sto let starého betonu ukázaly, že jde o velmi heterogenní, porézní materiál (21 %) s vysokou propustností ($k = 10^{-5}$ m/sec). Nejde však o materiál dezintegrováný. Tuhost a pevnost betonu je vyšší, než se očekávalo: přetvárný modul 15 až 27 GPa, jednoosá tlaková pevnost 9 až 35 MPa.

RECONSTRUCTION OF THE DAM

The goal of the assignment, as specified by the dam's owner, was to find a way how to stop the deterioration and degradation process of the dam body and its foundation and to do so urgently. The proposed measures were expected to ensure that the masonry dam and its foundation are water tight, and would stabilise the seepage conditions for a long-term exploitation period. The company AQUATIS developed the concept of the dam's reconstruction in March 2002 [1]. The study dealt with reconstruction of the dam in its entirety. It proposed reconstruction not only of the masonry dam but also of its overflow section. The construction of a multipurpose gallery for grouting became the pivotal part of the proposed activity. The gallery can facilitate the rehabilitation of concrete bed, reconstruction of grout curtain, drainage and monitoring (Figures 5, 6 and 7). Furthermore, the gallery allows the sealing of the dam to be connected to the bedrock. Thus the gallery, supplemented grout curtain and drainage holes could be expected to stabilise the uplift force acting on the foundation joint under normal operational conditions. In view of the deterioration of the cable anchors, reduction of the uplift force became one of the main contributing factors positively influencing the dam's overall stability. However, an uncontrolled increase of uplift acting on the downstream side of the dam must not occur and therefore overtopping of the dam during extreme floods would entirely be excluded.

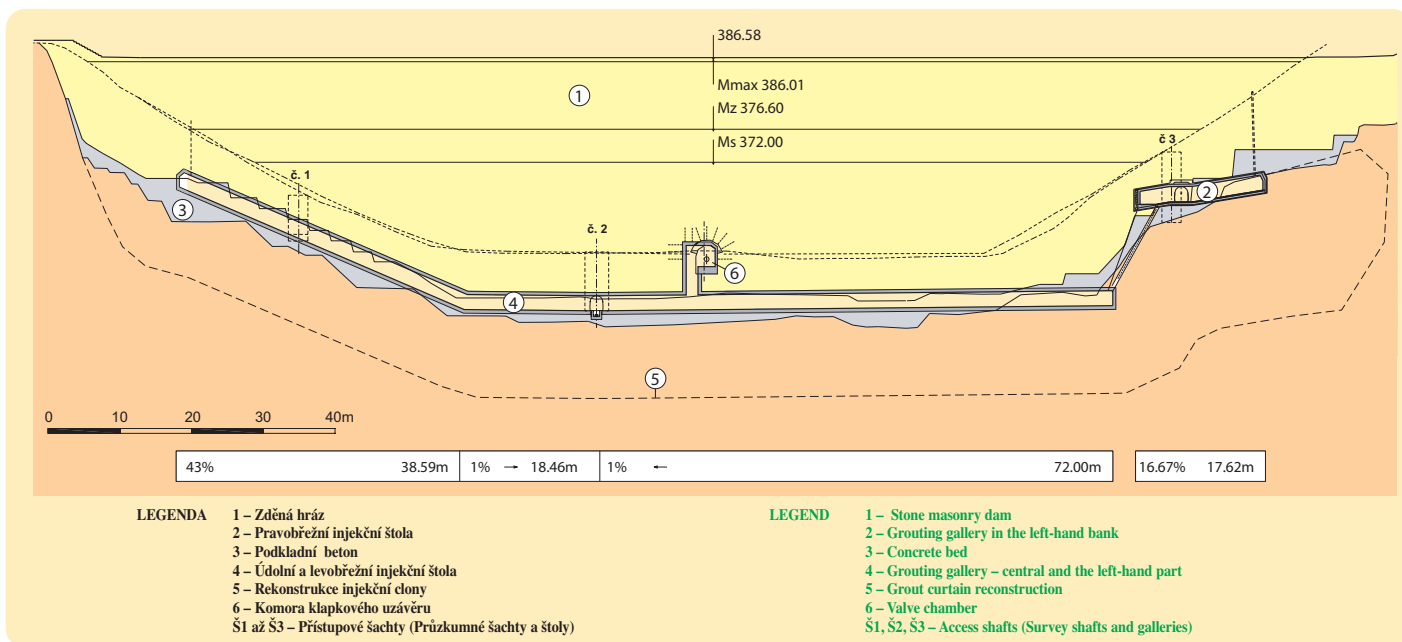
PREPARATORY WORKS

In summer 2002, Morava River Basin a.s, the owner of the dam, issued a public tender for development of the project documentation for Management of the Construction Proceeding (further MCP). A provision of the investigation and research needed for the MCP documentation [8] formed a part of the tender. It concerned, first of all, the follow up on the engineering-geological investigation, stability assessment of the dam during and after the reconstruction using numerical models, hydraulic expert opinion [11] and investigation and testing of concrete structures.

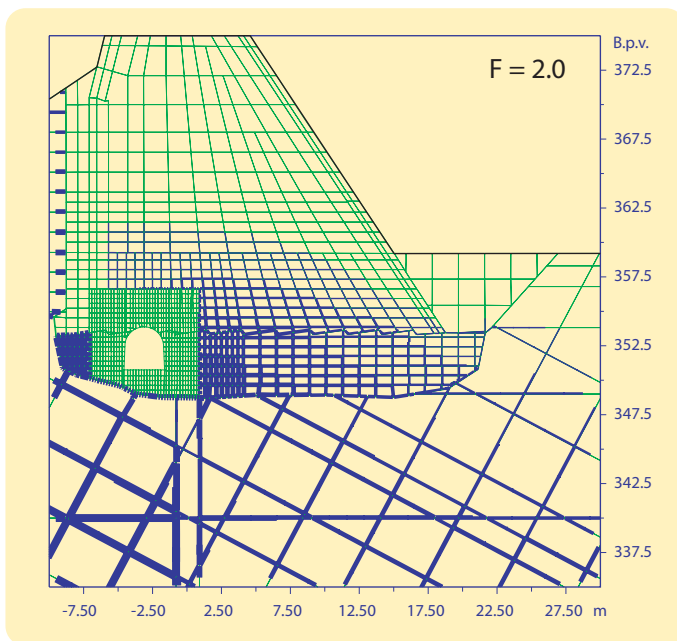
The main task of the investigation was to determine the condition of the dam foundation, bearing in mind the proposed excavation of the multipurpose gallery. The tunnelling works, necessary for the investigation purposes (Figure 5), were planned in such a way that the exploratory adits could eventually serve as a part of the final multipurpose gallery to be excavated during the reconstruction works.

Furthermore, the investigation was to determine the quality of the concrete bed and the stone masonry and to specify physical-mechanical parameters to be applied in calculations performed via numerical methods. In order to determine the vertical position of the multipurpose gallery, the character of the masonry/concrete bed interface and concrete bed/bedrock contact had to be investigated. Since the exploratory adits had to be carried out without dewatering the reservoir, the excavation of the adits was done, in most instances, manually. However, a possibility of employing the rock blasting methods under the available conditions was checked by a number of test-blasts.

The exploratory adits driven along the masonry/concrete bed interface produced very noteworthy results. Laboratory tests carried out on the 100-year-old concrete showed that the concrete is very heterogeneous and porous (21%)



Obr. 7 Podélný řez hráze a injekční štolou
Fig. 7 Longitudinal section of the dam and grouting gallery



Obr. 8 Vývoj pórových tlaků po porušení kontaktu injekční clony a přehradu vyvolaném redukcí pevnosti materiálů faktorem $F = 2$ (hladina v nádrži 387,35 m n.m., hladina v řečišti 358,30 m n. m.)

Fig. 8 Pore pressure distribution induced by failure of the grout curtain/dam contact at strength reduction by factor $F = 2$ (reservoir level El.386.60, downstream water level El.358.30)

Kontakt mezi podkladovým betonem a zdívkou je zazubený a je vyplněn maltou.

MODELOVÉ ŘEŠENÍ

Vliv rekonstrukčních prací na chování hráze byl řešen, stejně jako předchozí posuzované stavy, rovinným matematickým modelem pro maximální příčný řez přehradu. V návaznosti na výsledky sblížovacích výpočtů k výsledkům měření z roku 1999 [7] byl vytvořen nový výpočetní model, který byl pomocí předchozích a novějších měrných údajů verifikován s přijatelným výsledkem. Model štoly byl začleněn do stávající sítě oddělených prvků se zvláštním zřetelem na podrobnost dělení lokálního modelu štoly v rámci globálního modelu přehradu. Řešily se sdružené mechanicko-hydraulické úlohy za použití zdokonaleného programového systému UDEC 3.0. Cílem modelového řešení třetí etapy [12] bylo posouzení stavu díla po úplném vypuštění nádrže, zjištění vlivu ražby a vystrojení injekční štoly na chování hráze během rekonstrukce, stanovení namáhání provozního a definitivního ostění injekční štoly při různých zatěžovacích stavech a posouzení stability rekonstruované hráze bez uvažování vlivu kotev.

V tomto příspěvku se soustředíme na popis stabilního řešení, které kromě provozní situace s maximální hladinou v nádrži počítalo také s mimořádnými a kritickými provozními stavy. Uvádíme zde modelové výsledky pro kritickou provozní situaci, která se řešila za těchto předpokladů:

- hladina v nádrži dosahuje kóty navýšení koruny přehradu: 387,35 B.p.v.,
- podhrází je zatopeno na kótu 358,10 B.p.v.,
- drenážní systém nefunguje,
- počítá se s povrchovým poklesem pevnosti puklin v podloží, což znamená ztrátu soudržnosti a tahové pevnosti puklin po překročení jejich vrcholové pevnosti,
- zdívo a podkladový beton jsou však neporušené, tj. dostatečně sanované,
- návodní jílové těsnění, sanovaná část hráze a injekční clona jsou nepropustné.

Pro posouzení stability byla použita redukční metoda, která postupnou redukcí pevnosti všech materiálů vyvolá na modelu mezní stav a umožňuje tím zjistit pravděpodobný mechanismus porušení díla. Redukce se provádí pro zvolený nejnepříznivější zatěžovací stav a počáteční hodnota redukčního faktoru, která platí pro skutečné pevnostní parametry, je $F = 1$. Redukční faktor se pak postupně zvyšuje a faktor F , při kterém vzniká mezní stav, určuje stupeň stability hráze $F = FS$. Je nutno poznamenat, že takto vypočtený stupeň stability se rovná stupni bezpečnosti určenému konvenční metodou mezní rovnováhy sil jen tehdy, jsou-li výchozí předpoklady řešení – včetně implicitních předpokladů použitých metod – stejné.

Pro výše uvedenou kritickou provozní situaci byl zjištěn tento mechanismus porušení:

- při redukcí $F = 2$ dochází k porušení kontaktu injekční clona/podkladový beton a nástupu vztlatu v základové spáře (obr. 8),

having a substantial permeability ($k = 10^{-5}$ m/sec). However, it cannot be said that it is a disintegrated material. Rigidity and strength of the concrete is actually higher than was originally expected (Young's modulus 15 to 27 GPa, uniaxial compression strength of 9 to 35 MPa). The contact between the foundation concrete and the masonry is serrated and filled with mortar.

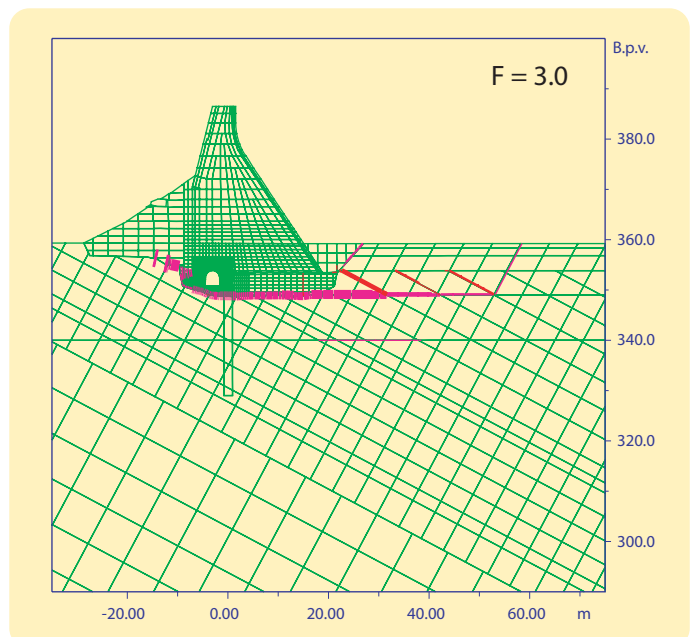
NUMERICAL MODEL

The impact of the reconstruction works on the dam was evaluated, just as in the previously analysed cases, by a two-dimensional distinct element model for the maximum cross section of the dam. As a continuation of the preceding modelling works in 1999 [7], a new computational model was created. The model was compared with the earlier and more recently taken measurements and found satisfactory. The model of the gallery was incorporated into the existing distinct element mesh with special emphasis on the refinement of the local model of the gallery within the framework of the global model of the dam. For solving the arising mechanical-hydraulic problems, the upgraded UDEC 3.0 system was used. The goal of the third modelling phase [12] was to evaluate the effect of dewatering of the reservoir and digging of the multipurpose gallery on the dam performance, determine stresses and strains in the temporary and permanent lining of the gallery at various loading stages and assess the stability of the refurbished dam without anchors.

In this paper we focus on the stability analysis, which addresses, along with the behaviour of the dam at maximum reservoir level, also the extraordinary and critical operational stages. Presented herewith are findings, acquired via the model for the critical operational stage. The basic assumptions of the calculation were as follows:

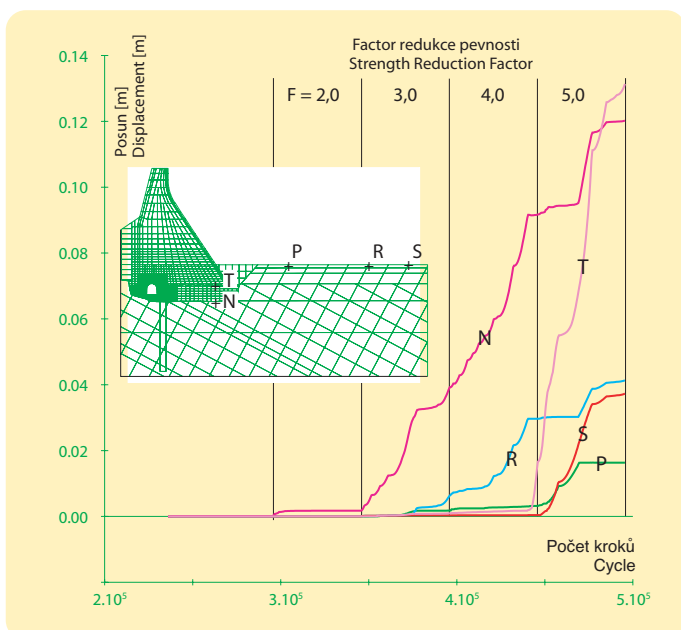
- Water level in the reservoir reaches the level of the crown of the dam, i.e. El. 387.35,
- The downstream water level is at El. 358.10,
- The drainage system does not operate,
- Strain softening of the joints in the bedrock is assumed which means loss of the joint cohesion and tensile strength when the peak strength is exceeded,
- The masonry and the concrete are not deteriorated, i.e. are sufficiently restored,
- The upstream side clay-seal, the refurbished part of the dam and the grout curtain are impervious.

The stability of the dam was evaluated by means of the reduction method, i.e., the strength of all materials was step-by-step reduced till the model's limit state was reached. This in turn made it possible to determine the mechanism of the dam's failure. The reduction starts with a selection of the most unfavourable loading stage. The initial value of the reduction factor, applicable to the actual strength parameters, would thus be $F = 1$. The reduction factor is then gradually increased and the factor F at which the limit state is reached then determines the degree of the dam's stability $F = FS$. It must be stated, however, that thus calculated degree of the dam's stability would be identical with the degree of safety determined by a conventional method (method of the limit equilibrium of forces)



Obr. 9 Vývoj smykových posunů v podloží hráze při redukcí pevnosti materiálů faktorem $F = 3$

Fig. 9 Development of shear displacement at strength reduction by factor $F = 3$



Obr. 10 Vliv redukce pevnosti materiálů na smykové posuny vybraných bodů v tělese hráze (T) a podloží (N, P, R, S)

Fig. 10 Effect of strength reduction on shear displacement at selected points of the dam (T) and its foundation (N, P, R, S)

- při redukcí $F = 3$ dochází ke vzniku většího počtu trhlin pode dnem štoly a vzniku smykové plochy podél základové spáry, která vychází na povrch; pro posuzovaný kritický provozní stav je stupeň stability hráze $FS = 3$ (obr. 9),
- při $F = 4$ a 5 se hráz porušuje systémy svislých a vodorovných trhlin a při $F = 5$ dojde k usmyknutí tělesa hráze na úrovni terénu.

Na obr. 10 je znázorněna závislost smykových posunů vybraných bodů v tělese a podloží hráze na růstu redukčního faktoru F . Je patrné, že k náhlému vzestupu smykového posunu dochází v podloží hráze (bod N) při $F = 3$, zatímco náhlý růst smykového posunu v tělese hráze (bod T na kontaktu zdivo – beton) lze zjistit teprve při $F = 4$.

Na základě provedeného stabilitního řešení lze konstatovat, že po rekonstrukci je stupeň stability hráze ve všech případech vyšší než 3 a smyková plocha vzniká mimo těleso hráze podél základové spáry nebo podél vhodně orientovaných puklin v podloží. Je to kladný výsledek sanace hráze, která zabezpečí, aby z hlediska stability systému hráz – podloží nebyl kontakt zdivo – podkladní beton nejslabším článkem.

RAŽENÍ INJEKČNÍ ŠTOLY

Hlavním účelem injekční štoly je zajistit efektivní provedení rekonstrukce injekční clony, sanace tělesa hráze a zejména sanace podkladního betonu. Štola bude využita pro odvodnění zdiva hráze a rozmístění zařízení pro měření a pozorování (obr. 6). Ražený profil je cca 8 m^2 , délka štoly v podélném směru je 158 m (obr. 7). Světlý profil definitivní štoly $1795 \times 2100 \text{ mm}$. Definitivní obehřívka tloušťky 300 mm bude provedena z litého monolitického betonu HV8 B25.

Během výstavby se uskutečnily standardní práce zajišťující především kontrolu deformací tělesa hráze. Geotechnický monitoring v průběhu ražby a provádění provizorní obehřívky zahrnoval nivelační měření ve štole, konvergenční měření a průběžný seismický monitoring, kterým byly kontrolovány účinky trhacích prací na těleso hráze.

Projektovanými mezními hodnoty deformací nebyly dosaženy.

Pro posuzované dílo bylo doporučeno respektování přípustné hodnoty kmitání:

- na kamenném obložení vzdušného i návodního líce hráze $u^{(0)} = 40 \text{ mm/s}$
- na koruně hráze $u^{(0)} = 30 \text{ mm/s}$
- u výpustného potrubí $u^{(0)} = 60 \text{ mm/s}$

Velikost náloží byla podle výsledků seismických měření operativně upravována. Např. u úseků štól s nízkým nadložením, kde bylo doporučeno snížení nálože z $N_E = 0,4 \text{ kg}$ na $N_E = 0,27 \text{ kg}$. Tím se otřesové účinky snížily z $30,4 \text{ mm/s}$ na 23 mm/s .

Práce spojené s ražením byly ukončeny 10. 12. 2004, kdy rovněž skončil nepřetržitý seismický monitoring.

SKUTEČNÝ POSTUP REKONSTRUKČNÍCH PRACÍ

Zahájení prací na opravě hráze se předpokládalo v prosinci 2003 po vypuštění nádrže, a to báňskými pracemi v tělese hráze, což bylo možné využitím dříve provedených průzkumných šachet a štól. Po provedení injekční štoly by se zajišťovala obnova injekční clony, drenážní vrty, osazení zařízení pro měření a pozorování

only if the initial assumptions used for the calculation - including the implicit assumption of the used methods - were the same.

The mechanisms of failure at the above critical operational conditions are as follows:

- With the reduction factor $F = 2$, the contact between the grout curtain and concrete bed becomes disrupted. This will result in an increase of uplift force acting on the concrete bed/ bedrock contact (Figure 8),
- With the reduction factor $F = 3$, a number of cracks under the gallery will increase and a slip surface along the concrete bed/ bedrock contact, which will come up to the surface, will emerge; for the evaluated critical state of the dam operation, the degree of the dam's stability is $FS = 3$ (Figure 9),
- With the reduction factor $F = 4$ and 5 , the dam gets damaged by the vertical and horizontal cracks and at $F = 5$, the body of the dam will shear-off at the terrain level.

Figure 10 shows dependency of shear displacements of the selected points in the dam and its foundation on the increase of the reduction factor F . As is evident, at $F = 3$ a sudden increase of the shear displacement occurs in the bedrock (point N) whilst the sudden increase of the shear displacement within the dam (point T at the masonry/concrete bed interface) becomes noticeable only at $F = 4$.

On the basis of the stability analysis, it is possible to state that the degree of the stability of the dam after its reconstruction is in all cases higher than $F = 3$ and slip failure occurs outside the dam's body along the concrete bed/bedrock contact and unfavourably orientated joints in the bedrock. This is a positive aspect of the dam's reconstruction. It ensures that concerning the dam and its foundation, the masonry/concrete bed surface is, from the stability point of view, no longer the weakest point of the system.

EXCAVATION OF THE MULTIPURPOSE GALLERY

The main purpose of the multipurpose gallery is to secure the effective rendering of the reconstruction of the grout curtain and refurbishment of the masonry dam, with special emphasis being put on the rehabilitation of the concrete bed. The gallery will eventually be utilized for draining of the dam and installation of the measuring and monitoring equipment (Figure 6). The excavated gallery has a cross section of approximately 8 m^2 and is 158 m long (Figure 7). The clear profile of the completed gallery will be $1795 \times 2100 \text{ mm}$. The permanent lining, cast from the monolithic concrete HV8 B25, will be 300 mm thick.

Monitoring of the deformation of the body of the dam was routinely carried out during the excavation. The geo-technical monitoring and building of a temporary lining included the levelling measurements, convergence measurements and continuous seismic monitoring used to evaluate the effects the blasting operations had on the integrity of the masonry.

The limit states of deformation, specified by the project, were not reached.

The following specified allowable oscillation values were to be respected:

- the stone facing of the downstream and upstream side of the dam $u^{(0)} = 40 \text{ mm/s}$
- at the crown of the dam $u^{(0)} = 30 \text{ mm/s}$
- at the discharge pipe. $u^{(0)} = 60 \text{ mm/s}$

The strength of the blasting charges was modified in accordance with the seismic measurements. For example, in the sections of the gallery with low overburden, the charge was reduced from $N_E = 0,4 \text{ kg}$ to $N_E = 0,27 \text{ kg}$. This has resulted in the reduction of shakes' from $30,4 \text{ mm/s}$ to 23 mm/s .

The underground works were completed on 10.12.2004 together with the seismic monitoring.

THE ACTUAL RECONSTRUCTION WORKS

The reconstruction should have started in December 2003, just after the reservoir was dewatered, with excavation of the multipurpose gallery incorporating the exploratory adits. The plan was to complete the multipurpose gallery first and then to attend to the refurbishment of the grout curtain, boring for drainage holes, installation of measuring and monitoring equipment and reconstruction of the bottom outlet of the dam. The works to be carried out on other parts of the dam were assumed to be easier to synchronise than those above.

However, a problem that was experienced with the adjudication of the Contract resulted in the site having been handed over to the Contractor only in the middle of March 2004; though the works schedule remained unchanged, i.e. the re-filling of the dam is to start on 1.4.2005 and the works are to be completed by 31.10. 2005. The company Ingstav Ostrava, the Contractor, is thus required to finish the construction works in a substantially shorter period than was originally planned for.

The Contractor handled this situation by co-opting assistance of other sub-contractors. However, this was also the reason for the underground and surface works pileup. The extent of the construction site of the individual sub-contractors was minimised and it became necessary to secure their mutual co-operation especially in the area of the works safety. The civil works on the injection

a rekonstrukce spodní výpusti v hrázi. Ostatní objekty nejsou již časově tak svázány.

V průběhu výběrového řízení došlo k problémům, které způsobily, že staveniště mohlo být předáno zhotoviteli až v polovině března 2004. Ostatní termíny však zůstaly v platnosti. (Opětné zahájení napouštění od 1. 4. 2005 a dokončení prací do 31. 10. 2005). To postavilo zhotovitele před velmi těžký úkol zkoordinovat a zajistit stavební práce v podstatně kratším čase, než se původně předpokládalo.

Vybraný zhotovitel Ingstav Ostrava, a. s., to řešil spoluprací s řadou dalších dodavatelů. Tím docházelo ke kumulaci prací v podzemí i na povrchu. Staveniště jednotlivých dodavatelů byla minimalizována a bylo nutné zajistit vzájemnou součinnost, zejména pokud se týkalo bezpečnosti práce. V současnosti (červen 2005) je injekční štola stavebně dokončena. Práce ještě probíhají na vstupním portálu a přístupové šachtě a na vybavení štoly osvětlením a vzduchotechnikou. Úplné dokončení díla je plánováno do konce října tohoto roku.

Stavba je značně atypická z hlediska ochrany staveniště proti zatopení při větších průtocích. To se týkalo zejména ochrany staveniště při zakládání vtokového objektu v nejnižším místě vypuštěné nádrže. Staveniště bylo sice chráněno návodní jímkou z doby původní výstavby, ale obtoková štola z téže doby je zabetonována a jsou v ní osazeny spodní výpusti 2 x 700 mm, což výrazně snížilo bezpečnost díla proti zaplavení v průběhu současné rekonstrukce. Celou situaci ještě ztěžovalo značné množství sedimentů v nádrži, které je nutno vyčistit v časovém souběhu s právě probíhající rekonstrukcí hráze.

Kumulace prací probíhající rekonstrukce výpusti v hrázi a prací na injekční štolě přinesla zvýšené riziko zatopení díla při větších průtocích a vyžadovala připravenost pro převádění vody staveništěm. Loňské suché léto s minimem srážek bylo z tohoto hlediska pro stavbu výhodou.

ZÁVĚRY

Technický stav vodního díla Bystřička si vyžádal po téměř 100 letech provozu rozsáhlou rekonstrukci. Bez jejího provedení by nebylo možné vyloučit vznik situací, které lze považovat za rizikové. Bez rekonstrukce hráze zajišťující její stabilitu by nebyly vytvořeny základní podmínky pro bezpečný provoz.

Podzemních prací prováděných hornickým způsobem dodatečně v podloží hráze bylo ve větším rozsahu poprvé v ČR využito při opravě vodního díla Mšeno v Jablonci nad Nisou. Vodní dílo Bystřička je druhou hrází zděnou z lomového kamene, která je rekonstruována podobným způsobem.

Rozšíření podkladů o doplňkový průzkum a modelové řešení stability a průsakových poměrů hráze bylo přínosem pro projekt rekonstrukce. Modelové řešení stability s využitím veškerých výsledků soustavně prováděného technicko-bezpečnostního dohledu bylo v ČR pro tento typ hráze zpracováno poprvé. Toto řešení poskytlo nové informace o možném mechanismu porušení přehrady, což ovlivnilo koncepci rekonstrukce.

Zvýšení kapacity výpusti v hrázi zlepšuje možnost operativního řízení za povodní a umožňuje zvýšení ochrany území pod přehradou. Bezpečnost díla za povodní na potřebnou úroveň dnešních standardů dořeší až připravovaná rekonstrukce přelivu, která by měla být další etapou rekonstrukce díla.

PODĚKOVÁNÍ

Vyjadřuje se poděkování za podporu GA ČR při rozvoji programů metody oddělených prvků (granty č. 103/97/1053, 103/00/1043 a 103/04/0672) a metod posuzování bezpečnosti vzdouvacích staveb (grant č. 103/05/2391).

ING. MARTA DOLEŽALOVÁ, CSc., DOLEXPART-GEOTECHNIKA, dolexpert@volny.cz, ING. JIŘÍ ŠVANCARA, svancara@aquatis.cz, ING. VÁCLAV TORNER, torner@aquatis.cz, AQUATIS a. s.

gallery have been recently completed (June 2005). The portal entrance, access galleries and fitting of the gallery with lightings and ventilation system are nearing its completion. The final completion of the works is planned for October of this year.

The construction site is rather difficult to protect against flooding. This concerns especially the protection of the construction site around the lowest part of the intake section of the emptied dam. Although there is an intake cofferdam, which was erected in the time the dam was built, but its bypass gallery was eventually concreted in and all that can assist with handling of increased flows are 2 x 700 mm outlets. Thus during reconstruction there is a considerable decrease of the safety of the dam against flooding. The situation was complicated still further by a large volume of sediments that have to be removed within the available span of time of the reconstruction.

The accumulation of works that had to be attended in regards to the reconstruction of the dam outlets and grout gallery has increased the risk of flooding of the structures should the river flows be unexpectedly higher. This situation demanded that the flood protection arrangement be put into place. For this reason, the dryer summer of the last year was, from the construction point of view, rather welcome.

CONCLUSION

After nearly 100 years of service, the technical condition of the Bystricka dam called for overall reconstruction without which hazardous situations during operation could occur. In order to ensure safe operation of the dam, reconstruction of the dam assuring its stability was necessary.

The type of the underground tunnelling works carried out in the foundation of the dam was applied for the first time in the Czech Republic to the repairs of the Mseno dam at Jablonec nad Nisou. The Bystricka dam is the second stone masonry dam built in the Czech Republic that was reconstructed by this method.

Supplementary investigation and numerical analysis of the stability and seepage conditions of the dam has greatly assisted with preparation of documentation that was required for the reconstruction. This was for the first time in the Czech Republic when for this type of dam a numerical model considering all results of systematically performed supervision and monitoring was worked out. The model helped to understand the possible failure mechanism of the dam, which had a direct bearing on the concept of its reconstruction.

The reconstructed dam outlets allow the dam to react sensitively to the conditions dictated by floods, which in turn helps to protect areas lying on the downstream side of the dam from the floods. However, in order for the dam to satisfy the latest applicable standards, the proposed reconstruction of its overflow section will need to be attended too. This will be the task of the next phase of its reconstruction.

ACKNOWLEDGEMENT

Financial support of the Grant Agency of the Czech Republic contributing to the upgrading of the UDEC code (Grants No. 103/97/1053, 103/00/1043 and 103/04/0672) and evaluation methods of dam safety (Grant No. 103/05/2391) is herewith acknowledged with thanks.

ING. MARTA DOLEŽALOVÁ, CSc., DOLEXPART-GEOTECHNIKA, dolexpert@volny.cz, ING. JIŘÍ ŠVANCARA, svancara@aquatis.cz, ING. VÁCLAV TORNER, torner@aquatis.cz, AQUATIS a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] VD Bystřička, rekonstrukce hráze – II. etapa: Technická studie, AQUATIS, a. s. 3/2002
- [2] Woznica, L.: Zprávy o inženýrskogeologických poměrech přehradní hráze vodního díla Bystřička na řece Bystřičce. Fa Woznica, Brno, 1997, 1998
- [3] Universal Distinct Element Code, Versions 2.0, 3.0 ITASCA Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA, 1993, 1996
- [4] Doležalová, M., Venclík, P., Zemanová, V.: Modelování mechanického chování horninového masivu metodou oddělených prvků. Inženýrské stavby, 43, č. 9–10, 305–308, 1995
- [5] VD Bystřička – posouzení stability a průsakových poměrů přehrady metodou oddělených prvků. Dolexpert-Geotechnika, Praha, 1999
- [6] VD Bystřička – modelování mechanicko-termálních účinků metodou oddělených prvků. Dolexpert-Geotechnika, Praha, 2000
- [7] Doležalová, M., Zemanová, V.: VD Numerická analýza stability a průsakových poměrů přehrady Bystřička. 11. mezinárodní vědecká konference VUT, Brno, 1999, 49–56
- [8] VD Bystřička – Rekonstrukce hráze: Dokumentace pro stavební řízení, AQUATIS, a. s., Brno 8/2003
- [9] VD Bystřička – Rekonstrukce hráze: Dokumentace pro územní řízení, AQUATIS, a. s., Brno 3/2004
- [10] VD Bystřička: rekonstrukce hráze – J. Švancara, V. Torner – Vodní hospodářství 6/2004
- [11] Stara, V. (2003): Posudek bezpečnostního přelivu VD Bystřička, Ústav vodních staveb FAST VUT v Brně, 03/2004
- [12] VD Bystřička – Rekonstrukce II: Modelové výpočty hráze, Dolexpert-Geotechnika, 6/2003

PROTIPOŽIARNA OCHRANA V TUNELOCH NA POZEMNÝCH KOMUNIKÁCIÁCH

FIRE PROTECTION IN ROAD TUNNELS

FRANTIŠEK KLEPSATEL, JANA CHABROŇOVÁ

ÚVOD

Pri ťažkých dopravných nehodách v diaľničných a cestných tuneloch najväčšie problémy spôsobuje požiar, ktorý niekedy vznikne. Vzbĺknutím pohonných hmôt, unikajúcich z poškodených nádrží havarovaných vozidiel – najmä stovky litrov nafty z nádrží autobusov a kamiónov, zapálením pneumatík automobilov a horľavého nákladu sa požiar rýchlo šíri a v priebehu 15–20 minút dosiahne teplota ovzdušia v blízkosti epicentra hodnoty spravidla presahujúce 1000°C. Rýchlosti šírenia požiaru pritom napomáha aj prúdenie vzduchu v tuneli.

Vysoké teploty v mieste požiaru veľmi sťažujú až znemožňujú zásah hasičov, nakoľko takým teplotám nie sú schopné odolávať ani ich ochranné odevy. Navyše prístupu robustných hasičských vozidiel k miestu požiaru často bránia aj vozidlá, ktoré v tuneli v dôsledku dopravného kolapsu uviazli. Vysoké teploty pri požiari pôsobia veľmi negatívne na ostenie tunela. Voda obsiahnutá v spravidla vlhkým ostení sa pri zohriatí mení na paru, čím sa jej objem zväčšuje. To vyvoláva pri líci ostenia ťahové napätia, v dôsledku čoho sa odštiepujú diskovité kusy betónu. Rozrušovanie siaha do hĺbok až niekoľko desiatok cm (v závislosti na výške teploty a doby jej pôsobenia) a môže spôsobiť aj kolaps ostenia.

Na riešenie týchto problémov sa zameralo v posledných rokoch v rámci národných a nadnárodných programov štedro dotovaných aj z prostriedkov EÚ viacero výskumných pracovísk. Výskum sa výrazne zintenzívil najmä po roku 1999, keď došlo k veľkým požiarom v známych alpských tuneloch Mont Blanc a Tauern s katastrofálnymi následkami a desiatkami obetí na životoch. Efektívnosť navrhovaných opatrení sa skúmala na požiaroch, simulovaných v tuneloch, vyradených z prevádzky, resp. v podzemnom komplexe Hagerbach (Švajčiarsko), vybudovanom na výskumné účely. Získali sa pritom pozoruhodné poznatky, o ktorých chceme stručne informovať.

POŽIARNA OCHRANA OSTENIA TUNELOV

Na ochranu vnútorného povrchu ostenia proti účinkom vysokých teplôt sa vyskúšali tieto opatrenia:

- Obklad z poemailovaných plechov, predsunutých pred líce ostenia o niekoľko cm. Skúmala sa účinnosť jedno- a dvojrstvového obkladu s voľnou dutinou medzi plechmi hrubou 20 mm. Osvedčil sa dvojrstvový obklad, pri ktorom po 17minútovom pôsobení teploty 1100°C na líce obkladu dosiahla teplota na rube druhej vrstvy poemailovaného plechu len 251°C a v strede dutiny pred lícom ostenia len 97°C (J. Rauch, 2001).
- Protipožiarna ochrana ostenia zo železobetónových segmentov na stenách a strope prejazdného prierezu obkladom z nerezového plechu, krytého 45mm hrubou vrstvou striekanej cementovej omietky. Toto riešenie sa viackrát vyskúšalo na tuneloch v Nórsku (z časti aj ako hydroizolačný obklad). Najnovšie sa uplatnilo na dvojrúrovom 6,5km dlhom diaľničnom tuneli pod riekou Westerschelde v Nizozemsku, kde bolo takto realizovaných až 240 000 m² povrchových úprav (J. Smolík, 2004).
- Najvýhodnejším opatrením sa javí pridávanie striže z polypropylénových vlákien (PP) do monolitického alebo prefabrikovaného vnútorného ostenia v množstvách 1 až 2 kg na m³ betónu. Vlákna sa pri požiari v tuneli už pri teplote cca 160°C roztavia, čím vzniknú v ostení dutinky, do ktorých môže expandovať para, vznikajúca pri ohreve voľnej vody obsiahnutej v ostení. Tým sa značne obmedzí rozsah zóny, z ktorej odpraskáva betón z ostenia. Praktické skúšky dokázali, že z ostenia s obsahom PP vlákien

INTRODUCTION

The most difficult problems encountered at serious traffic accidents in highway and road tunnels are caused by a fire, which breaks out sometimes. As a result of ignition of fuels leaking from damaged tanks of crashed vehicles (above all the hundreds of litres leaking from tanks of coaches and trucks), vehicle tyres and combustible loads, the fire spreads quickly. The ambient-air temperature near the fire epicentre reaches values usually exceeding 1000°C. The velocity of the fire spreading is also aided by the air flowing through the tunnel.

High temperatures in the location of fire make a fire intervention difficult or impossible because even protective clothing is not able to resist such the high temperatures. In addition, the access of robust fire-brigade trucks to the location of fire is often prevented due to vehicles stuck in the traffic collapse in the tunnel. The high temperatures developing during a fire event affect the tunnel lining very negatively. Water contained in the usually moist lining changes into steam when heated, and its volume increases. Tensile stresses induced by this phenomenon cause spalling of the concrete surface. The damage reaches up depths of several tens of centimetres (depending on the temperature height and its duration). It is even able to cause a collapse of the tunnel lining.

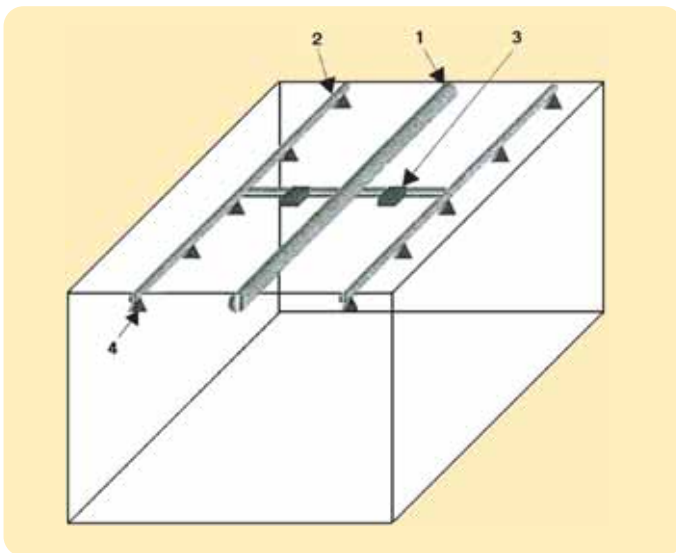
The solution of these issues has become focus of attention of several research workplaces, in the framework of national and supra-national programmes generously funded from the EU grants. The intensity of this research grew significantly mainly after the year 1999 when the conflagrations with catastrophic consequences and tens of fatalities hit well known Alpine tunnels, the Mont Blanc and Tauern.

The effectiveness of the proposed measures was investigated through fire testing carried out in some tunnels taken out of service, or in the underground facility Hagerbach (Switzerland), which was built for research purposes. I would like to provide brief information on the significant pieces of knowledge gained by this research.

FIRE PROTECTION OF TUNNEL LINING

The following measures protecting the internal surface of the lining against the effects of high temperatures have been tested:

- Enamel steel sheets used for the cladding, with a several cm wide gap between the cladding and the concrete surface. Subjected to the testing were: single-layer cladding and a double-layer variant with a 20mm thick free space between the sheets. The double-layer cladding acquitted itself well: after 17 minutes of the temperature of 1100°C attacking the face of the cladding, the temperature on the reverse side of the other layer of the enamel steel sheet reached only 251°C, and only 97°C were measured in the centre of the gap separating the cladding from the concrete lining (J. Rauch, 2001).
- Fire protection of RC segmental lining of a tunnel wall and roof by means of stainless steel sheet cladding covered with a 45mm thick layer of sprayed cement mortar. This solution has been tried several times on tunnels in Norway (partly also as waterproofing cladding). Most recently it was applied in the twin-tube 6.5km long highway tunnel under the Westerschelde River in the Netherlands, where up to 240,000m² of the lining surface were covered (J. Smolík, 2004).
- The most suitable measure seems to be the addition of polypropylene (PP) staple fibre to cast-in-situ or precast internal lining, with a density of the fibres of 1 to 2kg per m³ of concrete. The fibres melt during a tunnel fire already at a temperature of about 160°C, giving rise to small cavities in the lining. The steam, originating when the free water contained in the lining vaporises, can expand to those cavities. As a result, the extent of the zone affected by spalling is significantly reduced. In-situ testing proved that an only 20 to 40mm thick zone is damaged by spalling in the case of the lining containing



Obr. 1 Schéma stacionárneho hasiaceho systému v tuneli Mont Blanc

- 1 – požiarny potrubie
- 2 – úsekové suchovody
- 3 – úsekový ventil
- 4 – striekacie dýzy

Fig. 1 Stationary extinguishing system in the Mont Blanc tunnel

- 1 – Fire main
- 2 – Dry section pipelines
- 3 – Section valve
- 4 – Spraying jets

odpraskáva z líca len 20 až 40 mm betónu, kým napr. pri požiari v Eurotuneli odpraskali až 2/3 hrúbky (250 mm) prefabrikovaného ostenia (G. Brux, 1997). Pri osteniach z vystuženého betónu je preto vhodné voliť väčšie krytie výstuže – 40 až 50 mm, alebo navrhnuť ostenie z drátkobetónu.

S použitím PP vlákien máme skúsenosti aj na Slovensku. ZIPP, s r. o., Bratislava dodáva segmenty na traťové tunely metra vo Viedni, ktorých odberateľ vyžaduje zvýšenú požiarnu odolnosť. Segmenty ostenia (6 ks + zámok v prstenci) sa vyrábajú z betónovej zmesi C40 a sú vystužené armokošmi s krytím výstuže 40 mm. Do betónu sa pridávali PP vlákna DUOMIX v dávke 2 kg/m². Požiarna odolnosť sa skúmala v skúšobni vo Viedni. Pri segmentoch vyrobených bez PP vlákien dochádzalo k poruchám – odtrhávaniu krycej vrstvy výstuže už pri teplote do 500°C. Segmenty s obsahom PP vlákien ostali neporušené aj pri teplote 1100°C (D. Holík, 2003).

ULAHČENIE ZÁSAHU HASIČOV PRI POŽIARI V TUNELI

Najlepším hasiacim médiom v tuneli je voda, ktorá najrýchlejšie odbúrava vysoké teploty ovzdušia. Problémom je však dodať potrebné množstvo vody do epicentra požiaru, kde príjazdu hasičského vozidla bráni vysoká teplota ovzdušia a nezriedka aj uväznené vozidlá. Vývoj riešenia tejto problematiky sa ubera dvomi smermi, a to nasadením stacionárnej, alebo mobilnej chladiacej techniky.

– Zavedenie **stacionárnych hasiacich systémov** sa javí pri výstavbe nových tunelov najúčinnejšie. Tunel sa po dĺžke rozčleňuje na zóny, monitorované systémom hlásičov, ktoré dokážu požiar lokalizovať s presnosťou na niekoľko metrov. Aby sa mohol protipožiarny systém čo najskôr aktivizovať, vedie sa požiarny vodovod v strede tunela pod stropom a jeho potrubie je zavodnené a tepelne izolované. Nad vozovkami v strope sú vedené aj dve hasiace nezavodnené potrubia – suchovody (obr. 1). Po detekcii požiaru sa suchovod v príslušnom úseku zavodní a aktivizuje vrátane striekacích dýz, v ktorých je vyvođený pretlak až 10MPa, čím sa docieľuje dostatočná rýchlosť aj rozptýlenie prúdu vody. Keďže „zahmlenie“ stráca účinnosť v dôsledku prúdenia vzduchu v tuneli, prepočty účinnosti sa robia pre rýchlosť prúdenia 5 m/s. Rozvodné potrubia sú z ocele, odolnej proti korózii. Systém môže byť doplnený aj stenovými hydrantmi s vysokotlakovými ventilmi, na ktoré možno napojiť ľubovoľne dlhé hadice. Okrem toho musí byť do tunela zabezpečený aj prístup aspoň malých hasičských vozidiel.

the PP fibres, while even 2/3 of the segmental lining thickness (250mm) spalled away in the Eurotunnel fire (G. Brux, 1997). It is therefore advisable to design thicker (40 – 50mm) cover to reinforcement bars when traditionally reinforced concrete is to be used, or to design fibre reinforced concrete.

There is good experience with the application of PP fibres also in Slovakia. ZIPP s r.o. Bratislava supplies segments for running tunnels of the Vienna Metro, where increased fire resistance is required by the client. The lining segments (6pcs + key in one ring) are produced from C40 concrete mixture; and they are reinforced by reinforcement cages with a 40mm cover. PP fibres DUOMIX with density of 2 kg/m³ were added to concrete. The fire resistance was tested in a testing laboratory in Vienna. The segments produced without PP fibre exhibited failures – exposed reinforcing bars due to spalling already at 500°C. The segments containing PP fibres remained undamaged even at 1100°C (D. Holík, 2003).

FACILITATION OF FIRE INTERVENTION IN TUNNEL

The most suitable extinguishing medium for a tunnel fire is water. It reduces high temperatures of the tunnel atmosphere. It is, however, a problem to supply sufficient volume of water to the seat of fire, where emergency vehicle access is prevented by high temperature of the atmosphere, and frequently also by vehicles stuck in the tunnel. Two techniques of solving this issue have been developed, i.e. through application of stationary or mobile cooling equipment.

– Introduction of **stationary extinguishing systems** appears to be the most effective at new tunnel constructions. The tunnel length is divided into zones monitored by a system of fire detectors capable of locating a fire accurately within several metres. To make the activation of the fire fighting system possible as soon as possible, the water piping is installed on the tunnel centre, under the roof. It is filled with water and thermally insulated. Also a pair of dry pipelines is installed above the roadways, under the roof (see Fig. 1). When a fire is detected, the relevant section of the dry pipeline is filled with water and activated, including water jets. The pressure at the jets of up to 10 MPa is sufficient for achieving required velocity and dispersion of the water flow. Because the “water misting” efficiency is reduced due to the air flowing through the tunnel, the efficiency is recalculated for the airflow velocity of 5m/s. The distribution pipes are made of stainless steel. Also wall hydrants with high-pressure valves, which any length of hoses can be connected to, can be added to the system. Apart from this, the access to the tunnel must be secured for at least small fire brigade vehicles.

The efficiency of the “water mist” resides in two factors:

- a) a multiple increase in the reaction surface of tiny water drops, affecting positively the water consumption in the process of cooling the atmosphere;
- b) a state of local lack of air originates at the fire location due to the increased volume of water mist in the atmosphere, with a fire dampening effect.

A common effect of the above factors is that the temperature at the fire location is reduced, allowing the fire brigades to be more efficient in getting closer to the fire epicentre.

The stationary protection system was installed at the reconstruction work carried out after the conflagration in the Mont Blanc tunnel. The cost of this system was only about EU 350 mil. (R.-A. Dirksmeier, 2002).

A **mobile extinguishing system** is advantageous for operating tunnels where the work on installation of a stationary system would



Obr. 2 Mobilné zariadenie LUF 60

Fig. 2 LUF 60 vehicle

Účinnosť „vodnej hmly“ je v dvoch hlavných efektoch:

- a) v mnohonásobnom zväčšení reakčného povrchu drobných kvapôčok vody, čo veľmi pozitívne ovplyvňuje spotrebu vody pri znižovaní teploty ovzdušia;
- b) v dôsledku objemu vodnej hmly vznikne v mieste požiaru lokálny nedostatok kyslíka, čo tlmí rozširovanie požiaru.

Spoločným efektom týchto faktorov je zníženie teploty v mieste požiaru, čo umožňuje hasičom priblížiť sa k jeho epicentru a tým zefektívniť zásah.

Stacionárny systém ochrany bol zabudovaný pri rekonštrukcii po požari tunela Mont Blanc. Náklady naň boli len cca 8 mil. eur, čo je zanedbateľná položka z celkových nákladov na rekonštrukciu – 350 mil. eur (R.-A. Dirksmeier, 2002).

– **Mobilný hasiaci systém** je výhodný pre prevádzkované tunele, kde by zavedenie stacionárneho systému spôsobilo vážne narušenie dopravy. Na pomoc pri zdoľávaní požiarov dnes už sériovo vyrába firma Rechner's Biege + Löschsystème z Vorarlbergska vozidlá LUF 60, ktorého vývoj iniciovala firma ASIT AG v spolupráci s Amberg Engineering AE a ďalšími (Švajčiarsko). Vozidlo LUF 60 je na pásovom podvozku a je diaľkovo ovládané (obr. 2). Jeho základným zariadením je výkonný ventilátor – „delo“ s 360 vysokotlakovými dýzami (pretlak 2,5MPa), rozptyľujúcimi až 400l/min vody na drobné kvapôčky, čím sa dosahuje vysoký chladiaci efekt. Diaľkové ovládanie umožňuje vozidlu pod ochranou rozptyľovanej vody priblížiť sa „na dostrel“ k epicentru požiaru. Zariadenie je malé, čo mu umožňuje dostať sa do blízkosti miesta požiaru aj cez prepojovacie chodby pre chodcov a pozdĺž kolóny vozidiel, uviaznutých v tuneli. Jeho súčasťou je aj kamera na snímanie teplotného obrazu.

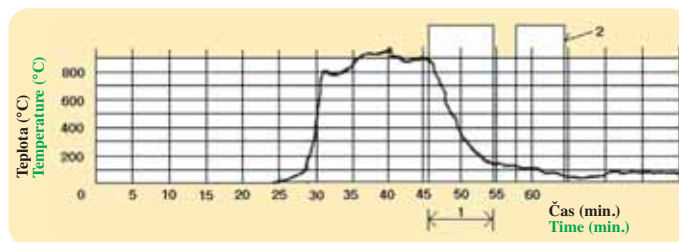
Vozidlo LUF 60 bolo prvý raz odskúšané pri simulovanom požari v otvárkovom tuneli kameňolomu Sifelerberg prierezu 6,5/4,7 m, ktorého výrub bol zabezpečený z časti striekaným betónom, z časti len kotvami a sieťami. Požiarne zaťaženie v tuneli bolo vyvolané zapálením siahovice dreva rozmerov 8x4x2,5 m plynovým horákom pomocou 160 l nafty, čo zodpovedá účinku od úplného zhorenia 15 osobných áut. Voda k vozidlu sa dopravovala hadicou z požiarneho potrubia a priebeh požiaru sa podrobne monitoroval.

Teplota v mieste požiaru dosiahla po 6 minútach 800°C a v priebehu ďalších 9 minút stúpila na 950°C (obr. 3). Po ďalších 5 minútach bolo vozidlo LUF 60 uvedené do činnosti vo vzdialenosti 150 m od požiaru a postupne sa k nemu priblížilo až na 50 m. V priebehu pokusu bolo možné pozorovať odpraskávanie blokov horniny a striekaného betónu z líca. Už po 6 minútach bolo možné pod ochranou vodnej hmly a prúdu vzduchu z výkonného pojazdného ventilátora premiestniť do účinnej pozície aj hasičský voz a za ďalších 15 minút bol požiar prakticky zhasený – teplota v epicentre klesla na približne 120°C. Okrem chladiaceho efektu boli drobné rozptýlené kvapky vody účinné aj na viazanie častíc sadzí, obsiahnutých v požiarnej plynovej hmle, čím sa výrazne zlepšila aj priehľadnosť ovzdušia (J. Schwarzmann, 2002).

ZÁVER

Z uvedené je zrejme, že v súčasnosti už sú k dispozícii účinné metódy ochrany ostena proti extrémne vysokým teplotám pri požari v tuneli aj efektívne metódy ich hasenia. Rozhodujúcu úlohu má však rýchlosť požiarneho zásahu, ktorý by mal začať do 15 min. od jeho identifikácie, pretože teploty a tým aj negatívne dôsledky na konštrukciu ostena, objekty a zariadenia v tuneli narastajú závažnou rýchlosťou.

**PROF. DIPL. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, Ph.D.,
DIPL. ING. JANA CHABROŇOVÁ, Ph.D.,
jana.chabronova@stuba.sk,
STU – STAVEBNÁ FAKULTA, BRATISLAVA**



Obr. 3 Vývoj teploty v tuneli pri požari a jeho hasení

1 – doba nasadenia zariadenia LUF 60

2 – koniec zásahu požiarnikov

Fig. 3 Development of temperatures in the tunnel during the fire and the fire suppression action

1 – Duration of the LUF 60 action

2 – The end of the fire brigade action

cause serious traffic problems. Vorarlberg-based Rechner's Biege + Löschsystème manufacture LUF 60 vehicles, currently already in series. Their development was initiated by ASIT AG in collaboration with Amberg Engineering AE and others (Switzerland). The LUF 60 is a remotely controlled crawler tracked vehicle (see Fig. 2). The basic component of the vehicle is a powerful fan – a “big gun” with 360 high-pressure jets (overpressure of 2.5 MPa) dispersing up to 400 l/min of water to tiny drops, thus achieving a high cooling effect. The remote control system allows the vehicle, covered with the water mist, to get to the fire epicentre within the range of the gun. This equipment is small, therefore it can get near the fire location even via pedestrian cross passages and along columns of vehicles stuck in the tunnel. Its part is also a temperature-sensing camera.

The LUF vehicle was tried for the first time at a simulated fire in an opening tunnel at the Sifelerberg stone quarry. The 6.5/4.7m cross-section tunnel excavation was supported partially by shotcrete, partially by anchors and welded mesh. The fire load was imposed by igniting a pile of wood having the dimensions of 8x4x2.5m, using a gas burner, with 160 litres of diesel oil. This corresponds to 15 passenger cars burnt “to ashes”. Water was supplied to the vehicle through a hose from a fire pipeline, and the course of the fire was monitored closely.

The temperature at the fire location reached 800°C after initial 6 minutes, and it rose to 950°C within subsequent 9 minutes (see Fig. 3). During another 5 minutes the LUF 60 vehicle was deployed from a distance of 150m from the fire seat, and it got gradually closer to a distance of 50 m from the fire. Rock and shotcrete surface spalling was observed in the course of the testing. The fire brigade vehicle could be moved to an effective position as early as 6 minutes after, under the protection provided by the water mist and air flow. Further 15 minutes were sufficient for virtually complete extinguishing of the fire – the temperature at the fire epicentre dropped to some 120 °C. In addition to the cooling effect, the dispersed drops of water were effective even in binding soot particles contained in the fire gases, thus improving the air opacity. (J. Schwarzmann, 2002).

CONCLUSION

It is obvious from the above text that effective methods of the lining protection against extremely high temperatures during a tunnel fire, as well as effective extinguishing methods are available today. But the role of a prompt emergency intervention is of primary importance. It should start within 15 minutes after the fire identification because the temperatures, and therefore also their negative impacts on the lining, tunnel structures and tunnel equipment, grow at an immense rate.

**PROF. DIPL. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, Ph.D.,
DIPL. ING. JANA CHABROŇOVÁ, Ph.D.,
jana.chabronova@stuba.sk,
STU – STAVEBNÁ FAKULTA, BRATISLAVA**

LITERATURA / REFERENCES

- Rauch, J.: Emaillierte Stahlblechverkleidung senkt im Brandfall Temperaturen. In: Tunnel č. 3/2001.
Smolík, J.: Zvýšení odolnosti betonových konstrukcí tunelů proti účinkům teplot dosahovaných při katastrofických požárech. In: Tunnel č. 2/2004.
Brux, G.: Brand im Eurotunnel. In: Tunnel č. 6/1997.
Holík, D.: Příprava a výroba železobetonových segmentov pre traťové tunely rýchloodráhy vo Viedni. In: Zborník 6. medzinár. geotech. konf. Bratislava, jún 2003.
Dirksmeier, R. A.: Brandschutzlösung mit Wassernebel. In: Tunnel Nr. 5/2002.
Schwarzmann, J.: Ein kleiner Helfer für grosse Aufgaben. In: Schweizer Bau Journal Nr. 3/2002.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / FROM THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

RAKOUSKÁ SMĚRNICE PRO GEOMECHANICKÉ NAVRHOVÁNÍ PODZEMNÍCH STAVEB

1. část (fáze přípravy/projektování)

(Richtlinie für Geomechanische Planung von Untertagbauarbeiten mit zyklischem Vortrieb; Phase 1 – Planung)

In 2001, the Austrian Society for Geotechnics developed the Guideline for the Geomechanical Design of Underground Structures. The guideline is obligatory for geotechnical designing of most Austrian projects. The author of the paper informs Czech and Slovakian readers of TUNEL magazine about the first part of the directive, which deals with the planning phase of underground projects.

Směrnice byla vytvořena v roce 2001 Rakouskou geotechnickou společností a je dnes závazná pro geotechnický návrh tunelů na většině rakouských projektů. Rakouská norma ONORM B2203-1 z roku 2002, definující smluvní vztahy při provádění podzemních staveb, se na tuto směrnici odvolává a směrnice přejímá část týkající se klasifikace horninového masivu, která je ze současné B2203-1 odstraněna.

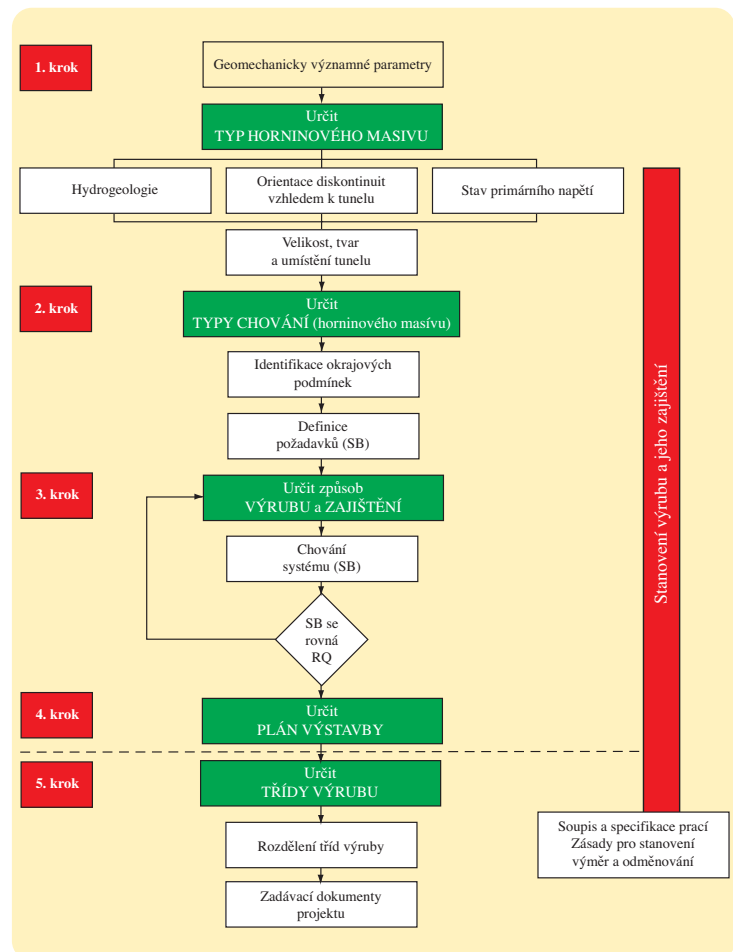
Směrnice se skládá z hlavní textové části rozdělené na část „přípravy stavby“ a část „provádění stavby“ a ze dvou příloh. Příloha A se zabývá určováním horninových parametrů a obsahuje odkazy na provádění příslušných zkoušek a postupů, příloha B uvádí příklady použití směrnice. Směrnici v německém originále je možné objednat na www.oegg.at. ČTK ITA v současné době zpracovává úplný překlad této směrnice a předpokládá její zveřejnění v roce 2005.

Tento příspěvek se týká 1. části směrnice (fáze přípravy/projektování), v příštím čísle časopisu TUNEL bude uveřejněn příspěvek zabývající se 2. částí směrnice (provádění staveb).

Cílem směrnice je stanovení takových postupů geotechnické přípravy (a provádění) tunelového projektu, které umožní hospodárný návrh a provádění při zajištění přiměřené bezpečnosti v daných horninových poměrech. Zásadou směrnice je stanovení jednotlivých kroků geotechnického návrhu, které přehledně a kontrolovatelně vedou k popsání chování horninového masivu pro konkrétní tunel. Toto chování je ovlivněno nejen existujícími vlastnostmi horninového masivu, ale i způsobem provádění podzemního díla. Proto geotechnik uskutečňující geotechnické vyhodnocení musí úzce spolupracovat se stavebním inženýrem, který navrhuje definitivní tvar a konstrukci

HORNINOVÝ MASIV (<i>Gebirge, Rock Mass</i>)	Část zemské kůry složená z hornin, příp. zemin, včetně nespojitostí, anizotropií a dutin vyplněných tekutinami či plyny.
HORNINA (pevná i zemina) (<i>Gestein, Rock, Ground</i>)	Agregát sestávající z minerálních složek, vzniklý přírodními procesy.
PEVNÁ HORNINA, SKALNÍ HORNINA (<i>Festgestein, Solid/Hard Rock</i>)	Minerální agregát, jehož vlastnosti jsou převážnou měrou určeny fyzikálně-chemickými vazbami.
ZEMINA (<i>Lockergestein, Soil/Soft Ground</i>)	Akumulace anorganických částic pevného skupenství o různé zrnitosti s nahodilými organickými přísadami. Vlastnosti jsou určeny převážně granulometrickým složením, zhutněním a obsahem vody.
TYP HORNINY (<i>Gesteinsart, Rock Type - RT</i>)	Pevné horniny a zeminy podobných vlastností.
PLOCHY NESPOJITOSTI –DISKONTINUITY (<i>Trennflächen, Discontinuities</i>)	Plochy, na kterých dochází k přerušení mechanické spojitosti pevné horniny a ke skokové změně některých vlastností horninového masivu.
TYP HORNINOVÉHO MASIVU (<i>Gebirgsart – GA, Rock Mass Type – RMT</i>)	Horninový masiv s podobnými vlastnostmi.
TYP CHOVÁNÍ (horninového masivu) (<i>Gebirgsverhaltenstyp – GVT, Behavior Type – BT</i>)	Horninový masiv s podobným chováním v závislosti na výrubu (prostorově a časově ovlivněné deformace a způsobu porušení), avšak bez ohledu na členění výrubu a vystrojení/zajištění.
CHOVÁNÍ SYSTÉMU (<i>Systemverhalten – SV, System Behavior – SB</i>)	Chování jako výsledek interakcí mezi horninovým masivem, výrubem a jeho zajištěním.
ZÁKLADNÍ PLÁN VÝSTAVBY (<i>Gefährdungsbild, Baseline Construction Plan</i>)	Souhrn geotechnického projektu včetně všech omezujících faktorů a možností rozhodování během provádění.

Tab. 1 Názvosloví a význam pojmů



Obr. 1 Schéma postupu geotechnického projektu

tunelu a také způsob provádění, tj. prostorové i časové členění ražby a vystrojování/zajišťování výrubu. K úspěšnému výsledku této spolupráce je nutné vzájemné pochopení možností a potřeb obou profesí. Geotechnický průzkum, který dodává geotechnikovi část informací, by měl být zaměřen konkrétně na potřeby daného tunelu a každá činnost průzkumu by měla být zdůvodnitelná pro potřeby projektu.

Vzhledem k proměnlivosti geologického prostředí definovaného strukturou horninového masivu, horninovými a zeminovými parametry, podmínkami danými napětím a hydrogeologickými poměry, je třeba v rámci procesu projektování/přípravy použít konkrétní ucelený postup. Hlavními vlivy, které určují geotechnický projekt, jsou horninové poměry a chování horniny.

Kvalitní a hospodárný projekt může být připraven jen postupem vypracovaným pro konkrétní stavbu a konkrétní horninové prostředí.

Navzdory všem neurčitostem v popisu horninových poměrů potřebuje příprava podzemních staveb ucelený a logický postup návrhu/projektování, který je možné ověřovat a kontrolovat i po celou dobu výstavby.

Směrnice zavádí následující názvosloví a význam jednotlivých pojmů (viz. tab. 1).

FÁZE 1 – PŘÍPRAVA/PROJEKTOVÁNÍ ZÁKLADNÍ POSTUP

Geotechnický projekt (v Rakousku Geomechanische Planung) je jako součást projektové dokumentace tunelu podkladem pro stavební řízení, pro dokumentaci pro zadání stavby (určení tříd výrubu a jejich rozdělení) a pro stanovení technických opatření při realizaci výrubu a jeho zajištění.

Vývojový diagram (obr. 1) znázorňuje pět kroků postupu při tvorbě geotechnického projektu, počínaje stanovením typů horninového masivu a konče určením tříd výrubu. V rámci prvních dvou kroků je třeba použít statistické, příp. stochastické (pravděpodobnostní) analýzy ke zohlednění variability a neurčitosti hodnot klíčových parametrů a ovlivňujících faktorů, jakož i jejich rozložení podél trasy konkrétní stavby. Stochastické (pravděpodobnostní) analýzy pak

	KLÍČOVÉ PARAMETRY																		
	VLASTNOSTI INTAKTNÍ HORNINY										NESPOJITOSTI								
	Mineralogické složení	Mineralogické složení jílu (kvalitativní)	Mineralogické složení jílu (kvantitativní)	Cementace	Velikost zrn	Textura	Poměr základní hmoty k fragmentům	Pórovitost	Přeměny / Zvětrání	Jev roztoků	Vlastnosti bobtnání	Pevnostní vlastnosti	Anizotropie	Tvar bloků	Velikost bloků	Stálost	Velikost oka síta	Smyková pevnost/hrubost	Výplň
SKALNÍ HORNINY																			
Hlubinné vyvřeliny (plutonity)	■				■	■			□		■		■	■	■	■	■	■	■
Masivní vyvřeliny (vulkanity)	□				□			■	■		■		■	■	□	■	■	■	■
Vulkano-klastické horniny	□	□		□	□		■	■	■	□	□								
Hrubozrnné klastické horniny (masivní)	□		□	□	□	■	□	□			■		□	□	□	□	□	□	■
Jemnozrnné klastické horniny (masivní)	■	■	■	■							■		□	□					
Hrubozrnné klastické horniny (vrstevnaté)	□	□	■	■		■	□	□			■	■							■
Jemnozrnné klastické horniny (vrstevnaté)		■	■	■	■			□		■	■								■
Karbonátové horniny (masivní)	■									■	■		□	□	■	■	■	■	□
Karbonátové horniny (vrstevnaté)	■									■	■		■				□	□	
Sulfátové horniny	■									■	■		□						□
Metamorfované horniny (masivní)	■				■	■			□		■		■	■	□	□	■	■	■
Metamorfované horniny (vrstevnaté)	■				■	■			□		■	■	■	■	□	□	■	■	■
Horniny v poruchách	□	■	■	■			■		□		■	■							■
ZEMINY																			
Hrubozrnné zeminy (šterk)						■	■	□			■								
Hrubozrnné zeminy (písek)						■	■	□			■								
Směsi hrubozrnných zemin						■	■	□			■								
Jemnozrnné zeminy (silt)						■	■	□			■								
Jemnozrnné zeminy (jíl)						■	■	□			■								

Legenda: Důležitý parametr ■ Méně důležitý parametr □

Tab. 2 Příklad vybraných klíčových parametrů pro různé obecné typy horninového masivu

Typ horninového masivu: RMT 3	
hornina	vápencový/dolomitický mramor
břidličnatost/anizotropie	60 – 20 cm, málo anizotropní
velikost bloků, fragmentace	20 – 6 cm
vlastnosti diskontinuit	zvlněné, drsné
průběžnost diskontinuit	převážně malá
otevření diskontinuit	převážně uzavřené
Parametry horniny	střední hodnota směrodatná odchylka počet zkoušek
UCS (MPa)	102,4 29,0 26
m_i	13,4 6,2 20
c (MPa)	24,2 8,2 20
φ (°)	40,7 4,9 20
E (GPa)	68,3 17,8 23
ν	0,19 0,05 23
CAI	1,4 0,4 18
Parametry diskontinuit	
úhel vnitřního tření (°)	35 – 45 (odhad)
reziduální úhel vnitřního tření (°)	30 – 40 (odhad)
Parametry horninového masivu	střední hodnota směrodatná odchylka
GSI	60 (odhad) 10 (odhad)
UCS (MPa)	23,8 8,4
c (MPa)	6,0 2,0
φ (°)	35,6 4,7
E (GPa)	19,7 10,9

Tab. 3 Typ horninového masivu: RMT 3

podle potřeby pokračují během celého procesu a vyúsťují jak v analýzy rizik, tak i rozložení tříd výrubu, z nichž pak vychází dokumentace zadávacího řízení.

Pro fázi přípravy/projektování je postup založen na pěti následujících krocích:

KROK 1 – URČENÍ TYPŮ HORNINOVÉHO MASIVU (RMT)

Typ horninového masivu je definován jako geotechnicky významná část horninového masivu (včetně nespojitostí/diskontinuit a tektonických struktur), která má následující podobné vlastnosti:

- v pevné hornině: typ horniny, mineralogické složení, pevnost (hornina – horninový masiv), horninové poměry a poměry horninového masivu, typy nespojitostí, vlastnosti nespojitostí, hydraulické vlastnosti;

- v zemině: zrnitost, hustota, mineralogické složení, parametry jednotlivých složek zeminy, parametry celku, obsah vody a hydraulické vlastnosti.

Začíná popisem základní geologické stavby a pokračuje definováním geotechnicky relevantních klíčových parametrů pro každý typ horninového masivu a jeho vlastností. Hodnoty klíčových parametrů a jejich rozložení se stanovují z dostupných informací, příp. odhadují na základě inženýrskogeologického posouzení; hodnoty se neustále aktualizují na základě nově získaných informací. Následuje stanovení typů horninového masivu (RMT) podle příslušných klíčových parametrů (tab. 2). Počet takto definovaných typů je dán pro stavbu specifickými geologickými poměry a stupněm zpracovávané projektové dokumentace.

Příklad: Tunel v proměnné geologii (vápence, mramor, kvarcity a fylity), stupeň projektu DSP, zdroj informací z detailního průzkumu, z laboratoře mechaniky hornin a z mineralogických rozborů.

Bylo určeno celkem 18 typů horninového masivu, zde ukázán typ č. 3 (viz tab. 3).

KROK 2 – URČENÍ TYPŮ CHOVÁNÍ HORNINOVÉHO MASIVU (BT)

(při zohlednění velikosti a tvaru výrubu, hloubky pod terémem, orientace puklin ve vztahu ke směru ražby, vlivu podzemní vody, stavu napjatosti a pod.) bez vlivu způsobu ražby a výstrojných prostředků.

Součástí druhého kroku je vyhodnocení možných způsobů chování horninového masivu při uvážení všech jeho typů a místních ovlivňujících faktorů včetně relativní orientace případných nespojitostí na trase výrubu, poměrů podzemních vod, horninových tlaků apod. Tento proces vyúsťuje ve stanovení typů chování specifických pro stavbu.

Chování horninového masivu je třeba vyhodnotit pro celý průřez a bez zohlednění jakýchkoliv úprav včetně techniky realizace či členění výrubu a jeho zajištění či jiných pomocných opatření.

Typy chování horninového masivu tvoří základ pro stanovení způsobu realizace výrubu a jeho zajištění.

Při vyhodnocování chování horninového masivu se obvykle berou v úvahu následující ovlivňující faktory:

- Typ horninového masivu (RMT)
- Primární stav napjatosti
- Tvar, velikost a umístění konečného stavu podzemní stavby
- Metoda výrubu
- Relativní orientace podzemního objektu a systémů nespojitostí jako základ pro kinematické analýzy a vliv struktury horninového masivu na přerozdělení napětí
- Podzemní voda, proudění vody, hydrostatický tlak

Pro určení typu chování horninového masivu se doporučuje provést následující analýzy:

- **Kinematika:** Kinematické analýzy pro stanovení nadvýrubu a vyklouzávání klínů horniny
- **Stupeň využití horninového masivu:** posouzení poměru pevnosti horninového masivu k situaci napjatosti v blízkosti výrubu
- **Časově závislé účinky:** posouzení dotvarování, bobtnání
- **Mechanismy porušení:** možné mechanismy porušení v horninovém masivu je nutné analyzovat a popsat, v analýze je také třeba podrobit a popsat je alespoň kvalitativně (např. odprsky, smykové poruchy podél nespojitostí vzniklé uvolňováním napětí, smyková porušení masivu, a pod.)

Ve směrnici je popsáno 11 základních typů chování horniny (tab. 4), tyto typy mohou být upřesňovány či rozšiřovány podle konkrétních podmínek projektu. Chování systému je určováno pro každý projekt zvlášť.

KROK 3 – URČENÍ ZPŮSOBU RAŽBY A ZAJIŠTĚNÍ/VÝSTROJE

Pro stanovení typů horninového masivu a typů jeho chování následuje určení vhodných stavebních metod (rozpojování, členění ražby, odstup čeleb, metody zajištění a příp. i pomocných opatření). V následujícím kroku se

vyhodnocuje chování systému (představovaného interakcí mezi chováním horninového masivu a stavebním postupem) a porovnává se s projektovými požadavky.

Ovlivňující faktory

Chování systému ovlivňují tyto faktory:

- Typ chování horninového masivu
- Tvar, velikost a způsob provádění výrubů včetně členění výrubu a dočasných stadií
- Prostorový a časový postup stavby
- Časově závislé vlastnosti horninového masivu a případně i výstrojných/zajišťovacích prvků
- Zajišťovací prvky/výstroj, místo a čas jejich osazení

Metoda

Metody analýzy jsou závislé na okrajových podmínkách zkoumaných podzemních děl/tunelů. V podstatě lze pro analýzu chování systému využít následující metody:

- Analytické metody
- Numerické metody
- Srovnávací studie vycházející ze zkušeností s dříve realizovanými podobnými stavbami

Je třeba vzít v úvahu proměnlivost ovlivňujících faktorů jakož i vliv stavby na okolí. Obecně platí, že ovlivňující faktory nejsou k dispozici jako deterministické hodnoty, nýbrž jako oblast či rozptýlené hodnoty. Proto je při vyhodnocování vlivu rozptýlených parametrů na chování systému třeba použít pravděpodobnostní metody k vypracování parametrických studií. Pravděpodobnostní metody také umožňují zhodnocení geotechnických rizik.

Posouzení

Chování systému je nutné potvrdit analýzou a porovnáním s projektovými požadavky. Analýzou chování systému se musí prokázat:

- stabilita ve všech stavebních etapách
- dodržení přípustných vlivů na okolí (sedání povrchu, vibrace, narušení režimu podzemních vod, jiné zásahy do přírody, a pod.)
- že jednotlivé deformace nepřekračují stanovené meze (kritické namáhání, použitelnost)

Pokud nelze ovlivňující parametry s dostatečnou přesností stanovit před zahájením stavby, je třeba vypracovat program řízení geotechnické bezpečnosti a specifikovat v něm metodiku a postupy prací na staveništi.

KROK 4 – GEOTECHNICKÁ ZPRÁVA, ZÁKLADNÍ PLÁN VÝSTAVBY, PROGRAM ŘÍZENÍ GEOTECHNICKÉ BEZPEČNOSTI

Na základě kroků 1 až 3 se trasa rozdělí na „homogenní“ oblasti, kde platí podobné požadavky na výrub a zajištění. Základní plán výstavby uvádí způsoby ražby a zajištění pro každou takovou oblast a stanovuje limity a kritéria pro možné změny a úpravy během provádění.

Výsledky geotechnické přípravy projektu (Geomechanische Planung) je třeba shrnout ve zvláštní geotechnické zprávě. V ní je třeba popsat jednotlivé předcházející kroky obsažené ve směrnici přehledným a srozumitelným způsobem, tak aby bylo možné kontrolovat učiněná rozhodnutí.

Jednotlivé dílčí práce/činnosti, zprávy, návrhy a posouzení vznikající v průběhu geotechnické přípravy projektu, zpracovávané různými zúčastněnými subjekty, tvoří základ geotechnické zprávy. Experti, geotechničtí inženýři a projektanti tunelu, mají tuto zprávu vypracovat společně.

Obsah geotechnické zprávy

- Souhrn výsledků geologických a geotechnických průzkumů a jejich interpretace
- Popis typů horninového masivu a souvisejících klíčových parametrů
- Popis typů chování horninového masivu, příslušných ovlivňujících faktorů, provedených analýz a geotechnického modelu, z něhož typy chování vycházejí
- Zpráva o stanovení způsobu výrubu a jeho zajištění, uvažovaných způsobech/modelech porušení, použitých analýzách, posouzeních a výsledcích
- Základní plán výstavby (v přehledném zobrazení)
- Podrobné požadavky základního plánu výstavby (chování systému, opatření, o jejichž použití bude rozhodnuto během stavby, varovné stavy a jejich kritéria a pod.)
- Zpráva o stanovení tříd výrubu/ražby (technologických tříd), rozdělení jednotlivých tříd po trase

Obsah základního plánu výstavby

Základní plán výstavby je shrnutím geotechnické přípravy projektu (Geomechanische Planung) a má obsahovat a zobrazovat následující informace:

- Geologický model s rozdělením typů horninového masivu a typů chování horninového masivu v podélném řezu
- Úseky, ve kterých se mají respektovat specifické požadavky na opatření, o jejichž použití a upřesnění bude rozhodnuto během stavby
- Pevně stanovené typy výrubu a jeho zajištění (délka záběru, členění ražby, očekávaný nadvýrub, požadavky na uzavření profilu spodní klenbou, kvalita a kvantita vystrojení, zlepšování vlastností masivu, a pod.)
- Seznam opatření, o jejichž použití bude rozhodnuto během stavby (zajištění výrubu před čelem ražby, zajištění čelby, zlepšování vlastností masivu, odvodnění, a pod.)
- Popis chování systému (chování během ražby, deformační charakteristiky, využití vystrojení a pod.)
- Kritéria varovných stavů a úrovně, jakož i mimořádná opatření dle programu řízení geotechnické bezpečnosti

Typ chování (BT)	Popis chování horninového masivu (bez výstroje) a popis možných mechanismů porušení
1 Stabílní	Stabílní horninový masiv s možností lokálního vypadávání nebo vyjždění menších bloků vlivem gravitace.
2 Stabílní, s možností nespojitostmi ovlivněného vypadávání bloků (strukturní nadvýlomy)	Hluboko zasahující vypadávání či vyjždění bloků po nespojitostech, vyvolané gravitací, občasná místní překročení smykové pevnosti na odlučných plochách.
3 Mělká smyková porušení (Přetížení horninového masivu v blízkosti výrubu)	Mělká, koncentrací napětí vyvolaná smyková porušení (překročení pevnosti horniny v blízkosti výrubu) v kombinaci s porušením horninového masivu vyvolaným gravitací na nespojitostech.
4 Hluboká smyková porušení (Přetížení horninového masivu zasahující do hloubky)	Hluboká, napětím vyvolaná smyková porušení (překročení pevnosti horniny v důsledku koncentrace napětí dále od výrubu) a velké deformace.
5 Odprsky horniny (Rock Burst)	Náhlé a prudké porušení skalního masivu na povrchu výrubu způsobené u velmi namáhaných křehkých hornin změnou primární napjatosti a uvolněním energie.
6 Porušení boulením stříh vrstev	Vybočení horniny s úzce lokalizovanou soustavou nespojitostí, často provázené smykovou deformací. Stříh tenkých vrstev, často v kombinaci se smykovým porušením.
7 Smykové porušení při nízkém stavu napjatosti	Možnost nadměrného nadvýlomu a progresivního smykového porušení vedoucí k vykomínování, způsobené především ztrátou napjatosti (rozvolněním) horniny.
8 Drolivá, sypká hornina	Vypadávání, vysypávání až vytékání zpravidla nesoudržných suchých nebo vlhkých, velmi fragmentovaných hornin nebo zemin.
9 Tekoucí hornina	Tok velmi fragmentovaných hornin s vysokým obsahem vody.
10 Bobtnání	Časově závislý přírůstek objemu horninového masivu, vyvolaný fyzikálně-chemickou reakcí hornin s vodou, kombinovaný s uvolňováním napětí, jež má za následek svírání stěn tunelu.
11 Heterogenní horninový masiv s náhlými změnami deformačních charakteristik	Velké změny napětí a deformací, způsobené kombinovanou strukturou horniny „blok ve výplňové hmotě“ např. v heterogenních poruchových pásmech.

Tab. 4 Obecné kategorie typů chování horninového masivu

Program řízení geotechnické bezpečnosti

Stabilita podzemních staveb je při projektování a provádění zásadním problémem. V závislosti na konkrétních geotechnických a okrajových podmínkách stavby je možnost porušení stability různá, a proto jsou různá i nutná opatření přijatá k zabezpečení potřebné stability.

Vzhledem k proměnlivosti geotechnických poměrů (statického systému a únosnosti horniny a výstroje) nelze projekt podzemního objektu srovnávat se statickým návrhem jiných (pozemních/nadzemních) objektů, u kterých jsou zatěžovací síly, statický systém i vlastnosti materiálů určeny s řádově větší přesností.

U podzemních staveb nelze vzhledem k nepřesnosti použitého geotechnického modelu přesně stanovit rizika spojená se stavbou. Vzhledem k tomu je žádoucí zavedení systému řízení bezpečnosti.

Systém řízení bezpečnosti musí řešit/obsáhnout následující témata:

- Návrh postupu výrubu a jeho zajištění
- Kritéria pro posouzení stability na základě znalosti horninových poměrů během projektování
- Návrh monitorování během provádění stavby se všemi technickými a organizačními opatřeními, která umožní průběžné porovnávání očekávaných a skutečných podmínek provádění
- Návrh organizace a řízení pro případy, kdy se skutečné poměry liší od očekávaných, a to jak v příznivém, tak i nepříznivém smyslu

KROK 5 – STANOVENÍ TŘÍD VÝRUBU

Po konečném určení všech stavebních opatření pro jednotlivé typy chování horninového masivu musí být stanoveny třídy ražeb (technologické třídy) podle normy ÖNORM B2203-1 (v Rakousku). Třídy ražeb slouží výlučně k popisu prací, kalkulaci nákladů a tvoří základnu pro úhrady prací. Třídy ražeb jsou dle ÖNORM B2203-1 definovány dvěma základními parametry: délkou záběru a stupněm zajištění výrubu (normalizovaná hodnota množství výstroje).

Rozdělení očekávaných tříd výrubu podél vytyčené trasy je základem pro stanovení nabídkové ceny v průběhu výběrového řízení a výkazu výměr při realizaci stavby.

Jednu třídu ražby lze přiřadit více typům chování horninového masivu, neboť může být účelné provádět stejný způsob ražby a vystrojení pro různé typy chování horninového masivu.

Předpokladem sestavení výkazu výměr/soupisu prací je prognóza rozložení tříd výrubu. Toto rozložení je třeba stanovit pro nejpravděpodobnější rozdělení typů chování.

mají být také zřejmé pravděpodobné drobné změny tříd výrubu vzhledem k rozdělení (variací a rozptylu) ovlivňujících faktorů. Při stanovování rozdělení tříd výrubu podél trasy tunelu je nutné vzít v úvahu různorodost horninového masivu. Ve velmi heterogenní hornině je často se měnící způsob ražby a zajištění výrubu technicky i ekonomicky nevhodný.

ING. MARTIN SRB, D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

ODBOURNÁ TUNELÁŘSKÁ TERMINOLOGIE I./PROFESSIONAL TUNNELLING VOCABULARY I

Professor Jiří Barták DrSc calls attention of Czech readers and authors of papers publishing in *Tunel* magazine to some basic contemporary underground construction terms, which should be used uniformly within the industry. At the same time, he calls upon the professional public to take part in the discussion on the meanings and proper application of the terms. He is going to continue with his cogitation about other terms in the following issues of the magazine.

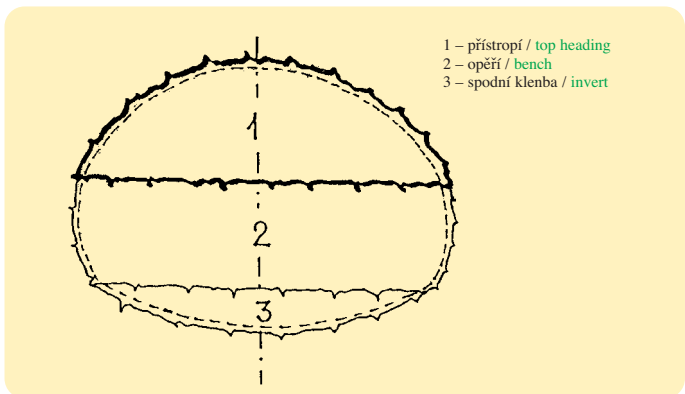
Vydávání časopisu *tunel* patří k nejvýznamnějším aktivitám Českého tunelářského komitétu a Slovenské tunelářské asociace ITA/AITES. Čtvrtletník TUNEL má dlouholetou tradici, velmi dobrou odbornou i grafickou úroveň a příznivé ohlasy mezi našimi i zahraničními odborníky. Dvojazyčnou verzí prestiž TUNELU velmi vzrostla, současná nová „tvář“ časopisu přinesla nepochybně určité vnější oživení; snahou redakční rady je zajistit i oživení obsahu.

Zájem o publikování v časopise TUNEL se neustále zvyšuje a redakční rada má v poslední době obvykle k dispozici více kvalitních příspěvků, než může do jednotlivých čísel časopisu zařadit. Jazykové i odborné redakci příspěvků je možno při dostatečném „předzásobením“ věnovat větší péči, i když je obvyklou snahou respektovat maximálně jazykový a odborný přístup autora.

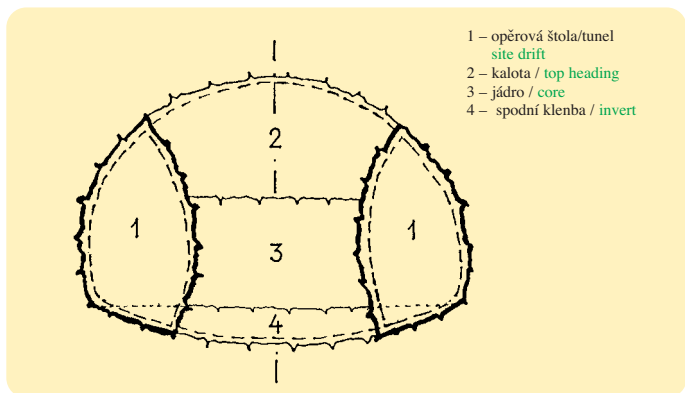
Nicméně zejména základní terminologie moderního podzemního stavitelství by měla být užívána jednotně jak na základě historicky zavedeného, vžitého názvosloví, tak na základě převzaté (případně upravené) terminologie zavedené v tunelářské vyspělých zemích – v obou případech se snahou o co největší výstižnost (přesnost) a srozumitelnost jednotlivých pojmů.

Názvoslovná tematika je velmi široká a v systematickém zpracování by byla pro časopisecké zpracování nepochybně i dosti nudná. Záměrem autora je proto více-méně subjektivně, na základě výběru nevelkých dílčích oblastí podzemního stavitelství s nejčastějšími názvoslovnými diskrépancemi (případně též i v geotechnických specializacích úzce souvisejících – jako je např. pažení stavebních jam, kotvení, injektáže), předstříhat odbornou terminologií, která by konsensuálně odpovídala terminologii norem, technických podmínek, předpisů, učebnic a také odborných příspěvků na konferencích a v časopisech.

Terminologie každého oboru se v čase vyvíjí, obory příbuzné jsou zdrojem alternativ a názvoslovných variací; stejně je tomu i v oblasti podzemních staveb. Zkušenosti a názory čtenářů nemusí být vždy v souladu s představami autora o obsahu jednotlivých názvoslovných pojmů – jakékoli reakce proto směřujte přímo na e-mailovou adresu bartakj@fsv.cvut.cz. Vaše náměty budou analyzovány a po konzultacích většinou publikovány, čímž se zasloužíte o další oživení těchto „opakovacích lekcí“.



Obr. 1 Základní horizontální členění výrubu při NRTM



Obr. 2 Základní vertikální členění výrubu při NRTM

Náplň dnešního názvoslovného koutku bude, vzhledem k delšímu úvodu, poměrně krátká a vztahuje se záměrně k nefrekventovanější metodě výstavby tunelů v našich krajích – Nové rakouské tunelovací metodě. Zejména opakované nesrovnalosti v názvech částí členěného výrubu při NRTM, které byly často předmětem diskusí na redakční radě TUNELU i jinde, se staly iniciačním podnětem pro zavedení této podrubriky.

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. 1), používaném při NRTM častěji z důvodů technologických než statických, se rozlišují tři základní části výrubu:

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

Tyto termíny jsou analogické k historicky zavedenému pojmenování částí plného výlomu u tunelového ostění klasického typu (klenba uložena na tuhých opěrách). Malý rozdíl je patrný v pojmenování spodní části výrubu, která je v klasickém názvosloví označována jako dno (počva), 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 ostění provádí.

Termín „opěří“ má německý a anglický ekvivalent v názvech „strosse“ a „bench“. Oba mají podobný význam – sestup, stupeň, lavice. Ostatně i u nás v menších profílů poměrně často užívaný termín „lávka“ je významově totožný.

Při **vertikálním členění** (obr. 2), jehož účelem je především zvýšení stability dílčích výlomů při NRTM, se rozlišují následující části výrubu:

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

Termíny „opěrová štola“ a „jádro“ jsou analogické k pojmenování dílčích výlomů tunelovacích metod někdejšího pilřového systému ražení – metody jádrové neboli německé a metody podchycování neboli belgické.

K dalším názvoslovným úskalím NRTM se ještě později vrátíme. Dnešní vstup naznačuje zamýšlený záměr autora – na problémové termíny poukázat a v širších souvislostech (po případné diskusi) je obhájit či odmítnout.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

TUNEL QUADARRAMA – DOKONČENÍ RAŽEB A KONSTRUKCÍ

A 200km high-speed railway line from Madrid to Valladolid is under construction in Spain. The Madrid – Segovia section with the 28,377m long Quadarrama tunnel is part of this project. The paper informs about the course of the construction, mainly about the completion of TBM driven tunnel tubes.

Výstavba tunelu Quadarrama je důležitou součástí obdivuhodného rozvoje výstavby vysokorychlostní železnice na území Španělska uskutečňovaného v období 2000 – 2007.

Investorem uvedeného rozvoje je organizace GIF /Gestor de Infraestructuras Ferroviarias/ zřízená španělským ministerstvem pro veřejné práce.

Tunel Quadarrama je částí výstavby trasy 200 km vysokorychlostní železnice Madrid – Valladolid, úseku 76 km Madrid – Segovia. Tunel celkové délky

28 377 m řeší na tomto úseku dvěma tunelovými troubami bázičkový tunelový průchod pod pohorím a národním parkem stejného jména. Celkovou délkou tunelové trasy se tunel Quadarrama řadí k nejdelším světovým dopravním tunelům.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE TUNELU QUADARRAMA

Celková délka tunelu, požadavek zadavatele na termíny jeho výstavby, výška a charakter území v nadloží tunelu určily jako technologii výstavby tunelu použít TBM.

Zadavatel vybral pro realizaci tunelu touto technologií pro každou tunelovou troubu jiného výrobce (Herrenknecht, Wirth). Provádění prací bylo organizováno z jižních a severních portálových vstupů do tunelů dvěma nezávislými

sdužením dodavatelů společností. Touto organizací výstavby tunelu byly vytvořeny podmínky přirozené soutěže jak výrobců TBM, tak i sdužení dodavatelů.

Práce na výstavbě tunelu byly zahájeny přípravnými pracemi na portálových vstupech na začátku roku 2002. Současně byla objednána výroba potřebných TBM. Zadání pro jejich výrobu mělo mimořádné požadavky na jejich konstrukci.

Pohoří Quadarrama je tvořeno biotitickými žulami s vložkami žulového porfyru, monzonitu, mikrodioritů a křemene. Stroje TBM průměru hlavy 9,5 m byly do uvedeného geologického prostředí proto navrhovány na požadavky rozpojování pevností 170 MPa. Dalším základním požadavkem na konstrukci TBM bylo zabezpečení měsíčních postupů 500 m současně prováděných ražeb a panelových konstrukcí definitivních obehádek (včetně pokládání panelu konstrukce kolejíště) na délce vždy zhruba 14 km u každého ze čtyř vyrobených zařízení.

DOSAVIDNÍ PRŮBĚH VÝSTAVBY TUNELU

Jednotlivá zařízení TBM byla uváděna do provozu na konci roku 2002 a na začátku roku 2003. Hodnoty klasifikace RMR v zatíženém hominovém prostředí se pohybovaly v rozmezí 50 – 70, maximální hodnota dosažená na ražbách ze severního portálu byla 73. Pevnosti žul v tlaku se pohybovaly v rozmezí 100 – 180 MPa. V krátkých (do 20 m) úsecích žulových porfyru a mikrodioritů však byly překonávány pevnosti 273 – 308 MPa. Zdržení postupů v úsecích vysokých pevností stejně jako v úsecích poruchových pásem (4 % délky) bylo vyrovnáváno úspěšně v délkově převažujících úsecích s očekávanými podmínkami.

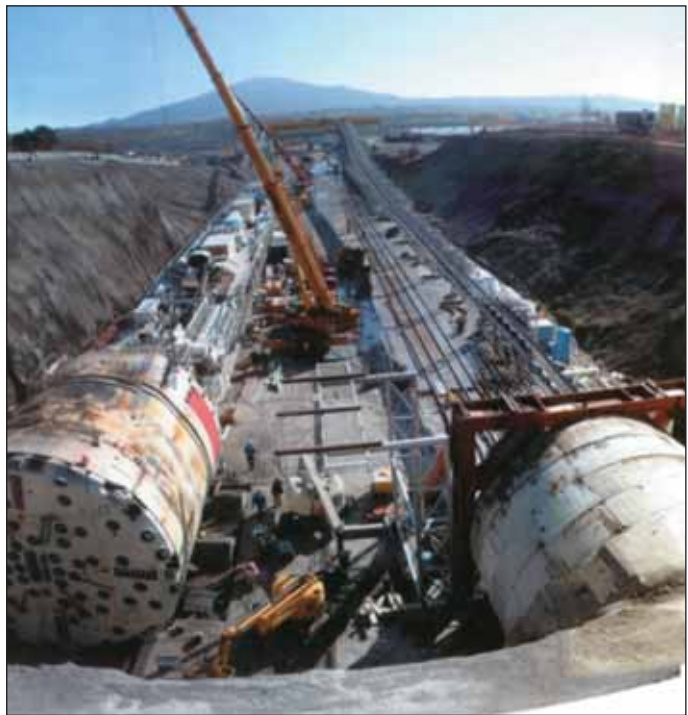
Současné provádění ražeb a montáže definitivní panelové konstrukce bylo na severním portálu tunelu ukončeno po provedení 14 051 m ve třetím týdnu letošního roku. Později zahajované práce z jižního portálu byly ukončeny v sedmáctém týdnu 2005. Na pracovišti severního portálu tunelu tak byl za celkem 25 měsíců výstavby dosažen průměr postupů provádění 562 m/měsíc a práce byly ukončeny o čtyři měsíce dříve oproti plánovanému termínu.

Mimořádně náročná tunelová část úseku vysokorychlostní železnice na úseku Madrid – Segovia se tak stala částí, která urychluje dokončení celé investice.

POSUNY HRANIC POUŽITÍ TBM DOSAŽENÉ NA PROJEKTU QUADARRAMA

Dosažené výsledky použití TBM na projektu Quadarrama jsou potvrzením dlouhodobé zkušenosti rozšiřování hranic možností těchto zařízení každým jejich novým použitím.

Na uvedeném projektu je nezbytné zaznamenat zejména:



Obr. 1 Montáž štítů v portálové jámě

- rozšíření hranice rozpojování TBM ve skalních hominách s pevností v tlaku 170 MPa, s ojedinělými úseky až 300 MPa již také pro průměry hlavy TBM 9,5 m;
- dosahování průměrných měsíčních postupů ražeb a současného budování definitivní panelové obehádky v těchto skalních hominách u průměru hlavy TBM 9,5 m na úrovni přesahující 500 m/měsíc;
- posun hranice jednoho nasazení TBM jak z hlediska celkové délky trasy (nyní 14 km), tak i z hlediska délky času jeho nepřetržitého nasazení (nyní 25 měsíců).

Dosažené výkony TBM dvou z rozhodujících výrobců těchto zařízení na tunelu Quadarrama jsou výzvou k dalšímu posunu dosažených hranic při příštím použití této technologie výstavby tunelových tras.

Podíl společnosti Prominecon S. L. na výstavbě tunelu Quadarrama

Po zrušení činnosti pobočky Subterra, a. s., působící ve Španělsku v období 1990 – 1999 navázala v roce 2000 na její činnost nově založená španělská společnost Prominecon S. L.

Jako subdodavatel španělské společnosti FCC zabezpečovala tato společnost na výstavbě tunelu Quadarrama kapacitou ve špičkovém období více než 60 pracovníků na pracovišti severního portálu tunelu zejména výrobu panelů pro oba stroje TBM, jejich dopravu na místo montáže, zřízení a údržbu technologického vstrojení obou tunelů.

Na úspěch podílu činnosti společnosti Prominecon S. L. na výstavbě tunelu Quadarrama navazuje v současnosti využití kapacity této společnosti na trasách 5 a 9 výstavby metra v Barceloně a na výstavbě metra Línea 3 v Madridu.

ING. JIŘÍ SMOLÍK, SUBTERRA, a. s.



Obr. 2 Schematický příčný řez

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

SVĚTOVÝ TUNELÁŘSKÝ KONGRES WTC 2005 V ISTANBULU

Secretary of the CtuC ITA/AITES informs on the course of the ITA 31st Annual Meeting and the World Tunnel Congress WTC 2005, held in Istanbul, Turkey, in May 2005. He also mentions promotion of the WTC 2007, which will be held in Prague, Czech Republic, in 2007

Mezinárodní tunelářská asociace (International Tunnelling Association – ITA/AITES) uspořádala ve dnech 7.–12. května v Istanbulu své třicáté-první setkání u příležitosti konání světového tunelářského kongresu WTC 2005. Kongres organizovala turecká společnost pro výstavbu komunikací TRA a jeho hlavním téma bylo: Využití podzemí – analýza minulosti a ponaučení pro budoucnost.

Vlastní kongres probíhal v kongresové části hotelu Grand Cevahir a jeho jednání bylo rozděleno do 13 sekcí. Jednání ITA 2005 Open Session bylo věnováno tunelům prováděným pod vodní hladinou. Prezentovány byly následující tunely:

- Tunel Nusantara, který spojí ostrovy Jávu a Sumatru v Indonésii;
 - Příprava tunelu pod gibraltarskou úžinou;
 - Úvahy o tunelech mezi ruskou pevninou a ostrovem Sachalin a mezi Ruskem a Aljaškou (USA);
 - Norské automobilové tunely pod fjordy;
 - Železniční tunel pod Bosporem (Marmaray Project). Tento naplavovaný tunel má v Istanbulu spojit železnicí evropskou a asijskou část Turecka.
- Sborník přednášek (mimo Open Session) má ve dvou dílech celkově 1342 stran a je si jej možno vypůjčit v sekretariátu ČTuK.

Před vlastní kongresem poprvé ve vazbě na světový kongres proběhla **vzdělávací akce** (ITA Training Programme). Byla třídní a konala se na istanbulské technické univerzitě. Pro mladé tuneláře a geotechniky přednášeli přední světoví odborníci.

Souběžně s kongresem se konaly **akce světové tunelářské asociace**, především jednání exekutivy, valné shromáždění (GA) a jednání pracovních skupin (WG). Těchto jednání se účastnili zástupci, delegáti, pozorovatelé a členové pracovních skupin 43 z 53 členských států asociace.



Obr. 1 Pohled do jednacího sálu při zahájení kongresu

Valné shromáždění (GA) ITA/AITES:

- potvrdilo generálního sekretáře ITA/AITES p. Cloude Berguiera na další období,
- zvolilo dva nové členy exekutivy (P. Grasso – Itálie; W. Liu – Čína),
- vyslechlo prezentace uchazečů o pořádání WTC 2008 (USA – San Francisco; Indie – New Delhi); v následující volbě zvítězila Indie,
- ustavilo nový výbor ITA pro bezpečnost provozovaných tunelů; předsedou je A. Haack (ITA) a místopředsedou D. Lacroix (PIARC),
- přijalo členství dalších národních komitétů, takže počet členských států se zvýšil na 53; přidružených členů je 270,
- vyslechlo prezentaci pořadatelů WTC 2006 (Korea – Soul) a naši prezentaci WTC 2007 Praha – přednesl ji předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina. Prezentace velmi zaujala a byla úspěšná také díky velmi dobrému videoprogramu,
- zdůraznilo šíření informací prostřednictvím elektronických médií. Webové stránky ITA/AITES obsahují více než 500 stran html a 330 dokumentů) a ITA News se elektronickou poštou rozesílá na 2 200 adres (zájemci musí sdělit sekretariátu ITA do Laussane e-mailovou adresu, aby ITA News jim byla zasílána).

Více podrobností o kongresu i o jednáních orgánů ITA/AITES je možno nalézt na webových stránkách: www.ita-aites.cz a www.ita-aites.org

Důležitým úkolem účastníků z České republiky byla **propagace WTC 2007 v Praze**. Její přípravu zabezpečil organizační výbor WTC 2007 pod vedením svého předsedy Ing. Georgie Romancova, CSc.

ČTuK ve spolupráci s agenturou Czech Turism měl v blízkosti prezence účastníků svůj stánek, který navštívila většina účastníků kongresu. K dispozici zde bylo první tištěné oznámení o konání WTC 2007 v Praze, dále propagační materiály o Praze a České republice a 300 ks č. 1/2005 časopisu Tunel.

Další významnou akcí ČTuK byl banket („český večer“), který se konal v hotelu Swiss Bosphorus. Pozváni byli především členové exekutivy ITA a členové Advisory Committee WTC 2007. Naprostá většina pozvaných přišla. Pozvání také přijal generální konzul ČR v Istanbulu



Obr. 5 Generální konzul ČR v Istanbulu na banketu ČTuK (třetí zleva)



Obr. 2 Grand Cevahir Hotel – místo konání kongresu WTC 2005



Obr. 3 Předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina při hlasování na GA



Obr. 4 Současní a bývalí prezidenti ITA/AITES s manželkami na banketu ČTuK

PhDr. Martin Jankovec. Večer byl úspěšný a hosté dávali najevo, že se do Prahy v roce 2007 těší.

Aktivitty ČTuK v Istanbulu dokumentují fotografie.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář ČTuK ITA/AITES

EUROCK 2005 BRNO

The international conference EUROCK 2005 was held in the Czech Republic, the city of Brno, from 16th to 20th May 2005. The main conference topic was: Impact of human activity on the geological environment. The conference was attended by 208 professionals from 29 countries. Many participants arrived from Eastern Asia (50 from China, 21 from South Korea, 15 from Japan). The total of 118 papers were read. Part of the symposium was also a meeting of the ISRM boards, and a plenary session with 39 delegates of national groups (out of the total number of 42). Prof. John Hudson (the UK) was elected as new president of the ISRM.

Pravidelné konference EUROCK, konané pod patronací Mezinárodní společnosti pro mechaniku hornin (ISRM), představují v období mezi světovými kongresy společnosti nejdůležitější setkání odborníků z této oblasti. V tomto roce proběhlo mezinárodní symposium EUROCK 05 ve dnech 16. – 20. května v režii Ústavu geoniky AV ČR v brněnském kongresovém centru v hotelu Voroněž. Hlavní téma konference Vliv lidského působení na geologické prostředí (Impact of human activity on the geological environment) zahrnovalo celkem 8 odborných sekcí:

- Odezva horninového masivu na lidskou činnost (Response of rock mass to human impact)
- Výzkum in situ (Field research)
- Laboratorní výzkum (Laboratory research)
- Stabilita podzemních výrubů (Stability of underground openings)
- Stabilita svahů (Slope stability)
- Matematické modelování (Mathematical modelling)
- Měření napětí (Stress measurements)
- Rozpojování hornin (Mineral and rock disintegration)

Konference se zúčastnilo celkem 208 odborníků z 29 zemí. Za zmínku stojí velký počet účastníků z východní Asie (50 z Číny, 21 z Jižní Koreje, 15 z Japonska), což potvrzuje narůstající podíl této oblasti na realizaci největších projektů z oblastí tunelářství a podzemního stavitelství. Zejména čínské ambice



Obr. 2 Předseda ČTuK při projevu k účastníkům konference

ROADWARE 2005

The author of the contribution informs about the Roadware 2005 fair, which was held in Prague, the capital city of the Czech Republic, from 17th to 19th May 2005, already for the eleventh time. The fair comprised 72 exhibition stands, with 93 companies covering the whole segment of activities concerning investment, design, construction, and also operation and maintenance of roads. Part of the fair is also the area of underground structures.

V pravém křídle Průmyslového paláce v Praze se ve dnech 17. – 19. 5. 2005 konal tento tradiční silniční veletrh letos již po jedenácté. V 72 expozičních se představilo 93 firem zahrnujících celý segment činností týkajících se investování, projektování, výstavby i provozu a údržby.

Zahájení proběhlo dne 17. 5. 2005 za účasti náměstka ministra dopravy a spojů ing. Jiřího Kubínka, představitelů Silniční společnosti, generálního ředitele Ředitelství silnic a dálnic ing. Petra Laušmana a Státního fondu dopravní infrastruktury ing. Pavla Švagra.

V katalogu, který vyšel také v digitální edici, jsou obsaženy databáze vystavovatelů, správců pozemních komunikací, správy a údržby silnic v krajích. Právě přehledná forma s údaji charakterizujícími jednotlivé společnosti a jejich činnosti, je velkým kladem katalogu, stejně tak český i anglický text.

V katalogu je také obsaženo rozřídění účastníků dle profesních činností od diagnostiky až po zimní údržbu. V naší kategorii podzemních staveb vystavovaly tyto firmy: Ekon s.r.o., Geosyntetika s.r.o., Metrostav a.s., Prostředí a fluidní technika s.r.o., SMP CZ a.s., ŽS Brno a.s.

Katalog také přináší představení a posláním České silniční společnosti (ČSS). Činnost této společnosti navazuje na svoji předchůdkyni založenou už v r. 1934 s cílem reprezentovat odborné a profesní zájmy pracovníků v oboru



Obr. 1 Stánek ČTuK na konferenci EUROCK 05

v této oblasti, které byly představeny v několika příspěvcích, zahrnují obtížné představitelné objemy prací na desítkách tisíc kilometrů silnic a železničních tratí, hydrotechnických tunelů (projekt zásobování vodou soustavou podzemních přivaděčů z jižní do severní poloviny Číny), podzemních tratí městské dopravy, podzemních hydroelektrárenských staveb atd.

Celkem bylo prezentováno 118 referátů. Z tunelářské oblasti zaznělo několik zajímavých příspěvků, zabývajících se zkušenostmi z ražení tunelů (NRTM i TBM) především z Asie, ale také z Německa (dálniční tunel Berg Bock v Durynsku). Z největších realizovaných projektů byly představeny poznatky z realizace projektu vodního díla (tři soutěsky) na řece Jangtse. Za zmínku rozhodně stojí příspěvek prof. Wittkeho, který se zabývá srovnáním potřebného geotechnického průzkumu při použití obou hlavních technologií ražení tunelů a zejména jeho požadavků z hlediska optimálního nasazení TBM.

Na konferenci vystoupil rovněž předseda ČTuK ing. Ivan Hrdina, který pozdravil účastníky a uvedl prezentaci pražského Světového tunelářského kongresu v roce 2007, která byla přijata s neobyčejným zájmem.

Součástí symposia bylo zasedání vrcholných orgánů ISRM (prezidium, plénum, evropská a asijská sekce, odborné komise). Plenárního zasedání se zúčastnili delegáti z 39 (z celkového počtu 42) národních skupin, kteří zvolili novým prezidentem ISRM pro období 2007 – 2011 prof. Johna Hudsona (UK). Místem 12. Mezinárodního kongresu ISRM v roce 2011 se stal Peking.

Početně a velmi kvalitně navštívená konference, k jejímuž zduhu přispěla i výborná práce pořadatelů s profesionálním zázemím hotelového kongresového centra, prokázala významnou roli geomechanického a geotechnického výzkumu při přípravě a realizaci podzemních staveb. Nasazování stále výkonnějších, ale i nákladnějších technologií spolu se vzrůstající technikou náročností podzemních staveb kladou stále větší požadavky na rozvoj a vědeckou úroveň geomechanických a geotechnických oborů.

DOC. ING. RICHARD ŠNUPÁREK, CSc., ÚSTAV GEONIKY AV ČR

silničního hospodářství a navazujících odvětví v České republice. Těžištěm aktivit je práce poboček a odborných sekcí, které spolupracují s výbory Světové silniční asociace AIPCR/PIARC.

V současnosti pracuje v rámci ČSS osm odborných sekcí zaměřených na tyto profesní obory:

- Správa a údržba komunikací
- Povrchové vlastnosti vozovek
- Cementobetonové vozovky
- Asfaltové vozovky
- Silniční a městské dopravní inženýrství
- Silniční tunely
- Zemní práce, odvodnění a spodní stavba
- Telematika

Hlavní částí ediční činnosti je vydávání časopisu Silniční obzor. Jde o jediný druh odborného časopisu využívaného odborníky jak v České republice, tak na Slovensku.

Kontaktní údaje:

Česká silniční společnost, Novotného lávka 5
116 68 Praha 1, Česká republika
Prof. Ing. František Lehovc, CSc., předseda
Ing. Tomáš Vacek, tajemník
Ing. Jiří Smolík, tajemník sekce silniční tunely
E-mail: info@silnicnispolecnost.cz

Na závěr je možno konstatovat, že spolupráce mezi naší tunelářskou asociací a sekcemi Silniční tunely a telematika je velmi dobrá. Veškeré výstupy činnosti jsou koordinovány a také začlenění našich členů ITA/AITES do práce sekcí Silniční společnosti a sekcí PIARC je přínosem a nadějí do budoucna.

ING. PETR VOZARIK, METROSTAV a. s.

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA TUNEL PANENSKÁ

Dne 4. 7. 2005 bylo na dálničním tunelu Panenská s týdenním předstihem dokončeno definitivní ostění ražené části levého tubusu. V pravém tubusu je vybetonováno 1775 m z 1975 m, zbývá tedy dokončit posledních 200 m ostění. Byla zahájena betonáž hloubené části severního portálu, kde je vybudována první sekce o délce 12 m. Na jižním portálu probíhají přípravné práce pro betonáž hloubené části tunelu. V obou tunelových troubach jsou čištěny základové spáry a v nejbližších dnech se zahájí práce na podložních vrstvách vozovky.

TUNEL LIBOUCHEC

V úterý 28. 6. 2005 se uskutečnila slavnostní prorážka na tunelu Libouchec. Tento tunel je situován jižně od tunelu Panenská a je rovněž součástí úseku stavby 807 Trmice – státní hranice na dálnici D8. Do prostoru severního portálu byla prorážena kalota levého dvoupruhového tubusu o celkové délce 480 m. Ke stejnému datu byla vyražena kalota pravého tubusu v délce 388 m. Prorážka tohoto tunelu do severního hloubeného úseku je plánována až v průběhu srpna po dokončení výkopu východní části portálové jámy. Od poloviny července bude zahájena příprava pro betonáž definitivního ostění.

TUNEL KLIMKOVICE

Dálniční tunel Klimkovice celkové délky (ražená i hloubená část) 1077 m (tubus A) a 1088 m (tubus B) je součástí dálnice D47 v úseku Bílovec – Ostrava-Rudná. První uzlový termín byl splněn 1. 4. 2005 zahájením ražby tubusu B (délka ražené části 875 m) z ostravského portálu. Dne 16. 5. 2005 započala protiražba téhož tunelového díla od brněnského portálu. Od 1. 7. 2005 byly zahájeny razicí práce v tubusu A (délka ražené části 865 m) od brněnského portálu. Den před tímto datem proběhlo slavnostní posvěcení sošky patronky tunelářů a havířů svatě Barbory. Posvěcení vykonal sídelní biskup Ostravsko-opavské diecéze msgr. František Václav Lobkowicz.

NOVÉ SPOJENÍ – VÍTKOVSKÉ TUNELY

Na východním portálu pod vrchem Vítkov v Praze proběhlo dne 26. 5. 2005 slavnostní osazení a posvěcení sošky sv. Barbory. Den poté byla zahájena ražba kaloty jižního Vítkovského železničního tunelu, který je prováděn z hloubené stavební jámy východního portálu. Ražba započala po vytvoření úpadní přístupové rampy do prostoru portálu a vytěžení horniny na úroveň kaloty tunelu. Dne 13. 6. 2005 byla pak zahájena postupná ražba jádra, dotěžování spodní klenby a uzavírání primárního ostění v příportálovém úseku. V jižní tunelové troubě je vyraženo k 15. 7. 2005 již přes 100 m kaloty a 65 m plného profilu z celkové ražené délky 1251 m.

TUNEL HNĚVKOV II

Tunel Hněvkov II je situován na nově rekonstruované a zčásti překládané železniční trati Zábřeh – Krasíkov v rámci její optimalizace na návrhovou rychlost 160 km/hod. Dne 8. 7. 2005 bylo dokončeno definitivní ostění v celé délce ražené části tunelu Hněvkov II. Od 9. 7. 2005 probíhají stavební práce na počvě tunelu. V současné době je vyhloubeno 90 % střední tunelové stoky a připravují se betonáže definitivního ostění na obou portálech.

TUNEL VALÍK

Jižní tunelová trouba byla doražena 10. května a severní pak ke konci května 2005. Do konce června byla dokončena betonáž konstrukce hloubeného tunelu u pražského portálu. V současné době probíhá betonáž spodních klenb obou tunelových trub. V proudu jsou prováděny profílance jižní tunelové trouby a montáž bednění pro betonáž klenby. Předpoklad zahájení betonáže bednicím vozem je v první polovině měsíce srpna.

TUNEL BŘEZNO

Ražba tunelu byla obnovena 6. 6. 2005 pokračováním protiražby sekvenční metodou z Droužkovického portálu. K datu 12. 7. 2005 je protiražbou vyraženo 93 m kaloty, 88 m jádra a 87 m dna s provedenou protiklenbou v primárním ostění ze strikaného betonu. Před portálem byla dokončena konstrukce hloubeného tunelu v délce 249 m. V současné době probíhají práce na provádění vnější izolace a na zásypu vybetonovaného hloubeného tunelu. Od březenského portálu bylo dokončeno definitivní ostění v délce 760 m.

CZECH REPUBLIC THE PANENSKÁ TUNNEL

The final lining in the mined part of the left tube of the Panenská highway tunnel was completed on 4 July 2005, one week ahead of schedule. In the right tube, 1775 m out of 1975 m of the lining has been finished, the last 200 m section remains. The casting of the cut and cover section at the North portal started, with the first 12 m long block completed. Preparatory work for casting of the cut and cover section at the South portal is in progress. The foundation base cleaning takes place in both tubes, to be followed by road-base structures soon.

THE LIBOUCHEC TUNNEL

A breakthrough ceremony took place on the Libouchec tunnel site on Tuesday 28 June 2005. The tunnel is situated to the south of the Panenská tunnel, and is also part of the construction lot 807 Trmice – State Border of the D8 highway. The top heading of the 480 m long left tube of the double-lane tunnel broke through the North portal. As of the same date, a length of 388 m of excavation of the top heading of the right tube was finished. This tube is scheduled to break through into the northern cut-and-cover section during August, after completion of the excavation of the eastern part of the pre-portal trench. Preparation for the casting of final lining will start in the middle of July.

THE KLIMKOVICE TUNNEL

The highway tunnel Klimkovice consisting of the 1077 m long tube A and 1088 m long tube B (the mined and cut-and-cover sections together) is part of the D47 highway section from Bílovec to Ostrava-Rudná. The first deadline was met on 1 April 2005 by starting the B-tube excavation (875 m long mined section) from the Ostrava portal. The counter-heading of this tube from the Brno portal started on 16 May 2005. Excavation of the B-tube (865 m long mined part) commenced on 1 July 2005. A day before this date, Msgr. František Lobkowicz, bishop of the Ostrava – Opava diocese, consecrated a statuette of Saint Barbara, patron of miners and tunnellers.

THE NEW CONNECTION – THE VÍTKOV TUNNELS

Ceremonial installation of and consecration to Saint Barbara's statuette took place at the East portal under Vítkov hill on 26 May 2005. The excavation of the southern Vítkov railway tunnel started the following day, from a construction trench prepared at the East portal. The excavation started after the development of an access ramp leading to the portal, and digging the trench down to the top heading level. Sequential excavation of the core and invert, and closing of the primary lining commenced on 13 June 2005. Over 100 m of top heading and 65 m of full profile excavation (out of the total length of the mined part of 1251 m) have been completed by 15 June 2005.

THE HNĚVKOV II TUNNEL

The Hněvkov II tunnel is situated on the Zábřeh – Krasíkov railway track, which is being reconstructed and partially relocated in the framework of its optimisation for 160 km/h design speed. The final lining of the Hněvkov II tunnel was completed along the whole length of the mined section on 8 July 2005. The work on the tunnel invert continues from 9 July 2005. As of today, 90 % of the central tunnel drain ditch has been dug and the casting of the final lining at both portals is under preparation.

THE VALÍK TUNNEL

The southern and northern tunnel tube excavation was completed on 10 May and at the end of May respectively. The end of May saw the completion of casting of the tunnel structure in the cut-and-cover section at the Prague portal. Casting of invert in both tunnel tubes is currently in progress. The flow of operations consisting of re-profiling followed by erection of formwork for the vault structure is underway. The casting operations are expected to start in the first half of August.

THE BŘEZNO TUNNEL

The tunnel excavation resumed on 6 June 2005 by the counter-heading from the Droužkovice portal, using the sequential method. As of 12 July 2005, 93 m of top heading, 88 m of bench and 87 m of invert have been excavated, supported by shotcrete primary lining. The casting of the 249 m long cut-and-cover section at the Droužkovice portal has been completed. Currently executed works consist of application of external waterproofing layers and backfilling of the completed structure. On the Březno portal side, 760 m of the tunnel were provided with final lining.

THE BLANKA EXPLORATION GALLERY

The excavation of the 1720 m long southern branch, found in the split end section of the exploration gallery, was completed on 5 July 2005. The

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA BLANKA

V koncovém rozvětvení průzkumného díla byla ke dni 5. 7. 2005 dorazena jižní průzkumná štola v celkové délce 1720 m. Konce ražených průzkumných štol se nacházejí pod parkem Stromovka v oblasti pod původní Šlechtovou restaurací. V severní průzkumné štole zbývá ve ztížených geologických podmínkách dorazit ještě 40 m. Celková délka této štoly od místa jejího odbočení ze souběžné jižní štoly bude 220 m. Ražba probíhá pod nadloží zpevněným injektáží cementovým mlékem. Poslední prováděný 9 m dlouhý vějíř injektovaných vrtů, který prováděla firma Zakládání staveb, byl dokončen 10. 7. 2005. V průběhu ražeb průzkumných děl jsou prováděna sledování hydrogeologických poměrů ovlivněných podcházenou řekou Vltavou. Při ražbě je průběžně vyhodnocován geotechnický monitoring a dokladován komplexní geofyzikální i geologický průzkum pro budoucí automobilový tunel Blanka.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA TUNEL SITINA

Po prerazení západnej tunelovej rúry v marci tohto roku bola v máji prerazená aj druhá, východná tunelová rúra a následne boli razičské práce v tuneli ukončené. Výstavba tunela pokračovala budovaním definitívnych tunelových konštrukcií v oboch tunelových rúrach. Práce na sekundárnom ostení a chodníkoch s káblovými trasami by mali byť ukončené tak, aby umožnili vybudovanie vozovky s cementobetónovým krytom v druhej polovici tohto roku. V decembri 2005 je v plánované odovzdanie stavebnej pripravenosti pre montáž technologického vybavenia, čo je predpokladom možného uvedenia tunela do skúšobnej prevádzky už koncom roku 2006. Dodávateľom technologického vybavenia sa na základe vyhodnotenia medzinárodnej súťaže stalo združenie Taisei – Eltodo.

TUNEL BŔRIK

Ani opakovaná súťaž na zhotoviteľa prvého úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce dĺžky viac ako 8 km, ktorej súčasťou je tunel BŔrik s dvomi tunelovými rúrami dĺžky cca 1 km, nebola úspešná. Na základe rozhodnutia Úradu pre verejné obstarávanie ju bude musieť investor, Národná diaľničná spoločnosť, a. s., zrušiť a opätovne vyhlásiť. Diaľničný úsek D1 Mengusovce – Jánovce je rozdelený na tri časti, Slovenská správa ciest ako predchádzajúci obstarávateľ vyhlásila v druhej polovici septembra 2004 tri tendre. V januári podpísala zmluvy s dvoma konzorciami. Druhý úsek z Velkej pri Poprade do Matejoviec bude stavať združenie Doprastav a Strabag. Práce na treťom úseku z Matejoviec bude realizovať konzorcium vedené firmou Stavby silnic a železníc. Náklady na celý diaľničný úsek by mali podľa Národnej diaľničnej spoločnosti predstavovať približne 10 mld. Sk. Túto sumu by mali na 74 % pokrývať financie z Kohézneho fondu, 30 mil. eur poskytne Európska investičná banka a zostatok bude smerovať zo štátneho rozpočtu.

TUNEL BRANISKO

Diaľničný tunel Branisko, ktorý bol v predošlom roku uvedený do trvalej prevádzky, sa stal nositeľom ceny Slovenského zväzu stavebných inžinierov INŽINIERSKA STAVBA ROKA 2005 v 11. ročníku celoštátnej verejnej neanonymnej súťaže Stavba roka 2005, vyhlasovanej Združením pre rozvoj slovenskej architektúry a stavebníctva – ABF Slovakia. Tunel Branisko zároveň získal jednu z piatich nominácií na hlavnú cenu, titul Stavba roka 2005 (druhú najvyššiu cenu súťaže). Slávnostného odovzdávania cien dňa 23. 6. 2005 v Prešove sa zúčastnili zástupcovia Národnej diaľničnej spoločnosti, a. s., Vodohospodárskej výstavby, š. p., a Terraprojekt, a. s.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

ends of the mined exploration gallery's branches are found under Stromovka Park, in the area of original Šlechta's restaurant. About 40 m of excavation remain to be carried out on the northern branch, in deteriorated geological conditions. The total length of this branch, parallel with the southern gallery, measured from the branching point, will amount to 220 m. The galleries are driven under overburden improved by injecting fluid cement. The sub-contractor Zakládání Staveb a. s. carried out the grouting of the last borehole in the series of 9 m-long fans of injection boreholes on 10 July 2005. The excavation of the exploration works is monitored in terms of hydrological conditions affected by the Vltava River, which is passed under. Also the results of geotechnical monitoring are assessed continually in the course of the excavation, and the comprehensive geophysical and geological exploration is documented for the purpose of the future vehicular tunnel Blanka construction.

SLOVAK REPUBLIC THE SITINA TUNNEL

The second tunnel tube broke through in May, following the breakthrough of the western tunnel tube (March 2005). The tunnel construction continued by erecting the final tunnel structures in both tunnel tubes. The work on the secondary lining and walkways with cable ducts should be completed so that the roadway with concrete pavement can be built in the second half of 2005. Civil works should be completed in December 2005, to allow installation of equipment, which is the condition for the tunnel to be handed over for trial running at the end of 2006. The contract for the installation of equipment was awarded to Taisei – Eltodo group of companies, based on results of an international tender.

THE BŔRIK TUNNEL

The repeated tender called for the first section of the 8 km long D1 highway section from Mengusovce to Jánovce, which contains the BŔrik tunnel (two 1km long tubes) again failed. The authority overseeing public contracting (Úrad pre verejné obstarávanie) decided that the owner, Národná diaľničná spoločnosť a. s., had to cancel the tender and publish a new tendering notice. The Mengusovce – Jánovce section of the D1 highway is divided into three parts; the Slovakian Road Authority, which called the previous tender, called three tender proceedings in the second half of September 2004. They signed contracts with two consortiums. The second section from Velká pri Poprade to Matejovce will be built by a group of companies consisting of Doprastav and Strabag. The third section from Matejovce will be carried out by a consortium led by Stavby Silnic a Železníc. According to the Národná diaľničná spoločnosť a. s., the cost of the entire highway section should amount approximately to SK 10 billion. This sum should be covered by the Cohesion Fund (74 %), the European Investment Bank (30M euro), and the remaining part by the state budget.

THE BRANISKO TUNNEL

The Branisko highway tunnel, which was inaugurated last year, received The Slovakian Association of Civil Engineers's CIVIL ENGINEERING STRUCTURE OF THE YEAR 2005 award, in the framework of the 11th annual nationwide non-anonymous competition The Building of the Year 2005 organised by the Slovakian Architecture and Civil Engineering Development Association – ABF Slovakia. The Branisko tunnel also won one of nominations for the main prize, the title The Building of the Year 2005 (the second highest price of the competition). Participants of the award ceremony held on 23 June 2005 were representatives of Národná diaľničná spoločnosť a. s., Vodohospodárska Výstavba š. p. and Terraprojekt a. s.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES REPORT

INFORMACE O PRŮBĚHU VALNÉHO SHROMÁŽDĚNÍ ČTuK ITA/AITES, KTERÉ SE KONALO 8. ČERVNA 2005

INFORMATION ON THE CTUC ITA/AITES GENERAL MEETING HELD ON 8 JUNE 2005

The CTUC ITA/AITES secretary informs the Tunnel magazine readers about the CTUC General Meeting held in Prague on 8 June 2005. It was attended by 33 delegates from 46 member organisations, 15 individual members, 1 honorary member, and 8 guests. The meeting dealings were very well organised by SMP CZ, a. s.

The main topics the General Meeting discussed were the 2004 Actions Review and the 2004 Income Statement, the 2005 Budget, the state of the WTC 2007 preparation, and approval to the composition of the new Editorial Board of Tunnel magazine for the 2005 – 2008 term.

As a part of the SMP CZ, a. s. presentation, also Vinci Construction Grands Projets was introduced by Mr Hugues Pialoux.

The afternoon was devoted to a seminary on lessons learnt at the WTC 2005 in Istanbul.

Valné shromáždění se konalo v Masarykově koleji ČVUT v Thakurově ul. v Praze-Dejvicích a zúčastnilo se 33 delegátů ze 46 členských organizací, 15 individuálních členů, 1 čestný člen a 8 hostů. Průběh jednání velmi dobře zabezpečila firma SMP CZ, a. s.

Hlavními body jednání byly:

- 1) Zpráva předsedy ČTuK ITA/AITES o činnosti komitétu od podzimního pracovního zasedání, které se konalo 18. 11. 2004 v Brně, a o výsledcích GA a WTC 2005 v Istanbulu.
- 2) Zpráva o přípravě WTC 2007 včetně souvisejících aktivit na WTC 2005 v Istanbulu (Ing. Romancov).
- 3) Zpráva o jednání WG a činnosti pracovních skupin ČTuK (Ing. Sikora).
- 4) Příprava podzemní geotechnické laboratoře Mokrsko (prof. Pacovský).
- 5) Zpráva o výsledku hospodaření za rok 2004 a schválení rozpočtu na rok 2005 (Ing. Mičunek).
- 6) Zpráva o stavu členské základny a platební kázní (Ing. Novotný).

Od 1. 1. 2005 do 1. 6. 2005 přistoupily organizace:

- Degussa Stavební hmoty, s. r. o.
- D2 Consult Prague, s. r. o.
- Promat, s. r. o.

Stav členských organizací je 46.

Pokud jde o jednotlivce, je k 1. 6. 2005 evidováno 48 členů – jednotlivců, z toho 11 studentů nebo důchodců.

- 7) Informace o stavu webových stránek (Ing. Mařík).
- 8) Ediční záměry časopisu Tunnel (Prof. Barták).
- 9) Schválení složení redakční rady na rok 2005 až 2008 (Ing. Novotný).
- 10) Projednání změny stanov ČTuK (Ing. Novotný).
- 11) Informace o činnosti příbuzných společností (Prof. Aldorf).
- 12) Kontrola minulého zápisu (Ing. Novotný).
- 13) Různé.
- 14) Projednání a schválení usnesení z VS (Ing. Novotný).

Po diskusi byl návrh usnesení upraven vypuštěním bodu o zrušení Inženýrské kanceláře a doplněním bodu o knihovně ČTuK.

Pak přítomní delegáti jednomyslně schválili usnesení v následujícím znění:

Usnesení z valného shromáždění ČTuK ITA/AITES, které se konalo dne 8. června 2005:

1. Valné shromáždění souhlasí se zprávou předsedy ČTuK a s postupem přípravy WTC 2007. Znovu vyzývá členy k aktivní účasti na přípravě a konkrétní podpoře úspěšného průběhu kongresu.
2. Valné shromáždění vzalo na vědomí záměr předsednictva získat od členských organizací v roce 2006 mimořádný příspěvek na přípravu WTC 2007 ve výši 50 % fakturace za poradenskou činnost. Tato

záležitost bude projednána na podzimním pracovním shromáždění ČTuK v letošním roce.

3. Valné shromáždění vzalo na vědomí zprávu Ing. Sikory o pracovních skupinách. Členové ČTuK podpoří účast svých určených pracovníků na práci WG.
4. Valné shromáždění schvaluje výsledek hospodaření za rok 2004 a rozpočet na rok 2005.
5. Valné shromáždění souhlasí se zprávou o stavu členské základny a o platební kázní členů. Souhlasí s odpisem faktur v celkové výši 62 250 Kč. Pověřuje současně předsednictvo, aby u individuálních členů ukončilo jejich členství, pokud přes urgence nezaplátí příspěvek na příslušný rok.
6. Valné shromáždění schvaluje redakční radu časopisu Tunnel na roky 2005 až 2008 ve složení, které předložilo předsednictvo.
7. Valné shromáždění schvaluje změnu stanov v předloženém znění.
8. Valné shromáždění ukládá, aby knihovna v sekretariátu ČTuK fungovala v projednaném rozsahu.

Následovala **prezentace firem SMP CZ, a. s., a VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS**, které uvedl generální ředitel SMP Construction Ing. Martin Doksanský. Ve svém vystoupení charakterizoval zaměření firem a aktivity v podzemním stavitelství.

Prezentaci firmy VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS přednesl Ing. Hugues Pialoux. V úvodu krátce seznámil přítomné s činností firmy VC GRANDS PROJETS v oblasti podzemních staveb. Firma realizovala celkem 667 km tunelů, z toho 436 km při použití razičích strojů TBM a 231 km jinými metodami.

Prezentaci firmy SMP CZ, a. s., přednesl stav. Josef Holba, ředitel divize 03 Podzemní a inženýrské stavby. Informoval o účasti SMP CZ, a. s., na stavbách hloubeného tunelu v Jihlavě, na tunelu Mrázovka a tunelech trasy IVCI metra v Praze a na dálničním tunelu Panenská.

Odpoledne proběhl krátký **seminář o poznatcích z WTC 2005 v Istanbulu**.

Na začátku vystoupil Ing. Sikora, který seminář řídil, a stručně připomenul náplň jednání kongresu a pracovních skupin (WG).

Přítomní vyslechli vesměs velmi zajímavé příspěvky následujících účastníků kongresu – Ing. Butoviče, prof. Bartáka, Ing. Hasíka, Ing. P. Poláka, doc. Rozsypala, doc. Šňupárka, Ing. Tvardka, Ing. Valeše, doc. Vojtasíka a Ing. Vozaríka.

S politováním je nutné konstatovat, že počet přítomných se oproti dopolední prudce snížil – referující si prakticky vyměňovali poznatky pouze mezi sebou navzájem. Svědčí to o dosud nedostatečném zájmu o zajištění co nejvyšší odborné úrovně kongresu WTC 2007 ze strany našich organizací.

(Podrobný záznam z průběhu valného shromáždění čtenáři najdou na webových stránkách ČTuK: www.ita-aites.cz)

INFORMACE O STAVU PŘÍPRAVY AITES-ITA WTC 2007 V PRAZE

INFORMATION ON THE STATE OF PREPARATION OF THE WTC 2007 IN PRAGUE

Mr Georgij Romancov, chairman of the WTC 2007 Organisational Committee, informs about the course of the preparation. He points out the new format of the congress website (www.wtc2007.org) and the 2nd circular being prepared to be issued at the end of September 2005.

V minulém čísle časopisu (2/2005) jsem upozorňoval, že mezi redakční uzavěrkou a expedicí časopisu je relativně dlouhá doba, takže některé zprávy při nejlepší vůli nemohou být aktuální. Tento stav se bude pravidelně opakovat, avšak jeho negativní dopady budou našťastí zmírňovány skutečností, že jsou již zprovozněny nové webové stránky jak kongresové, tak ČTuK, na adresách www.wtc2007.org a www.ita-aites.cz. Čerstvé zprávy proto hledejte tam, v časopisu TUNEL budou napříště umisťovány pouze obecné informace dlouhodobějšího charakteru.

Ve vztahu k přípravě našeho kongresu byl nejdůležitější událostí minulých týdnů ITA-AITES World Tunnel Congress v Istanbulu. Nebudu se zmiňovat o jeho odborné ani společenské náplni, o těch se můžete informovat na jiných místech. Snažili jsme se získat co nejvíce organizačních poznatků a zejména si všimát všeho, co pro nás může být poučením, nebo naopak odstrašujícím příkladem. Na zasedání organizačního výboru a správy sdružení, které se konalo brzy po návratu, hned 20. května, byly všechny tyto aspekty podrobně diskutovány a věřme, že se s kladným výsledkem promítnou do dalšího průběhu přípravy. Týká se to zejména některých organizačních opatření, prezencí počínaje, přes zahajovací

ceremoniál, organizaci exkurzí, stravování, společenských podniků a závěrečným banketem konče. Potvrdila se stará zkušenost, že to, co „funguje“, probíhá bez povšimnutí, zatímco každá maličkost, která „zaskřípe“, pokaží celkový dojem daleko více, nežli odpovídá jejímu významu. Z toho plyne jediné ponaučení – „fungovat“ musí všechno!

Koncem září, tedy nedlouho před tím, než dostanete tento výtisk TUNELU do rukou, bude připraveno a vytištěno 2. oznámení (cirkulář) WTC 2007. V tomto období přípravy je to jeden z nejdůležitějších dokumentů, jelikož by měl obsahovat prakticky všechny zásadní informace, které potenciální účastníci potřebují obdržet. Kromě specifikace hlavních témat jednání a výzvy k zaslání abstraktů bude obsahovat i přihlášku k účasti i další formuláře, které musí mít přímou vazbu na on-line servis webových stránek, relativně podrobný časový program (který by se již neměl měnit!), informace o společenských i odborných akcích, o možnostech ubytování a v neposlední řadě i cenové relace.

Do zahájení kongresu sice zbývá ještě asi 20 měsíců, ale to je doba velmi krátká na zajištění všech náležitostí a současně velmi vzdálená pro získání závazných příslibů cizích organizací a cen jejich služeb. Členové vědecké rady a organizačního výboru tudíž při jeho tvorbě budou muset prokázat nejen svoji odbornou erudici, ale i správný cit pro odhad.

Dne 1. června zasedala rada Sdružení WTC 2007. Bylo to první zasedání po jejím ustavení a jeho nejdůležitějším výsledkem je principiální schválení dosavadního postupu přípravy, především pak plánu finančních toků. Kongres má vedle své odborné a společenské náplně také stránku ekonomickou, kterou v žádném případě nelze podcenit. Úloha rady Sdružení, v níž zasedají vedoucí představitelé firem, rozhodujícím způsobem se podílejících na předfinancování kongresu, je z tohoto hlediska naprosto klíčová.

**ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc.,
předseda OV WTC 2007 Praha**