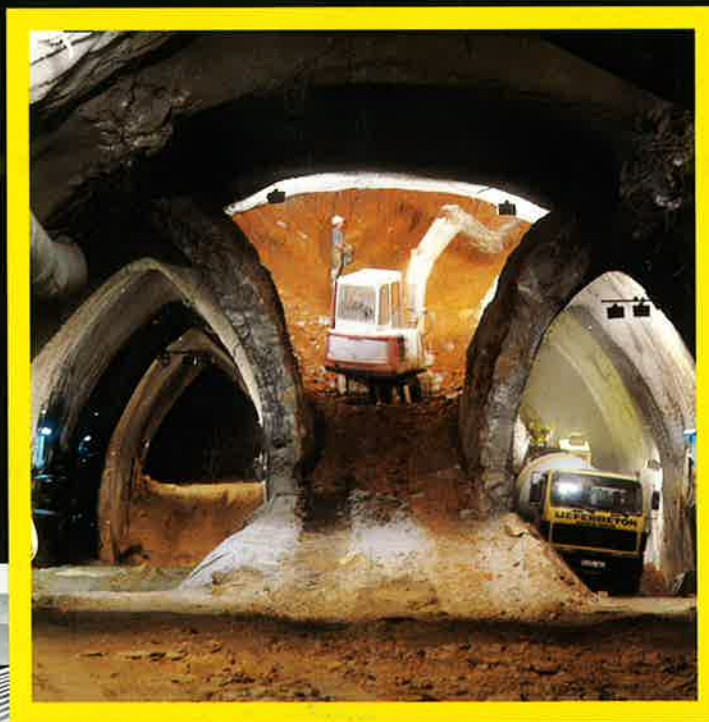


TUNEL

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU
A SLOVENSKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIÁCIE ITA/AITES
PODZEMNÍ STAVBY (VÝVOJ, VÝZKUM, PROJEKTOVÁNÍ, REALIZACE)

MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE
AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES
UNDERGROUND CONSTRUCTIONS (DEVELOPEMENT, RESEARCH, DESIGN, REALIZATION)



ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIÁCIE ITA/AITES

MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES

AD SERVIS TERRABOR, s. r. o.
Bělohorská 157/188
169 00 Praha 6

AMBERG ENGINEERING BRNO
Divadelní 2
602 00 Brno

AQUATIS, a. s.
Botanická 56
656 32 Brno

CARBOGROUTING, a. s.
Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

CARBOTECH-BOHEMIA, s. r. o.
Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice

ČERMÁK A HRACHOVEC s. r. o.
Smíchovská 31
Praha 5-Řeporyje

DESCRIBO, s. r. o.
Stavební projekty
U krčského nádraží 19
140 00 Praha 4

ELTODO, a. s.
Novodvorská 1010/14
142 00 Praha 4

EREBOS, s. r. o.
Malé Svatoňovice 249
542 34

GEOTEST, a. s.
Šmahova 112
659 01 Brno

IKE, s. r. o.
Plzeňská 166
150 00 Praha 5

**ILF CONSULTING
ENGINEERS s. r. o.**
Jirsíkova 5
186 00 Praha 8

INGSTAV BRNO, a. s.
Kopečná 20
675 15 Brno

INGUTIS CZ, s. r. o.
Třeboradická 1/1275
182 00 Praha 8

INSET s. r. o.
Novákových 6
180 00 Praha 8

**INŽENÝRING
DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.**
Na Moráni 3
128 00 Praha 2

INŽENÝRSKÉ KONSTRUKCE
Projektová a inženýr. kancelář
Kobrova 1363/2
150 00 Praha 5

KANKOL, s. r. o.
Nový Jáchymov 48
267 03 Hudčice, okr. Beroun

KELLER SPECIÁLNÍ ZAKLÁDÁNÍ s.r.o.
K Rýšance 16
147 54 Praha 4

METROPROJEKT Praha, a. s.
I. P. Pavlova 1786/2
120 00 Praha 2

METROSTAV a. s.
Dělnická 12
170 04 Praha 7

OKD, DBP PASKOV, a. s.
739 21 Paskov

POHL CZ, a. s.
Nádražní 25
252 63 Roztoky u Prahy

PŮDIS, a. s.
Nad vodovodem 2/169
100 00 Praha 10

SATRA, s. r. o.
Podhoří 2879
276 01 Mělník

SG GEOTECHNIKA, a. s.
Geologická 4
150 00 Praha 5

SOLETANCHE ČR, s. r. o.
K Botiči 6
101 00 Praha 10

STAVEBNÍ FAKULTA ČVUT
Thákurova 7
166 29 Praha 6

STAVEBNÍ FAKULTA VUT
Veveří 95
662 37 Brno

SUBTERRA a. s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4

SUDOP, a. s.
Olšanská 1a
130 80 Praha 3

TUBES, s. r. o.
Londýnská 29
123 00 Praha 2

ÚSTAV GEONIKY AV ČR
Studentská ul.
708 33 Ostrava-Poruba

VIS, a. s.
Bezová 1658/1
147 00 Praha 4

VODNÍ STAVBY, a. s., divíze 03
Dobronická 635
148 25 Praha 4

VOJENSKÉ STAVBY CZ, a. s.
Revoluční 3
110 15 Praha 1

VOKD, a. s.
Československá 7
701 40 Ostrava

VYSOKÁ ŠKOLA BĀŇSKÁ
tř. 17. listopadu
708 33 Ostrava-Poruba

ZAKLÁDÁNÍ GROUP, a. s.
Rohanský ostrov
180 00 Praha 8

**ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ
BRNO, a. s., DIS**
Heršpická 1
639 00 Brno

BANSKÉ STAVBY, a. s.
Košovská cesta 16
971 01 Prievidza

DOPRASTAV, a. s., GR
Drieňová 27
826 56 Bratislava

DOPRAVOPROJEKT, a. s.
Kominárska 2
832 03 Bratislava

GEOCONSULT, spol. s r. o.
Drieňová 27
826 56 Bratislava

GEOMONTA, spol. s r. o.
Sebedražská cesta 7
971 01 Prievidza

GEOTECHNIK, spol. s r. o.
Spišská Nová Ves

GEOSTATIK, spol. s r. o.
Bytčická 32
010 39 Žilina

GEOFOS, spol. s r. o.
Veľký diel 3323
010 08 Žilina

HYDROSTAV, a. s.
Miletičova 21
820 06 Bratislava

HYDROTUNEL
Mojmírova 14
972 01 Bojnice

HORNONITRIANSKE BANE, a. s.
ul. Matice slovenskej 10
971 71 Prievidza

CHÉMIA-SERVIS
Kopčianska 65
851 01 Bratislava

INCO, a. s.
Pri starej prachárni 14
831 50 Bratislava

INGEO, a. s.
Bytčická 16
010 01 Žilina

INFRAPROJEKT, s. r. o.
Kominárska 4
832 03 Bratislava

KŘÍŽÍK, a. s.
Solivárska 1
080 01 Prešov

MAGISTRÁT hl. m. Bratislavy
Primaciálne nám. 1
814 99 Bratislava

RUDNÝ PROJEKT
Holding a. s.
Festivalove nám. 1
041 95 Košice

**SLOVENSKÁ BANÍCKA
SPOLOČNOSŤ**
ul. 9. mája č. 2
974 01 Banská Bystrica

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST
Miletičova 19
820 09 Bratislava

SLOVENSKÉ TUNELY, spol. s r. o.
Lamačská 16
841 03 Bratislava

SOLHYDRO, spol. s r. o.
Ml. nivy 61, P. O. BOX 31
826 06 Bratislava

STU Bratislava, Stavebná fakulta
Radlinského 11
813 68 Bratislava

ŠPECIÁLNE ČINNOSTI
Kuklovská 60
841 05 Bratislava

**TECHNICKÁ UNIVERZITA KOŠICE,
Fakulta baníctva**
Letná 9
042 00 Košice

TERRAPROJEKT, a. s.
Podunajská 24
821 06 Bratislava

**ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV
KOŠICE**
Watsonova 45
043 53 Košice

**UNIVERZITA KOMENSKÉHO
Katedra inž. geológie**
Mlynská dolina
842 15 Bratislava

URANPRES, spol. s r. o.
Fr. Kráľa 2
052 80 Spišská Nová Ves

VÁHOSTAV, a. s., GR
Hlínská 40
011 18 Žilina

VODOHOSP. VÝSTAVBA, š. p.
Karloveská 2, P.O.BOX 45
840 00 Bratislava

VUIS – Zakladanie stavieb, spol. s r. o.
Lamačská 8
817 14 Bratislava

ZIPP BRATISLAVA, spo. s r. o.
Stará Vajnorská cesta 16
832 44 Bratislava

ŽELEZNICE SR, GR
Klemensova 8
813 61 Bratislava

ŽILINSKÁ UNIVERZITA
Katedra geotechniky
Komenského ul. 52
010 26 Žilina

ŽELBA, a. s.
Šafárikovo nám. 4
052 54 Spišská Nová Ves

TUNEL

Časopis Českého tunelářského komitétu
a Slovenské tunelárskej asociácie ITA/AITES
Založen ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

OBSAH

Úvodník: Ing. Petr Kuchár, generální ředitel SUBTERRA a. s.	str. 1
Redukce účinků tunelování na zástavbu pomocí clony z tryskové injektáže	str. 2
Prof. Ing. Jiří Barták, Dr.Sc., Ing. Matouš Hillar, Stavební fakulta ČVUT Tunely na severním prodloužení trasy C pražského metra (IV. provozní úsek trasy C)	str. 7
Ing. Josef Kutíl, INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB a. s. Ing. Josef Kuňák, Ing. Georgij Romancov, Ing. Jiří Růžička, METROPROJEKT PRAHA a. s.	str. 15
Tunel Slivenec-Lahovice	str. 15
Ing. Jiří Lebeda, A.D.O. s. r. o., Ing. Miroslav Kopriva, ABP a. s., Doc. Ing. Pavel Přibyl, CSc., ELTODO a. s.	str. 22
Rennsteig – nejdlhší tunel v SRN	str. 22
Ing. Josef Frankovský, Ing. Anton Petko, Josef Knajbel, BANSKÉ STAVBY a. s., Prievidza	
Razičské finále na tuneli Branisko	str. 26
Ing. Josef Frankovský, BANSKÉ STAVBY a. s., Prievidza	
Výstavba tunelu Mrázovka	str. 33
Ing. Miloš Salač, METROSTAV a. s., Divize 5	
Stříkaný beton a současná praxe u Metrostavu	str. 39
Ing. Pavel Polák, METROSTAV a. s., Divize 5	
Laboratorní zkoušky chemických injektážních hmot	str. 45
Ing. Richard Šňupárek CSc., Ing. Kamil Souček, Ústav geoniky AVČR, Ostrava	
Technické zajímavosti	str. 52
Zprávy z tunelářských konferencí	str. 54
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu	str. 55
Spravodajstvo Slovenskej tunelárskej asociácie	str. 56

REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, Dr.Sc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL CZ, a. s.
Ing. Milan Krejcar – IKE, s. r. o.
Ing. Josef Kutíl – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloš Novotný – VODNÍ STAVBY a. s.
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Doc. Ing. Pavel Přibyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STA ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

VYDAVATEL

Český tunelářský komitét a Slovenská tunelárska asociácia ITA/AITES
pro vlastní potřebu

REDAKCE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7
tel./fax: 667 93 479
e-mail: matzner@metrostav.cz
internet: <http://www.ita-aites.cz>
Vedoucí redaktor: Ing. Karel Matzner
Odborní redaktoři: Ing. Miloš Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Grafická úprava: Petr Míšek

Sazba, tisk: GRAFTOP

VOLUME 8, No. 4/99
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunnel

Magazine of the Czech Tunnelling Committee
and the Slovak Tunnelling Association ITA/AITES
Established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

CONTENTS

<i>Editorial: Ing. Petr Kuchár, General Manager, SUBTERRA a. s.</i>	pg. 1
Reduction of effects of tunnelling on existing buildings by means of a jet grouting curtain	pg. 2
<i>Prof. Ing. Jiří Barták, Dr.Sc., Ing. Matouš Hillar, Faculty of Civil Engineering of ČVUT</i>	
Tunnels of the northern extension of the Prague Metro - line C (the IVth operational section of the line C)	pg. 7
<i>Ing. Josef Kutil, INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB a. s. Ing. Josef Kuňák, Ing. Georgij Romancov, Ing. Jiří Růžička, METROPROJEKT PRAHA a. s.</i>	
Sliveneč-Lahovice Tunnel	pg. 15
<i>Ing. Jiří Lebeda, A.D.O. s. r. o., Ing. Miroslav Kopřiva, ABP a. s., Doc. Ing. Pavel Příbyl, CSc., ELTODO a. s.</i>	
The Rennsteig tunnel - the longest tunnel in Germany	pg. 22
<i>Ing. Josef Frankovský, Ing. Anton Petko, Josef Knajbel, BANSKÉ STAVBY a. s., Prievidza</i>	
Driving finals in the Branisko tunnel	pg. 26
<i>Ing. Josef Frankovský, BANSKÉ STAVBY a. s., Prievidza</i>	
Construction of the Mrázovka tunnel	pg. 33
<i>Ing. Miloš Salač, METROSTAV a. s., Divize 5</i>	
Shotcrete - contemporary praxis in METROSTAV	pg. 39
<i>Ing. Pavel Polák, METROSTAV a. s., Divize 5</i>	
Laboratory testing of chemical grouts	pg. 45
<i>Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ing. Kamil Souček, Ústav geoniky AVČR, Ostrava</i>	
Technical matters of interest	pg. 52
News from tunnelling conferences	pg. 54
Czech Tunnelling Committee reports	pg. 55
Slovak Tunnelling Association reports	pg. 56

EDITORIAL BOARD

Chairman: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, Dr.Sc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL CZ, a. s.
Ing. Milan Krejcar – IKE, s. r. o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloš Novotný – VODNÍ STAVBY a. s.
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
Doc. Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. – METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Törner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STA ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

PUBLISHED FOR SERVICE USE

by the Czech Tunnelling Committee and the Slovak Tunnelling Association
ITA/AITES

OFFICE

Dělnická 12, 170 04 Praha 7
tel./fax: 667 93 479
e-mail: matzner@metrostav.cz
internet: <http://www.ita-aites.cz>
Editor-in-chief: Ing. Karel Matzner
Technical editors: Ing. Miloš Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: Petr Míšek

Printed: GRAFTOP

Cover photo: Niedernhausen railway tunnel, Germany (SUBTERRA archives)



Vážení čtenáři,

s potěšením jsem přijal možnost pozdravit časopis TUNEL a jeho čtenáře při příležitosti významného výročí naší společnosti. Subterra a. s. vznikla před 35 roky. Na stránkách tohoto časopisu se zájemci mohli seznámit s historií naší společnosti a výsledky její práce několikrát již v předchozích vydáních, nerad bych se opakoval.

Zaměřím se proto na jednu výraznou stránku oboru podzemního stavitelství a tou je mezinárodní spolupráce. Při zpětném pohledu překvapí, že tato mezinárodní odborná spolupráce pro nás začala již hluboko v předcházejícím politickém uspořádání, které kontaktům se Západem příliš nepřálo. Mezinárodní tunelářská asociace ITA-AITES velkoryse zahájila svou činnost před 25 lety v roce 1974 a v roce 1982 byl mezi její členy přijat Československý tunelářský komitét, který jsme pomohli založit nedlouho před tím. Vedle Polska jsme byli druhou východoevropskou zemí, která se takto formálně přihlásila k mezinárodní spolupráci. Již v roce 1985 byl v Praze uspořádán Světový tunelářský kongres. Těšil se velkému uznání mezinárodní odborné veřejnosti, protože byl pečlivě připraven a naše firmy měly v oboru podzemního stavitelství již co ukázat.

Od té doby brzy uplyne 15 let. Podzemní stavitelství ve světě ani u nás nestagnovalo. Mezinárodní tunelářská asociace má již 47 členů, vyvíjí pozoruhodnou aktivitu a v jejím vrcholovém vedení zasedá i zástupce Českého tunelářského komitétu. Výraznou měrou se zasloužil o dobré jméno českých firem a odborníků v tomto oboru prof. Zdeněk Eisenstein, který zaujímá jednu z nejvýznamnějších odborných pozic ve světovém měřítku. Ač je dlouholetým občanem Kanady, nikdy nezapomněl na svůj původ a prokázal nám významnou podporu. Patří mu za to dík.

Do tohoto souboru výročí tedy spadá i připomínka vzniku naší firmy Subterra a.s. Ta patří v oboru mezi nejstarší u nás, aktivně se podílí na mezinárodní spolupráci formou společenskou i věcně odbornou. Připomeňme průkopnické zavádění špičkových technologií do našich projektů, jako jsou razicí stroje, stříkaný beton, NRTM a další. Není náhodou, že Subterra a. s. již 10 let působí na zahraničních zakázkách ve Španělsku a Německu. Svému poslání se nechceme zpronevřit, proto budeme dále podporovat mezinárodní spolupráci a s tím spojené aktivity, mezi něž patří i vydávání tohoto odborného časopisu TUNEL.

Dear Readers,

With pleasure I accepted the possibility to greet the journal TUNEL and its readers on the occasion of the important anniversary of our company Subterra, a.s. This company was founded 35 years ago. On pages of this journal, interested persons could get acquainted with the history of our company as well as with results of its work several times in previous issues, and I would not like to repeat what has been already written.

That is why I shall draw your kind attention to one important component of the line of underground engineering, i. e. to the international cooperation. A retrospective view may surprise us that said international professional cooperation started for us deeply in the previous political arrangement which was not favourable for contacts to the West. The International Tunnelling Association ITA-AITES, started its activity liberally 25 years ago in the year 1974, and in the year 1982, the Czechoslovak Tunnelling Committee which we helped to found not a long time ago, became a member of it. Besides Poland, we were the second East European country which was formally interested in the international cooperation. Already in the year 1985 there has been organized in Prague the World Tunnelling Congress. It was highly appreciated by the international professional public, because it was carefully prepared and our firms have been already in the position to show some success in the line of underground engineering.

From that time there passed nearly 15 years. The underground engineering in the world, and in our country as well, did not stagnate. The international Tunnelling Association has already 47 members, it is remarkably active and in its top management even a representative of the Czech Tunnelling Committee takes place. Prof. Zdeněk Eisenstein, who is one of the most important experts from the world's point of view, was credited with the good name of Czech firms and experts in this line. In spite of the fact that he is for many years a citizen of Canada, he never forgot his origin and he provided us an important support. Many thanks to him for it.

In this collection of anniversaries there takes also place the foundation of our firm Subterra a.s. It is one of the oldest in our country in this line, it takes part in an active way in the international cooperation both in the social form and professional one. Let us draw the attention to introducing top technologies into our designs, such as driving machines, shotcrete, NATM, and the like. It is not a chance that Subterra, a.s., works already 10 years on foreign orders in Spain and Germany. We do not want to fail in our mission and that is why we shall go on in supporting the international cooperation and activities connecting with it, among which there is also ranked the publishing of this professional journal - TUNEL.

Ing. Petr Kuchár
generální ředitel a místopředseda představenstva
General Manager and Vice-Chairman of the Directorate

REDUKCE ÚČINKŮ TUNELOVÁNÍ NA ZÁSTAVBU POMOCÍ CLONY Z TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE

REDUCTION OF EFFECTS OF TUNNELING ON EXISTING BUILDINGS BY MEANS OF A JET GROUTING CURTAIN

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DRSC., ING. MATOUŠ HILAR - FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
OF THE CZECH TECHNICAL UNIVERSITY

1. VŠEOBECNÝ ROZBOR POKLESOVÝCH FAKTORŮ PŘI TUNELOVÁNÍ

Existence poklesů nad podzemními díly raženými v málo kvalitních horninách a v malých hloubkách pod povrchem je zákonitým jevem, se kterým je nutno při výstavbě počítat, a to především s ohledem na povrchovou zástavbu v dosahu podzemního díla.

Hlavní faktory, ovlivňující maximální velikost poklesů povrchu terénu, tvar a rozsah poklesové kotliny, jsou:

- Fyzikálně-mechanické vlastnosti horninového prostředí,
- tunelovací metoda, tj. způsob ražení a vyztužování podzemního díla,
- rozměry podzemního díla,
- hloubka uložení podzemního díla pod povrchem,
- tlakové poměry v horninovém masivu.

HORNINOVÉ PROSTŘEDÍ A JEHO FYZIKÁLNĚ MECHANICKÉ VLASTNOSTI:

Z hlediska vzniku a velikosti poklesů, včetně rozsahu poklesové kotliny, jsou nebezpečné soudržné zeminy s nízkým modulem deformace (měkká a tuhá konzistence), málo ulehle nesoudržné zeminy, nesoudržné zeminy přitížené při ražbě poklesem hladiny podzemní vody, poloskalní a z různých důvodů více deformabilní skalní horniny.

TUNELOVACÍ METODA:

Způsob ražení a vyztužování podzemního díla výrazně ovlivňuje velikost poklesových jevů. Nesprávná volba tunelovací metody může vést k závažným potížím při ražbě (nadvýlomy, nestabilita čelby, závaly v nadloží), což výrazně ovlivňuje deformace horninového prostředí, které se projeví vznikem hluboké a rozsáhlé poklesové kotliny.

Z hlediska vzniku poklesových jevů jsou nevýhodné technologie, které nedocílují okamžitého nutného kontaktu provizorní výstroje (případně i definitivní) s lícem výrubu a vyžadují zakládku či výplňovou injecktáž (ražba porubem s příložným pažením, prstencová metoda s dílcovým ostěním, štítování apod.), u nichž se výrazně uplatňuje často negativní vliv lidského činitele (nekválitní provedení výplně za rubem ostění).

Naopak lze konstatovat, že Nová rakouská tunelovací metoda omezuje při krátkých záběrech a zvýšené tuhosti ostění možnost vzniku nepřiměřených deformací masivu a povrchu území, což je z hlediska povrchové zástavby výhodné.

Vhodné úpravy NRTM či jiné speciální tunelovací technologie (horizontální trysková injecktáž, obvodový vrub, konsolidační injecktáž) umožňují další redukce poklesů nadloží.

1. GENERAL ANALYSIS OF SETTLEMENT FACTORS IN TUNNELING

Existence of settlement above underground structures excavated in poor quality types of ground and in small depths under the surface is a phenomenon having the character of a law, which is to be taken into account, with respect to existing buildings standing within the reach of the underground works above all.

Main factors influencing the maximum dimensions of surface settlement, the shape and extent of the settlement trough are as follows:

- Physical/mechanical properties of the rock environment,
- tunneling method, i.e. the technique of excavation and support of the underground works,
- dimensions of the underground works,
- depth of the underground structure under the surface
- stress conditions within the rock massif.

ROCK ENVIRONMENT AND ITS PHYSICAL/MECHANICAL PROPERTIES:

Dangerous conditions for excavation regarding origination and dimensions of settlement, including the area of the settlement trough, are in cohesive soils with low deformation modulus (soft and solid consistence), poorly settled soils, incohesive soils supercharged in the course of excavation due to the lowered water table, semi-rocks, and, for various reasons more deformational rocks.

TUNNELING METHOD:

The manner in which the underground structure is excavated and supported significantly influences the magnitude of settlement phenomena. Incorrect choice of the tunneling method can lead to serious troubles during excavation (overbreaks, loss of the face stability, overburden cave-ins). All of that significantly affects deformations of the rock environment, which are manifested by origination of a deep and extensive settlement trough.

Such techniques are disadvantageous regarding origination of the settlement phenomena which do not achieve an instant full contact of the temporary support (and the final lining if need be) with the excavation intrados, and for which a fill or backgrouting (ring method with segmental lining, shield heading etc.) is required, i.e. techniques where the often negative influence of a human factor works considerably (poor quality of filling behind the lining extrados).

On the contrary, it can be stated that the New Austrian Tunneling Method, applied with short advances per cycle and with increased rigidity of the lining, restricts the possibility of occurrence of inadequate deformations of the massif or of the area surface, which is advantageous for existing buildings.

ROZMĚRY PODZEMNÍHO DÍLA:

Se zvětšujícími se rozměry výrubu, zejména jeho šířkou, se zvyšují nároky na samonosnost horninového masivu v okolí výrubu a zejména masivu v nadloží. Poklesové jevy se obecně zvětšují v přímé závislosti na rostoucím výrubním profilu podzemního díla. Při použití NRTM je možno velký výrubní profil čelby horizontálně a zejména svisle členit, což obvykle umožňuje udržet deformace dílčích výrubů i celkovou kumulovanou deformaci primárního ostění tunelu a horninového masivu v přijatelných mezích.

HLOUBKA ULOŽENÍ PODZEMNÍHO DÍLA:

Hloubka díla pod povrchem ovlivňuje výrazně velikost deformací povrchu i rozsah poklesové kotliny. U mělce uložených výrubů ($h \leq b$) jsou deformace značné, s rostoucí hloubkou velikost deformací klesá a od určité úrovně je zanedbatelná. Velikost poklesů je vedle dalších veličin funkcí bezrozměrného argumentu h/b .

TLAKOVÉ POMĚRY:

Ve valné většině případů vzniká po provedení výrubu v horninovém masivu stav napjatosti, ve kterém největší hodnoty i rozhodující význam mají vertikální složky napětí. V ojedinělých případech mohou existovat tlakové poměry, kdy rozhodující vliv nemají svislá napětí, ale reziduální složky horizontálních napětí.

V řadě případů se dostává do kolize poklesová zóna liniových staveb komunálního charakteru (např. kolektorů) se základovou zónou zástavby, podél níž je podzemní dílo raženo. Základy povrchové zástavby je pak nutno zajišťovat podchyčením, v současné době převážně pomocí sloupů z tryskové injektáže. I když zásah do základových konstrukcí objektů není při použití tryskové injektáže nikterak drastický, existují případy, kdy majitelé či správci objektů odmítnou realizaci vrtacích a injektovacích prací v přímém kontaktu s objektem. V takovém případě přichází do úvahy možnost vytvoření clony ze sloupů tryskové injektáže, která je předsazena před základové konstrukce objektu.

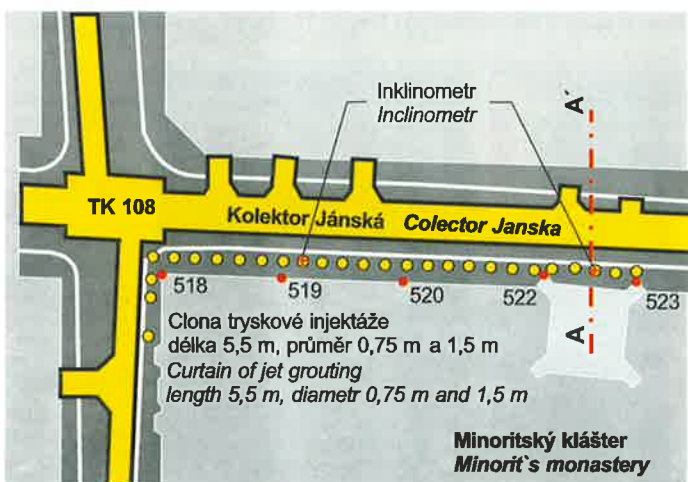
Použití zmíněné injektážní clony bylo již v několika případech úspěšně realizováno; na konkrétním případě Minoritského kláštera v Brně autoři porovnávají výsledky teoretického řešení a měření "in situ".

2. ZPŮSOB ZAJIŠTĚNÍ ZÁKLADŮ KLÁŠTERA PŘI RAŽBĚ SEKUNDÁRNÍHO KOLEKTORU

Pátá stavba sekundárních kolektorů v Brně probíhala ulicí Jánskou m.j. podél budovy Minoritského kláštera (obr.1). Kolektorová chodba podkovovitého tvaru o ploše cca 10 m² byla situována pod úrovní základové spáry kláštera a deformační zóna kolektoru se v délce cca 50 m dostala do kolize se základy kláštera [1].

Problém byl řešen vybudováním poměrně mohutné stěny ze sloupů provedených tryskovou injektáží ($\varnothing = 0,75\text{m}$ a $1,5\text{m}$, dl. 5,5m), jejímž účelem bylo odclonit podzákladí Minoritského kláštera od poklesové kotliny kolektoru (obr.2).

Injektážní clona měla za úkol redukovat svislé i vodorovné deformace v přímém podzákladí kláštera, vyvolané provedením výrubu kolektoru, případně deformovat možnou smykovou plochu, ohraničující poklesovou zónu, podél stěny do svislého směru, čímž by se zabránilo propagaci smykové roviny k základové spáře kláštera.



Obr. 1
Situace
Situation

Suitable modifications of the NATM or other specialist tunneling techniques (horizontal jet grouting, peripheral slot, consolidation grouting) render other reductions of the surface settlement possible.

DIMENSIONS OF AN UNDERGROUND STRUCTURE:

Demands on self-supporting capacity of a rock massif surrounding the excavation, especially of the massif at the overburden, are increased with increasing dimensions of the excavated space, of its width above all. Settlement phenomena are generally increased in a linear dependence on the growing excavated cross section of the underground structure. The use of the NATM makes it possible to divide a large excavated profile of the face horizontally or vertically. As a result, it is usually possible to restrict deformations of the partial excavations and the total cumulated deformation of the tunnel primary lining and of the rock massif within acceptable limits.

DEPTH OF THE UNDERGROUND STRUCTURE UNDER THE SURFACE:

The depth of the structure under the surface affects substantially the dimensions of surface deformations and the area of the settlement trough. Major deformations occur if the overburden is shallow ($d \leq w$). The dimension of deformations falls down with increasing depth, and it becomes negligible below a certain level. The dimensions of settlement are, apart from other data, a function of a nonmeasurable argument d/w .

STRESS CONDITIONS:

In most of cases, a state of stress originates in a rock massif after excavation, in which the highest values and the deciding importance are not with vertical stresses. They are with residual components of horizontal stress.

In a number of cases, a settlement zone of line structures of a communal character (e.g. utility tunnels) collides with the zone of existing buildings foundations, which the underground structure is excavated along. Then it is necessary to secure the foundations of existing buildings by underpinning, at present mostly by columns created by jet grouting. Despite the fact that the interference with foundation structures of buildings is not so drastic when jet grouting is used, cases do exist when owners or supervisors of buildings dismissed execution of drilling or grouting in direct contact with their buildings. In such a case only the possibility to create a curtain consisting of jet-grouting columns alongside the foundation structure of the building is worth considering.

The use of the above mentioned jet grouting curtain has already been successfully realized on several occasions. Using a practical example of the Minorites' monastery in Brno, the authors are comparing results of a theoretical solution and in-situ measurement.

2. THE METHOD OF SECURING OF A MONASTER FOUNDATION DURING EXCAVATION OF A SECONDARY UTILITY TUNNEL

The fifth stage of the secondary utility tunnels construction in Brno passed under Jánská street, along the building of the Minorites' monastery (Figure No. 1). The tunnel of a horseshoe shaped profile with an area of 10 m² was situated under the foundation level of the monastery, and the deformation zone of the tunnel collided with the monastery foundation within a length of about 50 m [1].

The issue was solved by building a quite sizeable wall formed by columns created by jet grouting (dia. 0.75 m and 1.5 m, length 5.5 m). The purpose of the wall was to separate the subsoil of the Minorites' monastery from the settlement trough of the utility tunnel.

The grout curtain's task was to reduce, directly under the monastery foundation, vertical and horizontal deformations provoked by the utility tunnel excavation, or to deform the possible plane of sliding, demarcating the settlement zone, along the grouting wall into the vertical direction. The latter solution would prevent the plane of sliding from propagating to the level of foundation of the monastery.

The grout curtain was built beyond the building of the Minorites' monastery (transversal distance from the foundation structures of about 1.0 m). Neither the building nor its foundations were directly touched by the protecting structure. Location of the bore hole for jet grouting inside the zone of utility services under the sidewalk called for provision of a casing pipe embedded in the bottom of an in advance dug trench, uncovering the utility services in question.

All tunneling work in the vicinity of the Minorites' monastery had to be executed with a maximum of technological discipline in the course of excavation and supporting works since minimization of soil loosening in the deformed settlement zone was a prerequisite of the assumed function of the grout curtain, i.e. of the function of an efficient protection of existing buildings.

Injektážní clona byla vybudována mimo objekt Minoritského kláštera (příčné odsazení od základových konstrukcí cca 1,0 m), takže objekt ani jeho základy nebyly zabezpečovací konstrukcí přímo nikterak dotčeny. Umístění vrtu pro tryskovou injektáž v zóně inženýrských sítí pod chodníkem vyžadovalo zajištění průchodu vrtu chráničkou, osazenou předem do dna rýhy, obnažující inkriminované inženýrské sítě.

Veškeré tunelovací práce v okolí Minoritského kláštera bylo nutno provádět s maximální technologickou kázní při ražbě i vystrojování, neboť minimalizace rozvolnění zeminy ve zdeformované poklesové zóně byla předpokladem očekávané funkce injektážní clony ve smyslu účinné ochrany povrchové zástavby.

3. TEORETICKÉ ŘEŠENÍ FUNKCE INJEKTÁŽNÍ CLONY POMOCÍ METODY KONEČNÝCH PRVKŮ (MKP)

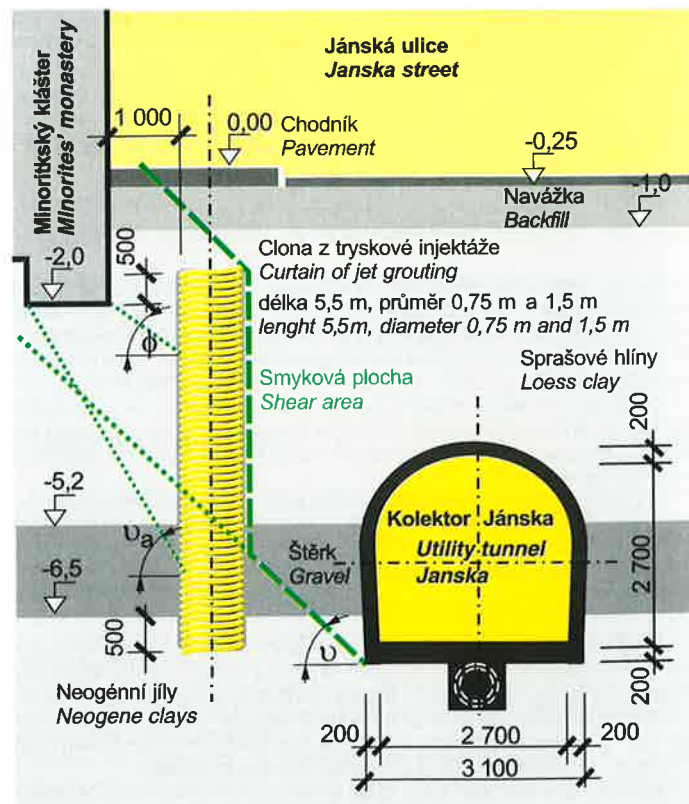
Celý průběh vybudování clony z tryskové injektáže a následné ražby kolektoru byl modelován na počítači pomocí programu PLAXIS [3]. Současná verze programu PLAXIS umožňuje podrobné rozfázování zadané úlohy, což bylo předpokladem při modelování průběhu zajištění Minoritského kláštera.

3.1 ZÁKLADNÍ MODEL

Geometrie modelu byla zadávána graficky. Pro výpočet byla modelována oblast o šířce 21 m do hloubky 17 m. V základním modelu bylo nutné vyznačit geometrii podzemní stěny, základů kláštera a ohraničení výrubu. Svislé okraje celé oblasti byly fixovány proti vodorovnému posunutí, spodní okraj byl zajištěn proti svislému posunu. Vodorovným posunům bylo také zabráněno po obou svislých okrajích stěny kláštera.

3.2 GENERACE SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ

Ke generování sítě konečných prvků byl použit automatický generátor. V první fázi byla vytvořena poměrně řídká trojúhelníková síť, která však byla postupně zahušťována v místech, kde lze očekávat větší změny v napjatosti. V daném případě jde tedy o prostor v blízkém okolí výrubu, podzemní stěny a základu kláštera. K modelu bylo použito šestiúhelníkových trojúhelníkových prvků, které umožňují dostatečně přesnou analýzu napětí a deformací.



Obr. 2
Příčný řez A - A
Cross section A - A

3. THEORETICAL SOLUTION OF THE GROUT CURTAIN FUNCTION BY THE FINITE ELEMENT METHOD (FEM)

The whole course of building the jet grouting curtain and of the following utility tunnel excavation was computer simulated using PLAXIS software [3]. The current version of the PLAXIS software renders detailed phasing of the task possible, which fact was a prerequisite for modeling of the process of the Minorites' monastery securing.

3.1 BASIC MODEL

Geometry of the model was entered graphically. An area 21 m wide down to the depth of 17 m was modeled for the calculation. It was necessary to mark out the geometry of the diaphragm wall, of the monastery foundation, and of the excavated space contour. Vertical edges of the whole area were fixed against horizontal displacement, the bottom end was secured against vertical displacement. The horizontal displacement was also prevented along both vertical edges of the monastery wall.

3.2 THE FINITE ELEMENT NETWORK GENERATION

An automatic generator was used for the finite element network generation. In the first stage, a rather sparse triangular network was created, which was made denser gradually in the locations where more significant changes in the state of stress were foreseeable. In the given case, it is the matter of the space in a close vicinity of the excavation, of the diaphragm wall and of the monastery foundation. Six-event triangular elements, which make performance of a sufficiently accurate analysis possible, were used for modeling.

3.3 COMPUTATION PHASES

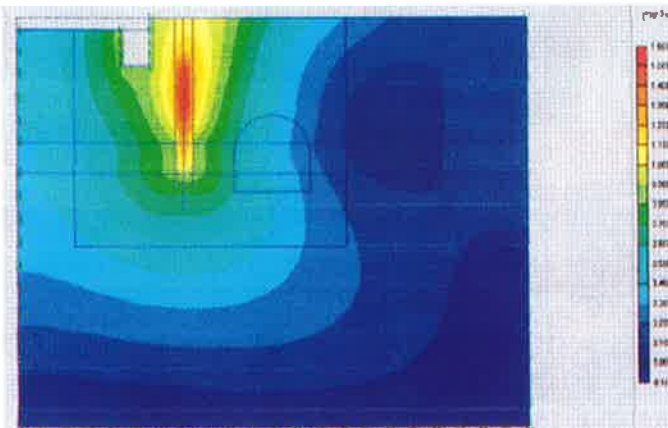
- Primary state of stress
- Excavation of the pit for the monastery foundation
- Loading at the foundation level by the monastery dead weight
- Execution of the jet grouting curtain
- Setting of the jet grouting curtain
- Operable load above the future excavated space
- Tunnel excavation proper

3.4 DESCRIPTION OF DEFORMATIONS AND STATE OF STRESS DEVELOPMENT IN THE COURSE OF COMPUTATION

Primary state of stress: The PLAXIS software operates in such the manner that when the primary state of stress is being computed, the finite element network remains unformed. The reason is that deformations of the massif occurred a long time ago, therefore they do not have to be included in the calculations. Although, the stress value corresponds to the real situation.

EXCAVATION OF THE PIT FOR THE MONASTERY FOUNDATION:

A partial defect of the model appeared in this phase, which does not effect the other phases of the computation though. The defect appeared as a result of



Obr. 3
Zvýšení deformací provedením clony
Increase in deformations due to the curtain execution

3.3 FÁZE VÝPOČTU

- Primární napjatost
- Vyhlobení stavební jámy pro založení kláštera
- Zatížení v základové spáře vlastní tíhou kláštera
- Provedení clony z tryskové injektáže
- Zatuhnutí clony z tryskové injektáže
- Provozní zatížení nad budoucím výrubem
- Vlastní vyrazení výrubu

3.4 POPIS VÝVOJE DEFORMACÍ A NAPJATOSTI BĚHEM VÝPOČTU

Primární napjatost: Program PLAXIS pracuje tak, že při výpočtu primární napjatosti zůstává síť konečných prvků neformována. Je to z toho důvodu, že deformace masivu proběhly už dávno, a proto je není už nutné do výpočtů zahrnovat. Velikost napětí však odpovídá reálné situaci.

VYHLOUBENÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO ZALOŽENÍ KLÁŠTERA:

V této fázi se projevil částečný nedostatek modelu, který však na další fáze výpočtu nemá vliv. Jde o to, že vlivem deaktivování prvků v prostoru stavební jámy došlo k odlehčení v úrovni základové spáry, což se projevilo deformací sítě směrem nahoru o 12 mm. Toto chování sítě, které neodpovídá reálnému případu, je způsobeno pružným chováním prvků sítě. Vlivem deaktivace také došlo k nepatrnému snížení napětí pod základovou spárou.

ZATÍŽENÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE VLASTNÍ TÍHOU KLÁŠTERA:

Vlivem aktivace rovnoměrného zatížení došlo ke svislým deformacím základové spáry. Nárůst svislé deformace je 42 mm, což představuje celkové sedání 30 mm. Očekávaně také došlo ke koncentraci napětí pod základovou spárou.

PROVEDENÍ CLONY Z TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE:

V prostoru podzemní stěny došlo k nárůstu vodorovných deformací až o 1.6 mm (obr. 3).

ZATUHnutí CLONY Z TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE:

Nárůst svislých deformací v oblasti podzemní stěny o 1.3 mm.

PŘÍTÍŽENÍ NADLOŽÍ:

Nárůst deformací pod zatížením o 1.3 mm. Zvýšení napětí pod zatížením.

RAŽBA KOLEKTORU:

Všechny deformace výrubu proběhly směrem dovnitř (obr. 4) : stop - 35 mm; dno - 50 mm; boky - 6 mm.
Deformace ostatních částí masivu (obr. 5) :
terén nad výrubem - pokles 15 - 20 mm, základ kláštera - pokles 6.5 mm, max. vodorovné posuny podzemní stěny - 3.5 mm

4. MĚŘENÍ „IN SITU“

NIVELAČNÍ MĚŘENÍ:

Průběh sedání základů kláštera byl sledován pomocí nivelačního měření. Umístění jednotlivých měřených bodů je patrné ze situace (obr. 1). V obr. 6 jsou vyneseny konečné naměřené hodnoty sedání základu v podélném směru (pohybují se od 2.1 mm do 5.9 mm) a hodnota sednutí určená MKP (6.5 mm).

INKLINOMETRICKÉ MĚŘENÍ:

Stanovení skutečných vodorovných deformací zajišťovací stěny bylo realizováno pomocí inklinometrického měření. Tímto měřením je možno zjistit vodorovnou deformaci měřící výpažnice, zabudované do zajišťovací stěny, ve dvou navzájem kolmých rovinách s přesností vyšší než $\pm 0,2$ mm na 1 m délky měřící výpažnice [2].

Vodorovné posuny podzemní stěny byly měřeny ve dvou profilech (01 a 02) pomocí inklinometrů umístěných přímo ve stěně. Naměřené a vypočtené hodnoty

a relief at the foundation level, caused by a deactivation of elements in the construction pit. This process manifested itself in an upward deformation of the network by 12 mm. This behavior of the network, which does not correspond to the real case, is caused by the elastic behavior of the network elements. As a result of the deactivation, also the stress under the foundation level was slightly reduced.

LOADING AT THE FOUNDATION LEVEL BY THE MONASTERY DEAD WEIGHT:

As a result of activation of a uniform load, vertical deformations of the foundation level occurred. The vertical deformation increased by 42 mm, which represents a total settlement of 30 mm. As anticipated, a stress concentration occurred under the foundation level.

EXECUTION OF THE JET GROUTING CURTAIN:

Horizontal deformations up to 1.6 mm occurred in the area of the diaphragm wall (Figure No.3)

SETTING OF THE JET GROUTING CURTAIN:

An increase in vertical deformations in the area of the diaphragm wall by 1.3 mm.

SUPERIMPOSED LOAD ON THE OVERBURDEN:

An increase in deformations under the load by 1.3 mm. An increase in stress under the load.

THE UTILITY TUNNEL EXCAVATION:

All deformations of the excavated space occurred in the direction towards the inside (Figure No.4): roof - 35 mm; bottom - 50 mm; walls - 6 mm

Deformations of the other parts of the massif (Figure No.5): terrain above the excavation - settlement of 15 - 20 mm; the monastery foundation - settlement of 6.5 mm; maximum horizontal displacement of the diaphragm wall - 3.5 mm

4. IN-SITU MEASUREMENTS

Leveling: The progress of the monastery foundation settlement was monitored by means of leveling. Location of individual leveling points is shown in the site layout (Figure No.1). The final measured values of the foundation settlement in longitudinal direction (they fluctuate between 2.1 mm and 5.9 mm), and the settlement value determined by the FEM (6.5 mm) are shown in figure No.6.

INCLINOMETRIC MEASUREMENT:

Determination of actual horizontal deformations of the protective wall was performed by means of an inclinometric measurement. Through this measurement, it is possible to determine a horizontal deformation of a measuring sleeve, embedded into the protective wall, in two planes perpendicular to one another, with the higher accuracy than ± 0.2 mm per 1 m of the measuring sleeve length [2].

Horizontal displacements of the diaphragm wall were measured in two profiles (01 and 02) by means of inclinometers placed directly into the wall. To make their comparison possible, the taken and computed values are shown in one diagram. It is obvious in the diagram (Figure No.7) that the individual curves are quite corresponding, in the values of the maximum achieved displacements above all. The maximum horizontal displacement determined by measurement was 2.95 mm, by modeling 3.5 mm, which represents a total difference of 0.55 mm. A deviation of the computed curve from the measured values is visible at the foot of the diagram. This deviation is probably in relation to the manner of taking the measures, which assumed a non-slide bearing of the inclinometer footing.

5. CONCLUSION

Protection of the Minorites' monastery against the overburden deformations, occurring above driven utility adits, by an external curtain consisting of columns created by jet grouting has proved its efficiency.

The in-situ measured horizontal deformations of the protecting wall (3 mm) are of the same order as the deformations determined by the FEM (3.5 mm). Their effect on the horizontal settlement of the monastery foundation and on originati-

ty jsou pro porovnání vyneseny do jednoho grafu. Z grafu (obr. 7) je patrné, že si jednotlivé křivky poměrně odpovídají, především velikostí maximálních dosažených hodnot. Měřením byl zjištěn maximální vodorovný posun 2,95 mm, modelováním 3,5 mm, což představuje celkový rozdíl 0,55 mm. Ve spodní části grafu je patrné odchýlení vypočtené křivky od naměřených křivek. Tento rozdíl souvisí pravděpodobně se způsobem inklinometrického měření, které předpokládalo neposuvné uložení paty inklinometru.

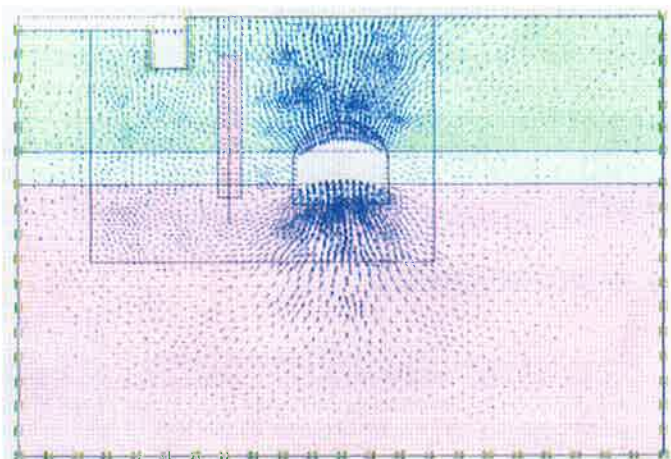
5. ZÁVĚR

Zajištění základů Minoritského kláštera vnější clonou ze sloupů tryskové injektaže proti deformacím nadloží, vznikajícím nad raženými kolektorovými chodbami, prokázalo svou účinnost.

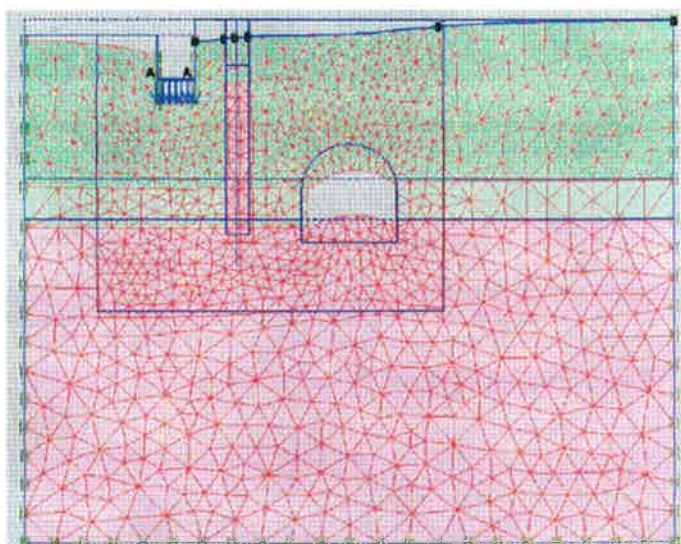
"In situ" naměřené horizontální deformace zajišťovací stěny (3 mm) jsou řádově stejné jako deformace určení řešením MKP (3,5 mm). Jejich vliv na svislé sednutí základů kláštera a možný vznik poruch na budově lze kvalifikovat jako zanedbatelný. Tento fakt prokázalo i nivelační měření, kterým byla zjištěna maximální hodnota sedání základu kláštera 5,9 mm. Tato hodnota je ve shodě se sednutím zjištěným modelováním MKP.

PODKLADY:

- [1] Barták, J.: 5. stavba sekundárních kolektorů Brno - zabezpečení objektů v nadloží. ČVUT Fsv, Praha 1995
- [2] Mišove, P.: Kontrolné inklinometrické merania pri zabezpečení stability objektu kostole sv. Jána v Brne. VUIS - Zakladanie stavieb, Bratislava 1996
- [3] Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A.: Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses - version 7. PLAXIS B. V., Rotterdam 1998



Obr. 4
Směry nárůstu deformací od ražby kolektoru
Deformations increase directions from the utility tunnel excavation

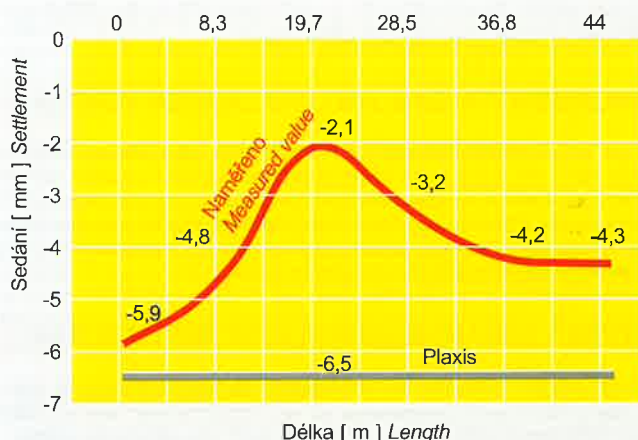


Obr. 5
Konečná deformace sítě konečných prvků
Final deformation of the finite element network

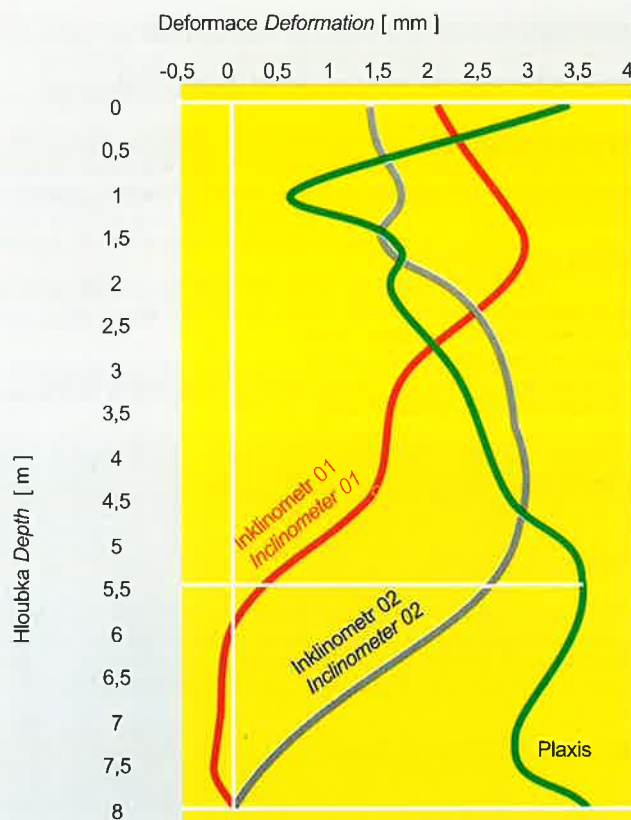
of defects of the building can be classified as negligible. This fact was confirmed by leveling, which determined the maximum value of the monastery foundation settlement of 5.9 mm. This value is consistent with the settlement value determined by the FEM modeling.

REFERENCES:

- [1] Barták, J.: The fifth stage of the secondary utility tunnels in Brno - protection of existing buildings in the overburden. ČVUT Fsv, Prague 1995
- [2] Mišove, P.: Check inclinometric measurements for securing stability of St John's church in Brno. VUIS - Zakladanie stavieb, Bratislava 1996
- [3] Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A.: Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses - version 7. PLAXIS B. V., Rotterdam 1998



Obr. 6
Podélný průběh sedání základu kláštera
Longitudinal progress of the monastery foundation settlement



Obr. 7
Vodorovné deformace podzemní stěny
Horizontal deformation of diaphragm wall

TUNELY NA SEVERNÍM PRODLOUŽENÍ TRASY C PRAŽSKÉHO METRA (IV. PROVOZNÍ ÚSEK TRASY C)

TUNNELS OF THE NORTHERN EXTENSION OF THE LINE C OF THE PRAGUE METRO (IVth OPERATIONAL SECTION OF THE LINE C)

ING. JOSEF KUTIL, INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, A.S.,
ING. JOSEF KUŇÁK, ING. GEORGIJ ROMANCOV, ING. JIŘÍ RŮŽIČKA,
METROPROJEKT PRAHA, A.S.

ÚVOD

VÝVOJ NÁVRHU A KONEČNÉ ŘEŠENÍ

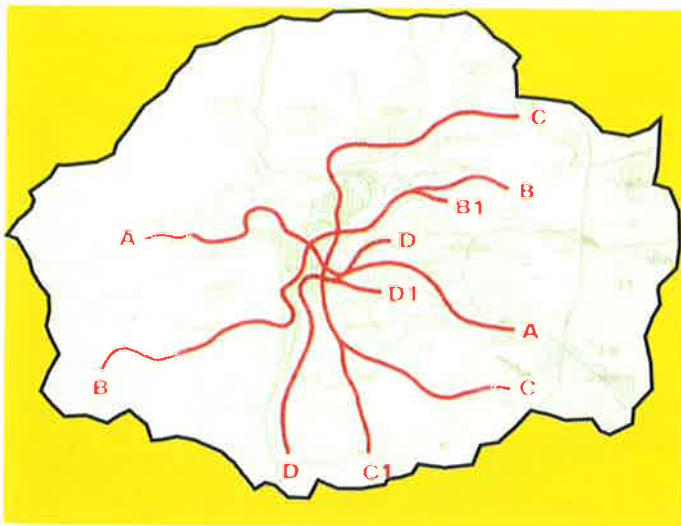
Severní region Prahy je jedním z posledních, které dosud nejsou obsluhovány metrem. Přitom nelze říci, že by se v plánu rozvoje sítě metra na tuto oblast zapomnělo. Již ve studiích z roku 1968 a pak ve schváleném generelu z roku 1971 trasa C z Holešovic pokračuje přes Vltavu (aniž je specifikováno, zda mostem či tunelem) do Kobylis, Proseka a končí v oblasti dnešních Letňan. Skutečnost, že po třiceti letech zvažování, zpracovávání, posuzování a posléze zamítnutí dalších variant je dnešní vedení trasy v této oblasti prakticky stejné, svědčí o vysoké profesionální úrovni a skvělé předvídavosti našich tehdejších odborníků. Třebaže hlavním tématem tohoto článku je pojednání o konstrukcích a technologiích výstavby tunelových staveb, je historie návrhu trasy natolik zajímavá a poučná, že je třeba o ní říci několik slov.

O tom, že i do této části Prahy musí vést metro, se samozřejmě spory neved-

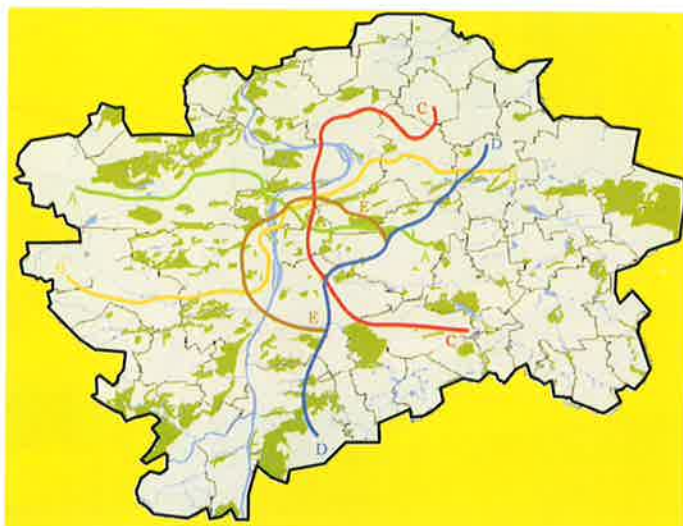
INTRODUCTION

DEVELOPMENT OF THE DESIGN AND THE FINAL SOLUTION

The northern region of Prague is one of the last regions which are not yet connected to other parts of Prague by means of Metro. It cannot be said, though, that the development plan of Metro network forgot this region. In studies of the year 1968 and then in the approved general plan dated 1971, the line C from Holešovice crosses the river Vltava (without any specification whether over a bridge or through a tunnel) to Kobylisy, Prosek, and it is terminated in the area of Letňany. The fact that after thirty years of thinking, elaborating, evaluating and at last rejecting of further variants, the today's location of the line in this region is in fact the same, reflects the high professional level and excellent anticipation of our experts of that time. In spite of the fact that the main subject of this article resides in a treatise on structures and technologies of tunnel constructions, the history of the design of the line location is so interesting and instructive that it is necessary to say several words about it.



Obr. 1
Sít' metra podle generelu r. 1971
Metro network according to the master plan of the year 1971



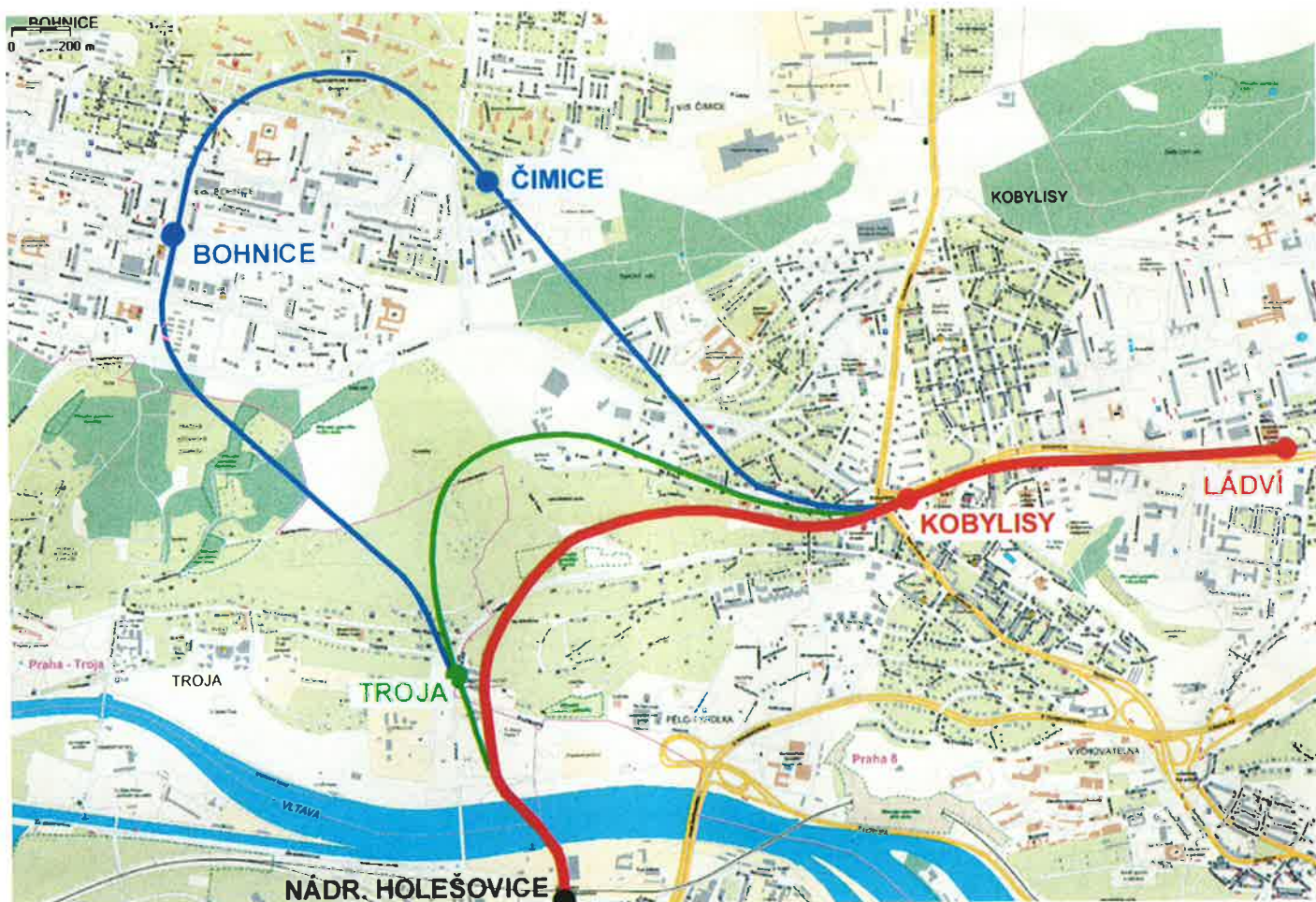
Obr. 2
Sít' metra r. 1999 a předpokládaný výhled
Metro network of the year 1999 and the supposed prospect

ly. Existuje však několik okolností, které návrh (oproti jiným lokalitám) výrazně komplikují. Především je to umístění jednotlivých sídlištních celků Severního města, které jsou ve vztahu k centru uspořádány tangenciálně, na rozdíl od většiny ostatních (třeba Jihozápadního nebo Jižního města), které leží víceméně na radiálních. Dále je to značný výškový rozdíl, který musí trasa metra na poměrně krátkém úseku zdolat. V neposlední řadě pak skutečnost, že na samém začátku úseku je třeba překonat řeci Vltava (což se již v Praze třikrát úspěšně podařilo), ale umístění zatím poslední stanice, na níž trasa navazuje (Nádraží Holešovice), z toho učinilo jeden z kardinálních problémů, který ani po dvaceti letech zkoumání není vyřešen k úplné spokojenosti všech zúčastněných. Ukažme ve stručnosti, proč a jakým způsobem právě tyto okolnosti ze IV. provozního úseku trasy C učinily jednu z nejdiskutovanějších tras v celé historii pražského metra.

Začneme přechodem Vltavy. Jeho řešení je přímo závislé na poloze stanice Nádraží Holešovice. Citujeme z publikace "Pražské metro - čtvrtá dimenze velkoměsta" (str. 21 - 22): "Složitě rozhodování proběhlo ... protože existoval rozpor v názorech na další vedení trasy C do prostoru Severního města. Již tehdy se zvažovala krátká varianta, přímo na Kobyliské náměstí, a dlouhá varianta, dovedená do stejného místa přes Troju, Bohnice a Čimice. Dlouho se zvažovalo i rozhodnutí, zda trať vést po mostě přes Vltavu nebo tunelem pod ní. Nakonec bylo schváleno uspořádání podle zlepšovacích námětů, který navrhl univerzální polohu stanice, umožňující pokračování trasy C dlouhou i krátkou variantou, mostem i tunelem." Tento návrh sice umožnil zprovoznit trasu C mezi Florencí a Holešovickým nádražím, její další pokračování však výrazně komplikoval. A to zejména proto, že ani při využití maximálního dovoleného podélného sklonu trasy nelze překonat Vltavu v takové hloubce, která by byla z hlediska výškové polohy tunelu optimální. Co se týče varianty mostního přechodu, ta byla zamítnuta především z hlediska urbanistického. Nicméně, "univerzální" poloha stanice Nádraží Holešovice komplikuje i eventuelní realizaci mostu, neboť s trasou nelze vystoupat tak, aby spodní hrana konstrukce nebyla v částečné kolizi s profilem plavební dráhy. Technické řešení tunelového podchodu řeky je detailněji popsáno dále; ze všeho pak jednoznačně plyne, že

Of course, there were no disputes as to the fact that even this part of Prague must be provided with Metro, but there exist several circumstances which considerably complicate the design (with respect to other localities). First of all, it is the situation of individual housing estate parts in the Northern City which are arranged, with respect to the centre, tangentially, unlike to the majority of other boroughs (such as South-Western City or Southern City) which are situated approximately on radial lines. Further, there is a considerable difference in the elevations which the Metro line must overcome within a short distance. Not on the last place one must mention the fact that at the very beginning of the line there must be crossed the river Vltava (which exercise has been already successfully passed three times in Prague), but the location of the hitherto existing last station to which the line is joined (Railway Station Holešovice) made of it one of the most complicated problems which even after twenty years of investigation has not yet been solved to the satisfaction of all participants. Let us show briefly why and in what a way, just those circumstances made the IVth operational section of the line C one of the most discussed lines in the whole history of the Prague Metro.

Let us start with the crossing of the river Vltava. Its solution depends directly upon the position of the Metro station „Railway Station Holešovice“. We cite from the publication „Prague Metro - the fourth dimension of the City“ (pages 21-22): „A complicated deciding took place because there existed contradictions in opinions concerning the further location of the line C into the area of the Northern City. Already at that time there was taken into consideration a short variant - directly to the Kobylisy Square, and the long variant - going to the same place, but through Troja, Bohnice and Čimice. For a long time there was considered even a decision, whether the line should cross the river Vltava over a bridge or through a tunnel under the river. At last there was approved an arrangement according to an improvement suggestion, which suggested a universal position of the station, making it possible, for the line C to continue both in the long and short variant, over a bridge or through a tunnel.“ Said suggestion made it possible to set into operation the line C between the stations Florenc and Railway Station Holešovice, but it complicated considerably its further continuation, especially due to the fact that even when utilizing the maximum allowed longitudinal slope of the line, the river Vltava cannot be crossed in such a depth which would



Obr. 3

Základní varianty vedení IV C1 navrhované v průběhu let 1980 - 1995 včetně definitivně schváleného
Basic variants of line IV C1 designed in the course of 1980 - 1995, inclusive the final variant

vyřešit jeden problém vytvořením problému jiného, který bude nutno řešit později, je velice krátkozraké.

Dalším sporným bodem, o kterém se vedly nekonečné diskuse, byl výběr mezi "krátkou" nebo "dlouhou" variantou (viz výše uvedená citace). Tangenciální uspořádání jednotlivých sídlištních celků Severního města muselo nutně tuto diskusi vyvolat. "Dlouhá" varianta na první pohled obsluhuje daleko větší část území, a proto měla mnoho zastánců nejen mezi laiky, ale i mezi dopravními odborníky. Teprve opakovanými analýzami, zpracovanými nezávisle na sobě specialisty mnoha profesí se prokázalo, že tato výhoda je jen zdánlivá. Lepší dostupnost metra pro část obyvatel relativně malého sídliště Bohnice by byla draze zaplácena jak neúměrným zvýšením investičních nákladů (přes miliardu Kč) a dražším provozem, tak především časovými ztrátami řádově většího počtu cestujících z Kobylis, Proseka, Letňan a mnoha dalších dopravně navazujících regionů. Je třeba říci, že tato vleklá diskuse, kdy zastánci "dlouhé" varianty opakovaně odmítali výsledky provozně-ekonomických posouzení i dalších studií, prokazujících její nevýhodnost, způsobila odsun realizace tohoto úseku metra více než o jedno desetiletí.

Rozhodnutím o tunelovém přechodu Vltavy a stabilizaci směrového vedení trasy ve prospěch "krátké" varianty se však zhoršily možnosti pro překonání značného výškového rozdílu mezi údolím Vltavy v prostoru Troje a povrchem terénu oblasti Ládví. Kóta dna řeky se pohybuje kolem 176,60 m n.m., terén u Ládví kolem 290 m.n.m., tedy výškový rozdíl téměř 115 m, k jehož překonání bylo k dispozici nejvýše 3300 m délky trasy. Maximální spád kolejí metra teoreticky sice činí 40‰, avšak vzhledem k tomu, že v trase se nacházely 3 stanice (Troja, Kobylisy a Ládví), u nichž je předepsán podélný sklon 3‰, vycházela hloubka stanice Kobylisy kolem 45 m pod terénem a stanice Ládví téměř 15 m. Tyto hloubky (stanice Kobylisy ražená, stanice Ládví hloubená) měly daleko do optimálních a zbytečně zvyšovaly jak investiční, tak provozní náklady v tomto úseku, nemluvě o ztrátách času a nepohodlí cestujících, nucených překonávat (byť pomocí eskalátorů) tyto značné výškové rozdíly - příklad stanice Náměstí míru je dostatečně odstrašující.

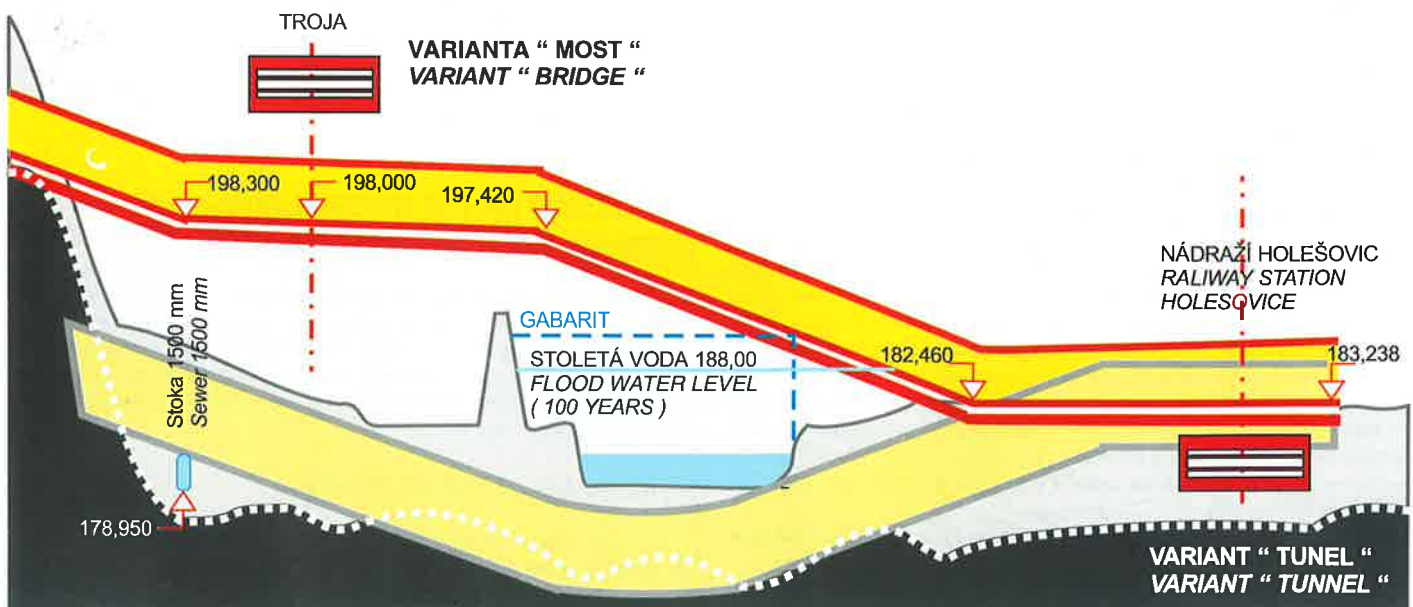
Byly zkoumány různé způsoby řešení tohoto problému: zvýšení maximálního sklonu kolejí, umělé prodloužení délky trasy, resp. kombinace obou, ale tyto cesty k cíli nevedly. Bylo však provedeno nové detailní posouzení provozních a zátěžových ukazatelů trasy a ukázalo se, že stanice Troja vzhledem k některým novým skutečnostem (mj. zachování tramvajové trati z Holešovic do Troje, která bude vedena po nově navrhovaném silničním mostě, spojujícím oblast Holešovic s městským okruhem, vedeným podél Vltavy na trojské straně) může být vypuštěna, aniž to bude mít na dopravní obsluhu regionu negativní vliv. Toto zjištění umožnilo zahájit stoupání trasy bezprostředně po podejití Vltavy a tím umístit výše uvedené stanice do hloubek, provozně i stavebně daleko přijatelnějších. Spolu s úsporou, plynoucí z vypuštění jedné stanice, klesly díky tomuto řešení investiční náklady na tento úsek téměř o 1 miliardu Kč.

represent the optimum with respect to the height position of the tunnel. As to the variant of the bridge crossing, it was rejected first of all with respect to the city planning point of view. Notwithstanding the „universal“ position of the station Railway Station Holešovice complicates even realization of the bridge, if need be, because it is not possible for the line to rise in such a way that the lower edge of the structure may not partially collide with the profile of the shipping way. The technical solution of the tunnel crossing of the river Vltava is described in more details beneath. What was just said shows that it is not too reasonable and advantageous to solve one problem by creating another one which shall have to be solved later.

Another controversial problem which was endlessly discussed, was the selection between the „short“ and „long“ variant (see the above citation). The tangential arrangement of individual housing estate parts of the Northern City had to give rise to said discussion. The „long“ variant seems to be advantageous, because it can cover a large area, and that is why it had many supporters not only among laymen but even among transport experts. Only by repeated analyses elaborated independently by specialists of many professions, it was proved that said advantage is seaming only. A better accessibility of a small residential area Bohnice would be inefficiently paid both by a disproportionate increase of investment costs (over one milliard CZK), by a more expensive operation, and from the transport point of view - in the first place - by time losses, higher by an order, of passengers from Kobylisy, Prosek, Letňany and from other linking up regions. It is necessary to say that said long discussion, when propagators of the „long“ variant refused repeatedly results of operational-economical judgements and other studies proving that it is disadvantageous, caused the delay in realizing this Metro section by more than one decade.

By the decision to cross the river Vltava by means of a tunnel and by stabilizing the line direction according to the „short“ variant, there were worsened possibilities for overcoming the considerable elevation difference between the valley of the river Vltava in the area of Troja, and the ground surface in the Ládví area. The spot elevation of the river bottom is about 176.60 m o.s., the spot elevation of the ground at Ládví is about 290 m o.s., so that the level difference amounts about to 115 m. For its overcoming there was at disposal max. 3 300 m of the line length. The maximum slope of Metro rails amounts theoretically to 40 ‰, but with respect to the fact that on the line there took place three stations (Troja, Kobylisy and Ládví) where the longitudinal slope is prescribed to 3 ‰, the depth of the station Kobylisy had to be about 45 m under the ground and the station Ládví nearly 15 m. Said depths (the station Kobylisy - driven, the station Ládví - cut-and-cover) were far from the optimum and they uselessly increased both investment costs and operational ones in this section - not to say anything about time losses and uncomfot of passengers, who must overcome (let it be even by means of escalators) said considerable height differences. The example of the station Náměstí míru is sufficiently deterrent.

There were investigated various solution ways of this problem: to increase the maximum track gradient, an artificial extending of the line, even a combination of



Obr. 4

Limitní průběhy nivelety kolejí a konstrukcí tunelu resp. mostu při různých variantách překonání Vltavy

Limit courses of the rail profile grade and of the tunnel structures / the bridge level lines at various kinds of crossing of the river Vltava.

NĚKOLIK ZÁKLADNÍCH ÚDAJŮ O TRASE

IV. provozní úsek trasy C je členěn na dva samostatné funkční úseky. Úsek IV.C1 zahrnuje prodloužení provozované trasy C ze stanice Nádraží Holešovice přes stanici Kobyličky do Ládví, úsek IV.C2 je dalším prodloužením do oblasti Proseka a Letňan.

Na úsek trasy IV.C1 bylo vydáno územní rozhodnutí. Toto platné rozhodnutí se nyní doplňuje o změny vzniklé vypuštěním stanice Troja a tím dané změny nivelety trasy. Současně se zpracovává dokumentace pro stavební povolení. Pro zlepšení dopravní obsluhy oblastí Bohnice a Čimic po uvedení trasy IV.C1 do provozu se nyní projednává i řešení návazné dopravy s napojením na stanici Kobyličky.

Hlavní město Praha předpokládá zahájení výstavby ve druhé polovině roku 2000. Na zahájení prací vyčlenilo na roky 2000 a 2001 především prostředky získané z vydané druhé emise obligací. Celkové náklady stavby dosáhnou výše až 7 miliard Kč. Předpokládá se, že na financování výstavby se mimo hlavního města Prahy bude podílet také stát. Investorem stavby je Dopravní podnik hl. m. Prahy a.s., pro který inženýrské činnosti zajišťuje Inženýring dopravních staveb a.s. Projektantem stavby je Metroprojekt Praha a.s. Dodavatel bude vybrán ve výběrovém řízení.

Lze tedy tento úvod uzavřít konstatováním, že dlouhotrvající příprava se nakonec vyplatila: přinesla výraznou úsporu z hlediska jak investičních, tak provozních nákladů, i optimalizaci přepravních charakteristik tohoto provozního úseku, bez zhoršení kvality obsluhy území. To však neznamená, že během realizace nebude nutno vyřešit celou řadu nových technických problémů, z nichž většina se týká právě tunelových staveb. Patří k nim především:

- překonání Vltavy jímkováním (technologie na pražském metru dosud nikdy nepoužitá)
- ražba dlouhého úseku dvoukolejného tratového tunelu v maximálním spádu Novou rakouskou tunelovací metodou (dále ve zkratce NRTM - na metru zatím vyražen pouze jeden dvoukolejný tunel na stavbě IVB)
- ražba dvojlodní stanice NRTM v celém rozsahu (raženou dvojlodní stanici dosud v Praze nemáme), na některých stanicích IVB pomocí NRTM bylo vyraženo jen několik dílčích, navzájem nesouvisejících částí.

PŘEKONÁNÍ VLTAVY A POBŘEŽNÍHO ÚSEKU

Tato část trasy je vzhledem k jejímu výškovému průběhu navržena v hloubených tunelech. Je rozdělena na dvě části, a to úsek budovaný v řečišti (od stávající konečné stanice III C Nádraží Holešovice až po protější břeh řeky) a úsek na pravém břehu až po portál navazujících ražených tunelů směrem ke stanici Kobyličky (tunely Troja).

PODCHOD VLTAVY

Tratové tunely se napojují cca 20 m od levého břehu Vltavy na konstrukci stávající stanice Nádraží Holešovice. Obloukem šikmo křížují ve vzdálenosti cca 150 m od provizorního tramvajového mostu tok Vltavy a v prostoru mezi protipodéřnou hrází a Vltavou navazují na pravém břehu na hloubené tunely Troja. Mimo vlastní tratové tunely je v této části jako další hlavní stavební objekt umístěna základní jímka, která je situována vně levé koleje. V konstrukci tratových tunelů budou zhruba po 100m provedeny prostupy o ploše min. 20 m², které budou sloužit jednak jako vzduchové propojky pro zmírnění píستových účinků při jízdách vlaků metra, jednak pro vedení přípojek z tunelového vodovodu.

Výškové vedení tunelů metra v tomto oddíle vychází jednoznačně z výškového umístění stávající stanice Nádraží Holešovice v tzv. univerzální poloze, a na trojské straně pak je ovlivněno polohou kanalizačního sběrače pod navazujícími tunele. Výstavba bude realizována v převážné části v sedimentech údolní maninské terasy řeky Vltavy. Spodní část stavební jámy pak bude realizována v ordovických horninách. Údolní sedimenty jsou v celém rozsahu silně zavodněné. Vzhledem k jejich zrnitostnímu složení, jejich pozici a přímé hydraulické závislosti na hladině řeky je nutné počítat s poměrně silnějším průlinovým prouděním podzemní vody. Prostředí terasy je velmi silně propustné ($K=1,10^{-2}-10^{-3} \text{ m sec}^{-1}$). Štěrkovité zeminy jsou velmi ulehle, velikost valounů je do 5 - 10 cm, ojediněle, zejména v řečišti i větší.

V úseku pod Vltavou bude převážná část těžného materiálu fluvialní sedimenty. Pouze malá část - dno jámek - bude tvořeno ordovickými horninami.

Vzhledem ke složitosti problému, kdy nelze použít klasické způsoby podchodu Vltavy metrem (ražené tunely), je nutno provést výstavbu netradičními metodami - metodou postupného jímkování pomocí suchých, vzájemně na sebe navazujících jámek.

Výstavba vlastního tubusu metra (železobetonová konstrukce s vnější ocelo-

both solutions, but said ways did not lead to the end. There was performed a new, detailed evaluation of operational and load parameters of the line and it was proved that the Troja station, with respect to some new facts (among others to save the tram line from Holešovice to Troja, which shall be led over the newly designed road bridge, connecting the Holešovice area with the City circuit road, led along the river Vltava on the Troja side) can be omitted without any negative influence to transport conditions of this region. Said founding out made it possible to start the rise of the line immediately after undergoing the river Vltava, and that is why it was possible to situate the mentioned stations in depths more advantageous from the operational and constructional point of view. Due to said solution, together with the savings caused by omitting one station, investment costs for this section were decreased nearly by one billion CZK.

SEVERAL BASIC DATA CONCERNING THE LINE

The IVth section of the line C is divided in two independent functional sections. The section IVth C1 includes the extension of the operated line C from the Metro station Railway Station Holešovice through the station Kobyličky to Ládví, the section IVth C2 is a further extension into the area of Prosek and Letňany.

For the section of the line IVth C1 a zoning and planning decision has been issued. Said valid decision is now completed with respect to changes arisen by omitting the Troja station and by this fact caused changes of the vertical alignment of the line. Simultaneously there are being elaborated plans and documentation for the building permit. To improve transport services in the area of Bohnice and Čimice after setting the line section IV C1 into operation, there are discussed at present even solutions of the linking up transport as to the connection to the station Kobyličky.

Capital Prague supposes to start the construction in the second half of the year 2000. With respect to the beginning of works there were ensured financial means for the years 2000 and 2001 in the first place from the second emission of bonds. Total costs will amount up to 7 billion CZK. It is supposed that on financing the construction there will participate, besides Capital Prague, the state too. The company Dopravní podnik hl. m. Prahy, a.s., for which the company Inženýring dopravních staveb a.s. ensures engineering activities, became the owner of the construction. Metroprojekt Praha a.s. became the engineering consultants of the construction, and the contractor shall be selected in a tender.

That is why this introduction may be completed with a statement that the long preparation paid in the end: it provided considerable savings with respect to both investment costs and operational ones, and it optimized transport characteristics of this operational section without worsening the quality of transport services for this area. It does not mean, though, that during the realization it will be not necessary to solve many new technical problems, most of which concerning directly tunnel structures. In the first place the following problems are supposed to be solved in the future:

- crossing the river Vltava when using a cofferdam method (the technology not yet applied when constructing the Prague Metro)
- driving of a long section of a double track running tunnel in a maximum gradient by means of the New Austrian Tunnelling Method (hereinafter NATM only)
 - in the Metro network there was driven so far only one double track running tunnel in the construction of the line IVB)
- driving of a double bay station by means of NATM in the whole extent (in Prague there does not exist any double bay station so far), in some stations of the line IVB there were driven by means of NATM only several partial parts being mutually in no relation.

CROSSING OF THE RIVER VLTAVA AND OF THE RIVER BANK SECTION

This part of the line is designed, with respect to its profile grade, in cut-and-cover tunnels. It is divided into two parts, viz. a section constructed in the riverbed (from the existing terminal station of the line III C, viz. the station Railway Station Holešovice up to the opposite river bank) and the section on the right river bank up to the portal of linking up driven tunnels in the direction to the station Kobyličky (Troja tunnels).

UNDERPASS OF THE RIVER VLTAVA

The track tunnels link up about 20 m from the left bank of the river Vltava to the structure of the existing station Railway Station Holešovice. They cross the river Vltava obliquely in a curve in the distance of about 150 m from the provisional tram bridge, and in the space between the antiflood dam and the river Vltava they link up, on the right bank, to cut-and-cover Troja tunnels. Besides the proper line tunnels, there is seated in this part, as the main building unit, the basic pit which is situated outside the left rail. In the structure of track tunnels, there will

vo izolaci a ochranným ocelovým pancířem) se předpokládá ve třech suchých jímkách. Tvar jímek je hydraulický s ohledem na přechod velkých vod a tvorbu výmolů. Osa jímek sleduje proudnici řeky. Konečný počet jímek je výsledkem průběžného projednávání se zainteresovanými partnery (Povodí Vltavy, Státní plavební správa) a jejich vliv na proudění vody v řečišti byl předmětem hydraulického posouzení (Hydroinform a.s.).

Konstrukce jímek je řešena dvojitou nasazenou štětovou stěnou s vnitřním, jílovitopísčítým zásypem. Stěny jsou spojeny navzájem táhly. Pata je zajištěna injektážemi a v čele v místě trasy tunelů je navíc zajištěna mikropilotami. Vlastní jímka je vždy chráněna proti výmolům kamenným záhozem a proti poškození lodmi svodidly. Definitivní řešení zabraňuje zanesení konstrukcí trojského jezu splaveninami při přechodu velkých vod. Vlastní štětová stěna je ze štětovic typu LARSEN IIIIn, horní hrana je na úrovni cca 182,0 m n.m., což odpovídá zhruba 3-leté vodě (vzhledem k předpokládané době výstavby a pojištění díla). Jímky budou navazovány s přesahem, v předchozí jímkce bude vybudován zárodek jímky následně vč. zárodku pro průnik štětových stěn následných jímek.

Jímka na trojském břehu navazuje na zajištění stavební jámy navazujících hloubených tunelů a zasahuje cca do poloviny toku řeky. Výstavba je prováděna ze břehu pomocí sjízdné rampy. Říční jímka bude budována ze soulodí. Zavázání jímky na holešovické straně do břehu je provedeno jednoduchou štětovou stěnou a navazuje na podzemní stěny stavební jámy stanice Nádraží Holešovice.

Vlastní konstrukce traťových tunelů je klasická železobetonová s vnější ocelovou izolací, krytou ochrannou vrstvou betonu tl. 20 cm. Na této vrstvě je ještě navrženo krytí železobetonové konstrukce pancířem ze speciální chromnik-molybdenové oceli, jako ochrana proti kotvení lodí. Toto opancování je v části profilu řeky doplněno kamenným záhozem, jehož horní plocha je v celé řece na kótě 177,0 m. V části u holešovického břehu vystupuje vlastní konstrukce 73 cm nad úroveň ideálního dna.

Výstavba bude prováděna v jímkách po dilatačních dílech. V místech napojení jednotlivých jímek jsou tunely dočasně zaslepeny betonovou stěnou DIAFRAGMA. Z důvodů provádění izolace je navržen společný tubus pro oba směry metra. Mezioběhový prostor mezi oběma tunely je zaplněn prostým betonem a slouží zároveň jako zátěž proti vztlaku. Výstavba bude prováděna ve směru od hloubených tunelů Troja ke stanici Holešovice ze zařízení staveniště v Troji. Doprava do jímek bude buď hotovými tunely metra, nebo po vodě lodmi případně mostním provizoriem v případě říční středové jímky. Předpokládaná doba výstavby jedné jímky je cca 6 - 9 měsíců.

Na trojském břehu Vltavy bude vybudováno přístaviště nákladních lodí v místě záboru ZS. Přístav bude sloužit pro nakládku vytěžené zeminy na stavbě trasy IV.C a umožní tak odlehčit zatížení přilehlých oblastí staveništní dopravou.

HLOUBENÉ TUNELY TROJA

Výstavby této části trasy bude probíhat převážně v sedimentech údolní maninské terasy řeky Vltavy. Spodní část tunelů je založena v dobrotivských břidlicích ordovického stáří. Údolní sedimenty jsou silně zvodnělé a hladina spodní vody je v přímé závislosti na hladině Vltavy.

Výstavba bude prováděna v jámě zapažené nasazenými podzemními stěna-

be made, after about every 100 m, openings of the minimum area of 20 sqm which will serve both as air connection openings for decreasing piston effects when Metro trains pass, and for branch lines from the tunnel water supply.

The profile grade of the Metro tunnels in this section is based on the elevation of the existing station Railway Station Holešovice, in the so called universal position, and on the Troja side it is affected by the position of the sewer under the linking up tunnels. The construction shall be realized mostly in sediments of the Maniny valley terrace of the river Vltava. The lower part of the construction pit shall be realized in Ordovician rocks. Valley sediments are water-bearing in the whole extent. With respect to their grain size composition and direct hydraulic dependence upon the river level, it is necessary to take into account a relatively strong penetration streaming of ground water. The terrace is very permeable ($K = 1.10^2$ to 10^3 m sec⁻¹). Gravel soils are very compact, the size of boulders amounts up to 5 to 10 cm, isolatedly, especially in the river bed, the boulders are even bigger.

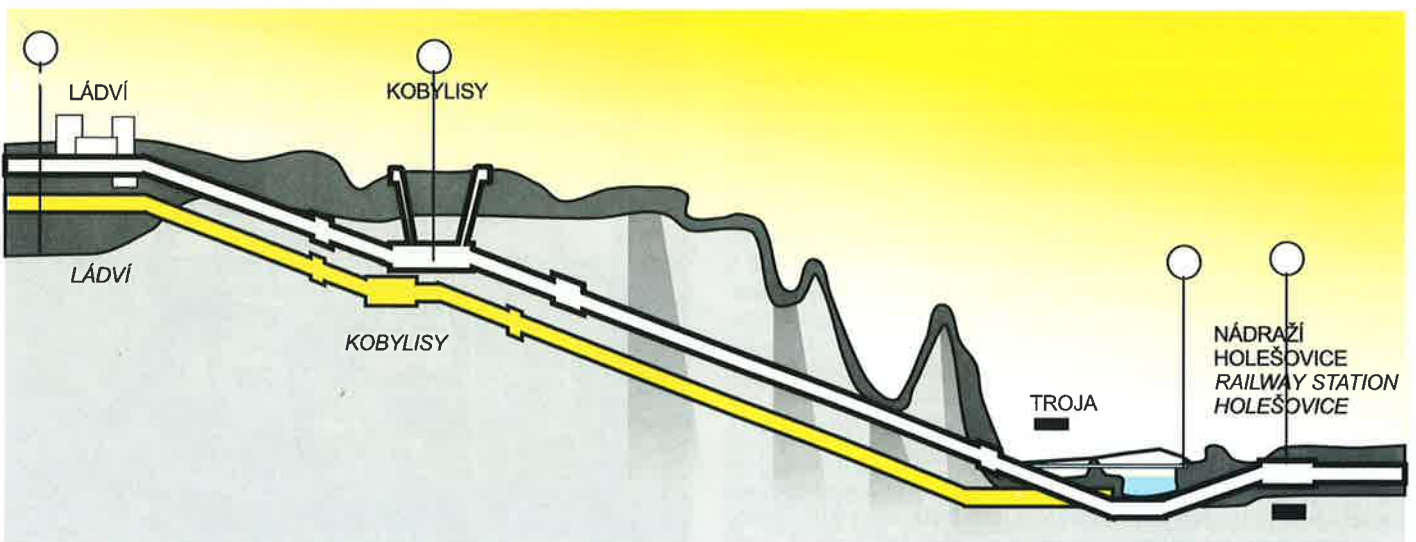
In the section under the river Vltava, the prevalent part of the extracted material will be represented by fluvial sediments. Only a small part - the bottom of pits - will be formed by Ordovician rocks.

With respect to the complicated problem, when classical methods (driven tunnels) for underpassing the river Vltava by Metro cannot be applied, it is necessary for the construction to be carried out by means of unusual methods - a method of subsequent pits by means of dry cofferdams linking one to the other.

The construction of the proper Metro tube (a reinforced concrete structure with an outside steel insulation and protective steel armour) is supposed to be made in three dry cofferdams. The cofferdams shape is hydraulic with respect to the large amount of flowing water, and to forming scores. The axis of the cofferdams follows the streamline of the river. The final number of the cofferdams is a result of a current discussions with interested partners (the Vltava Basin, the State Navigation Administration), and their influence upon the water stream in the river-bed was the subject of a hydraulic expert opinion (Hydroinform a.s.).

The structure of the cofferdams is solved by means of a double sheet-pile wall with an internal clay-sand fill. The walls are mutually joined by means of tie rods. The foot is secured by means of grouting and on the heading in the place of the line of tunnels it is also secured by means of micro piles. The proper cofferdam is always protected against potholes by means of a stone packing, and against damages caused by ships it is protected by means of barriers. The final solution prevents the structure of the Troja weir from the river bed loading during torrential flows. The proper sheet-pile wall is made of sheet piles, type LARSEN IIIIn, the upper edge is at the level of about 182.0 m o.s. which approximately corresponds with the 1 in 3 years flow (with respect to the anticipated construction period and insurance of the works). The cofferdams shall be linked up with an overlap. In the preceding cofferdam there shall be constructed a germ of the following pit, inclusive a germ for passing through sheet-pile walls of following cofferdams.

The cofferdam on the Troja bank links up to the support of the building pit of the linking up cut-and-cover tunnels and it reaches up to the half of the river stream. The construction is carried out from the bank by means of an access ramp. The river cofferdam shall be built by means of coupled barges. Anchoring of the cofferdam on the Holešovice part to the bank is performed by means of a simple sheet-pile wall, and it links up to underground walls of the building pit of the station Railway Station Holešovice.



Obr. 5

Podélný profil trasy - varianta se 3 a se 2 stanicemi (definitivní - bez stanice Troja)

The longitudinal profile of the line - the variant with 3 and 2 stations (final variant - without the station Troja)

mi zapuštěnými do podloží z ordovických břidlic, zajištěnými jednou až třemi řadami pramencových kotev s převázkami. Skalní stěny jámy v břidlicích jsou zajištěny horninovými svorníky a stříkaným betonem tloušťky 15 - 20 cm.

V zajištěné jámě bude vybetonován a zaizolován objekt hloubených tunelů a po ukončení izolačních prací budou v podzemních stěnách vybourána okna pro průtok spodních vod do průtokových drenážních kanálů. Přístup do zapažené jámy je rampou situovanou severně od zapažení jámy. V rampě je realizována jílocementová stěna k zabránění průsaku do jámy. Rampa bude využívána pro odtěžování zeminy z prostoru hl. tunelů a případně z traťových tunelů podcházejících Vltavu. Do severní části jámy s portálem raženého tunelu je navržena rampa z prostoru ul. Povltavská před objektem Elektrotechnický zkušební ústav. Ta bude využívána pro odtěžování zeminy z této části jámy a z navazujícího raženého traťového tunelu.

Konstrukce hloubených tunelů je navržena jako monolitický železobetonový jednopodlažní rám o dvou polích se střední dělicí stěnou. Osová vzdálenost kolejí je proměnná. Z výškového vedení trasy vyplývá, že konstrukce traťových tunelů vystupuje v polovině délky úseku nad terén. V definitivním stavu bude konstrukce přesypána zemním tělesem.

Pro zabránění vzduťi spodních vod a zajištění bezkolizního průtoku spodních vod pod hloubenými tunely Troja jsou pod základovou deskou vybudovány ve směru toku řeky průtokové drenážní kanály o příčném řezu 2,5 x 1,5 m osově vzdálené cca 25 m, zasypané propustným materiálem.

RAŽENÉ TRAŤOVÉ TUNELY

VŠEOBECNÉ ÚDAJE

Ražené traťové tunely navazují na hloubené tunely v údolní nivě řeky Vltava na úpatí kopce "Dlázdeňka". Tento poměrně úzký hřeben podchází dvoukolejný tunel v délce 300 m. Trasa metra potom mělce křížuje ulici Trojskou krátkým hloubeným úsekem délky 100 m, jehož součástí je i strojovna hlavního větrání a větrací šachta. Za křížením s ulicí Trojskou pokračuje ražený dvoukolejný tunel směrem ke stanici Kobylisy v délce 1000 m. Před stanicí Kobylisy navazují na dvoukolejný tunel 2 jednokolejné tunely v délce cca 350 m a ústí do ražené stanice Kobylisy. Tento ražený úsek má převážně mohutné nadloží mocnosti 30 - 45 m. Výjimkou jsou portálové úseky a to především v ulici Trojské, ve směru ke stanici Kobylisy, má dvoukolejný tunel v úvodní části v délce 40 - 50 m minimální nadloží a ražba bude vyžadovat sanační opatření nad klenbou tunelu. Posunout portál do prostoru s větším nadložím bohužel není možné, protože trasa metra podchází chráněné území a jakýkoliv zásah do něj je vyloučen. Přístup do dvoukolejného tunelu je sjezdovými rampami, přímo z terénu, jak v údolí Vltavy z ulice Povltavská tak i z ulice Trojské přes hloubený úsek. Za stanicí Kobylisy pokračují ražené traťové tunely směrem ke stanici Ládví, opět nejprve jednokolejnými tunely v délce 210 m a pokračují dvoukolejným tunelem délky 500 m. Výška nadloží se pohybuje v rozmezí 7 až 27 metrů. Dvoukolejný tunel ústí portálem do hloubených tunelů před stanicí Ládví, kde bude vybudována sjezdová rampa, umožňující přímý přístup do tunelu s povrchu.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Skalní podklad celé oblasti ražených tunelů na trase IV.C1 (včetně stanice Kobylisy) je tvořen ordovickými sedimenty, zastoupenými souvrstvím šarečným ve facii břidlic a dobrotivskými vrstvami v břidličné facii a ve vývoji skalečkových křemenců. Od staničení km 16,00 jsou ordovické horniny překryty křídovými sedimenty s bází cca 275 - 276 m n.m. Křídové sedimenty tvoří strmý svah. Na pravém břehu Vltavy je narušen erozivními brázdami vyplněnými deluviofluviálními a fluviálními sedimenty. Mimo erozivní brázdu je celkový svah vyrovnán nepravidelně mocnými svahovými sedimenty. Povrch křídových sedimentů je vyrovnán eolickými a svahovými uloženinami a nepravidelně mocnými navážkami.

DVOUKOLEJNÉ TUNELY

Převážný rozsah ražených traťových tunelů na této stavbě (celkem 1800 m) tvoří dvoukolejné traťové tunely ražené technologií NRTM. Konstrukce tunelů i technologie výstavby byly úspěšně ověřeny při výstavbě IV. provozního úseku trasy B, která byla uvedena do provozu v roce 1998. Problematice profilu i postupu výstavby dvoukolejného tunelu bylo mimo jiné věnováno již několik článků v tomto časopise a proto se tím nebudeme podrobně zabývat a uvádíme ve stručnosti jenom několik základních faktů: Plocha výrubu základního profilu tunelu pro osovou vzdálenost kolejí 3,5 - 3,7 m je 56 - 58 m²; umožňuje vedení trasy

The proper structure of line tunnels is a classical, reinforced concrete one, provided with an outside steel insulation, covered with a protective layer of concrete, thickness 20 cm. On said layer there is designed a coverage of the reinforced concrete structure with an armour made of special chromium-nickel-molybdenum steel as a protection against anchoring of ships. This armouring is completed in a part of the profile with a stone packing, the upper surface of which is kept in the whole river at the level of 177.0 m. In the part at the Holešovice bank, the proper structure rises 73 cm over the level of the ideal river bed.

The construction shall be carried out under protection of cofferdams gradually, one dilatation part after the other. In spots of linking up of individual cofferdams, tunnels are temporarily blinded by means of a concrete wall DIAFRAGMA. Due to the insulation performance, there is designed a shared tube for both directions of Metro. The intermediate space between both tunnels is filled with plain concrete and it serves simultaneously as a load against buoyancy. The construction shall be carried out in the direction from cut-and-cover Troja tunnels up to the station Railway Station Holešovice from the construction site at Troja. The transport into cofferdams will be performed either through the Metro tunnels already made, or by water by means of ships, or on a provisional bridge, if it concerns the middle river cofferdam. The construction period of one cofferdam is planned to be about 6 to 9 months.

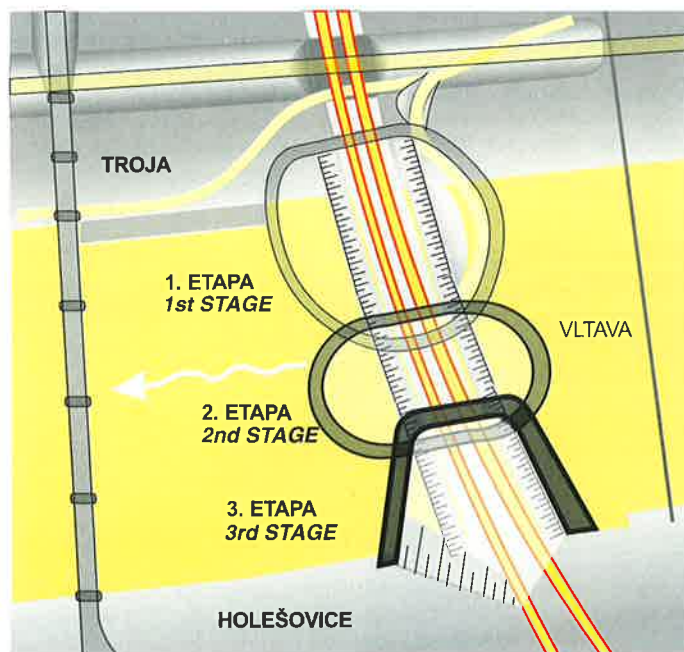
On the Troja bank of the river Vltava, there will be constructed a quay for barges in the place near the site facilities location. The quay shall serve for loading extracted soil during the construction of the line IV C and it will make easier as to the overloaded building transport of adjacent areas.

CUT-AND-COVER TROJA TUNNELS

The construction of this part of the line will be performed predominantly in sediments of the Maniny valley terrace of the river Vltava. Foundations of the lower part of tunnels are seated in Dobrotivky shales of Ordovician period. Valley sediments are very water-bearing and the level of water table is directly depending upon the level of the river Vltava.

The construction shall be carried out in the pit supported by means of diaphragm walls embedded into the bedrock of Ordovician shales, secured by means of one to three rows of anchors mutually bound up. Rock walls of the pit in shales are supported by means of rock bolts and shotcrete, 15 to 20 cm thick.

In the supported pit there will be concreted and insulated the body of cut-and-cover tunnels, and after completing insulation works, openings for passing ground water to a run-through drainage channels will be made in the diaphragm walls. An access into the open box is possible on an access ramp situated to the north of the box. In the ramp, there is realized a clay-concrete wall for preventing the pit from water penetration. The ramp shall be utilized for transporting the extracted soil from the area of main tunnels and eventually from track tunnels underpassing the river Vltava. A ramp from the area of Povltavská Street in front of the building of the Electrical Engineering Testing Institute has been designed to the northern part of the pit with the portal of the driven tunnel. It will be utilized for transporting extracted soil from this part of the pit and from the linking up driven track tunnel.



Obr. 6
Schéma rozmístění jímek a postupu jejich provádění
Schematic cofferdams layout and process of their construction

metra jak v přímé, tak i v obloucích s minimálním poloměrem 500 m. Tam, kde je nutné dále zvětšovat osovou vzdálenost kolejí z jiných důvodů se profil tunelu rozšiřuje a plocha výrubu se blíží až 100 m². Primární ostění pochopitelně bude ze stříkaného betonu v kombinaci s kotvením. Ražba dvoukolejného tunelu se předpokládá v převážném rozsahu plným profilem s dodatečným prohloubením dna. Ve zhoršených geologických poměrech bude ražba členěna horizontálně s okamžitým uzavíráním profilu spodní klenbou. U rozšířených profilů je v případě nutnosti uvažováno i s vertikálním členěním výrubu. Definitivní ostění je zásadně koncipováno jako uzavřený profil, kde dno tunelu je monolitická železobetonová deska s horním povrchem vodorovným a proměnnou výškou, přičemž na bocích tunelu má dno tloušťku odpovídající klenbě. S ohledem na proměnný příčný profil tunelu je tvar líce klenby tunelu navržen tak, aby u všech profilů měly boky ostění stejný poloměr $R_2 = 2\,700$ mm. Pro osovou vzdálenost kolejí metra v intervalu 3,5 až 4,4 m je u klenby rovněž navržen stejný poloměr $R_1 = 5\,500$ mm. Změnou středového úhlu oblouku klenby a opěry se dosahuje změny geometrie a pro betonáž je možno použít formu s proměnným tvarem bedničního pláště (bylo již úspěšně vyzkoušeno na stavbě dvoukolejného tunelu na trase IV.B). Pro rozšířený profil s osovou vzdáleností větší než 4,4 m je již nutno měnit poloměr klenby individuálně.

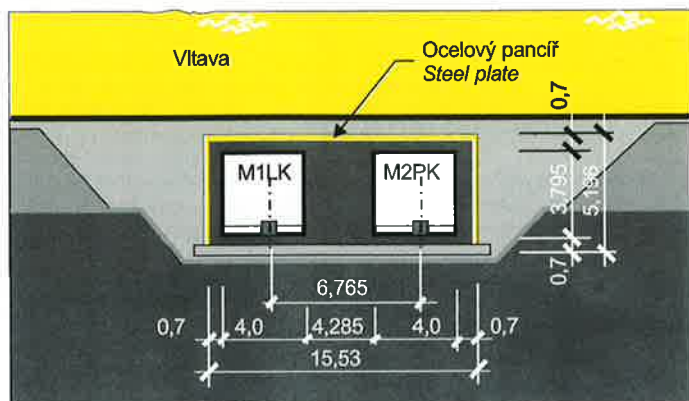
Hlavní důvody, které rozhodovaly při volbě dvoukolejného tunelu byly následující:

- velikost výrubu. Plocha příčného profilu dvoukolejného tunelu (min. 56 m²) a šířka dna tunelu (cca 10 m) umožňuje na rozdíl od jednokolejných tunelů efektivně rozvinout všechny operace při ražbě tunelu, především střídání mechanizmů na čelbě bez časových ztrát. To se výrazně projevuje hlavně při velké délce tunelu.
- podélný sklon trasy traťových tunelů je v rozhodující délce 39,5%. Při tomto sklonu je mnohem snazší ražba s bezkolejovou dopravou. Pro kolejovou dopravu by musely být použity speciální výkonné důlní lokomotivy.
- omezení pístového účinku při provozu metra. Tento nepříjemný efekt je obzvláště výrazný u stanic metra, na které navazují dlouhé traťové úseky s jednokolejnými tunely. Jako negativní příklad lze uvést stanici Radlická na trase B. Traťový úsek mezi stanicemi Nádraží Holešovice a Kobylisy na trase IV.C1, bude ještě delší, než traťový úsek u stanice Radlická.
- vyloučení svislé dopravy při ražbě traťových tunelů je důležitým předpokladem pro nasazení výkonných strojů pro odtěžování rubaniny. To má pochopitelně příznivý vliv na pořizovací cenu tunelu. Reliéf terénu a výškové vedení trasy metra k tomu u této stavby přímo vybízejí

Ještě poznámka ke zvolené technologii. Na stavbě IV.C1 budou realizovány 3 úseky dvoukolejného tunelu v délkách 300 m, 1000 m a 500 m, které na sebe přímo nenavazují. Z toho je patrné, že pro použití technologie TBM (tunelovacího stroje) jsou příliš krátké. Dalším důvodem, který hovoří pro technologii NRTM je nutnost měnit profil dvoukolejného tunelu s ohledem na měnící se osovou vzdálenost kolejí (rozmezí 3,7 až 6,5 m) a to u této technologie není problém (bylo rovněž ověřeno na trase IV.B).

JEDNOKOLEJNÉ TUNELY

Pro napojení stanice Kobylisy, kde je osová vzdálenost kolejí 25,5 m, na dvoukolejné tunely, je nutné před stanicí Kobylisy v délce 350 m a za stanicí Kobylisy, tj. směrem ke stanici Ládví v délce 210 m realizovat 2 jednokolejné tunely.



Obr. 7

Typický příčný řez konstrukce tunelů pod Vltavou
Typical cross section of the tunnel structures under the river Vltava

The structure of the cut-and-cover tunnels has been designed as a monolithic reinforced concrete single floor frame, having two fields with a middle separating wall. The track centre distance of rails is variable. From the vertical alignment of the track it is evident that the structure of track tunnels rises over the ground in the half of the section length. In the final condition, the structure shall be covered with soil.

To make impossible any backwater activity and to secure a troublefree passage of underwater under cut-and-cover Troja tunnels, there are constructed drainage channels under the foundation slab in the direction of the river stream, the cross section of which amounts to 2.5 x 1.5 m, the distance between centres of which is about 25 m, and they are covered with permeable material.

DRIVEN TRACK TUNNELS

GENERAL DATA

Driven track tunnels link up to cut-and-cover tunnels in the reclaimed land of the river Vltava, at the foothill of „Dlázdeňka“. This relatively narrow ridge is underpassed by a double-track tunnel in the length of 300 m. The Metro line then crosses shallowly the Trojská Street in a short, cut-and-cover section being 100 m long, the part of which is the engine-room of the main ventilation engine room and a ventilation shaft. Behind the crossing with the Trojská Street, the driven double-track tunnel continues in the direction to the station Kobylisy in the length of 1000 m. Before the station Kobylisy there link up to the double-track tunnel two single-track tunnels in the length of about 350 m, and they enter into the driven station Kobylisy. This driven section has a bulky overburden being 30 to 45 m high. Exceptions are represented by portal sections, viz. in the first place in Trojská Street, in the direction to the station Kobylisy, where the overburden of the double track tunnel, in the length of 40 to 50 m of the beginning part, is of the minimum height, and driving operations will require some improvement measures over the vault of the tunnel. Sorry to state, it is impossible to shift the portal into a space where a higher overburden takes place, because the Metro line underpasses a protected territory and any intervention does not come in question. The access into the double-track tunnel may be realized only by means of access ramps, directly from the surface both in the valley of the river Vltava from the street Povltavská and from the street Trojská through the cut-and-cover section. Behind the station Kobylisy, there continue the driven track tunnels to the station Ládví, viz. again in the first place through single-track tunnels in the length of 210 m, and then they continue in the double-track tunnel in the length of 500 m. The height of the overburden varies from 7 m to 27 m. The double-track tunnel enters with its portal into cut-and-cover tunnels before the Ládví station, where an access ramp, enabling a direct access into the tunnel from the ground shall be constructed.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The solid rock under the whole area of driven tunnels in the line IV C1 (inclusive the Kobylisy station) is formed by Ordovician sediments, represented by Šárka measures in shale facies and in Dobrotiv layers contained in shale facies and in Skalec quartzites. From the chainage of km 16, Ordovician rocks are covered with chalk sediments having the basis on the level of about 275 to 276 m o.s. Chalk sediments form a steep slope on the right bank of the river Vltava which is disturbed by erosion striae filled with deluvial-fluvial sediments and fluvial ones. Outside the erosion slot, the total slope is smoothed out with slope sediments, variably thick. The surface of chalk sediments is smoothed out with aeolian and slope sediments and with made-up ground of varying thickness.

DOUBLE TRACK RUNNING TUNNELS

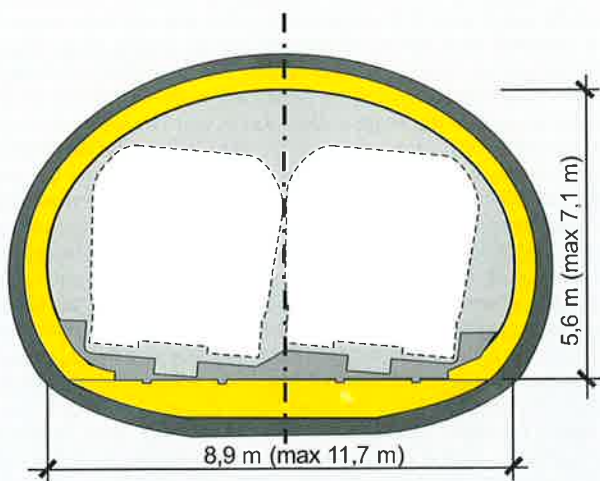
The prevalent extent of driven line tunnels on this construction (totalling 1800 m) is formed by double track running tunnels driven by means of the NATM technology. The design of the tunnel and the construction technique were successfully verified when constructing the IVth operational section of the line B, which was set into operation in the year 1998. Problems of the profile and of the construction process of a double track line tunnel were the subject of several articles in this journal, and that is why we shall not analyze them, and why we shall present briefly only several basic facts: the excavated cross section area of the basic tunnel profile for the track centre distance of 3.5 to 3.7 m amounts to 56 to 58 sqm and it makes it possible to lead the Metro route both directly and in curves of the minimum radius equal to 500 m. In places, where it is necessary to increase the track centre distance due to other reasons, the tunnel profile is made wider and the excavation area is nearly 100 sqm. The primary lining shall be, of course, made of shotcrete in combination with anchoring. The driving of

Předpokládá se opět použití technologie NRTM. Plocha výrubu jednokolejných tratových tunelů je cca 28 m². Ražba bude prováděna plným profilem, převážně s rovným dnem výrubu. Jen při velmi zhoršených geologických podmínkách by bylo přikročeno k uzavírání výrubu spodní klenbou.

RAŽENÁ STANICE KOBYLISY

Stanice Kobylisy bude první dvoulodní raženou stanicí na pražském metru. Vlastní stanici tvoří 2 samostatné tunely, propojené na koncích nástupiště příčnými chodbami. Na tyto příčné chodby navazují šikmé eskalátorové tunely, které propojují stanici se 2 vestibuly na povrchu. Nadloží staničních tunelů je cca 26 m.

Jelikož výsledný projekt této stanice je z hlediska dispozičního uspořádání, architektonického ztvárnění, i navrhovaného postupu výstavby značně netradiční, a celý průběh projektové přípravy byl poznamenán několika zásadními změnami v přístupu k řešení, podrobný výklad by neúměrně zvětšil rozsah tohoto i tak dosti obsáhlého článku. Proto jí bude věnován samostatný příspěvek v některém z nejbližších čísel TUNELU.



Obr. 8
Typický příčný řez dvoukolejným tunelem metra raženého NRTM
Typical cross section of a double track Metro tunnel driven by means of NATM

a double track tunnel is supposed to be carried out in a predominant extent in a full profile with a sufficient deepening of the floor. The driving in worsened geological conditions shall be divided horizontally with an immediate closing of the profile by means of an invert. As to wider profiles, there is also supposed, in case of need, for a vertical dividing of the excavation to be applied. Final lining is fundamentally designed as a closed profile, where the tunnel bottom is represented by a reinforced concrete slab with a horizontal upper surface and with a variable thickness. On sides of the tunnel, the invert thickness corresponds with the vault. With respect to a variable cross section of the tunnel, there is designed the face shape of the tunnel vault in such a way that lining walls of all profiles are of the same radius $R_2 = 2\ 700\text{ mm}$. For the track centre distance of the Metro rails in the interval of 3.5 to 4.4 m, there is also designed the same radius $R_1 = 5\ 500\text{ mm}$ for the vault. When changing the central angle of the vault and of the wall, there is also changed the geometry, and it is possible to apply a formwork with a variable shape of the formwork shell for concreting (it has been already successfully tested when constructing the double track tunnel on the line IVB). For a wider profile with the track centre distance being larger than 4.4 m, it is necessary to change the vault radius individually.

Main reasons which were decisive when selecting the double track tunnel were as follows:

- the size of excavation. The area of the cross section of a double track tunnel (min. 56 sqm) and the width of the tunnel floor (about 10 m) makes it possible, unlike to single track tunnels, to develop all operations during the tunnel excavation, in the first place to change equipment on the heading without any waste of time. It is important particularly if the tunnel is long;
- the longitudinal gradient of the track tunnel in the decisive length amounts to 39.5 % . . . At this gradient, the excavation is more easier with a railless transport. For a rail-bound transport, there would have to be applied special efficient mine locomotives;
- to limit the piston effect during the operation of Metro. This unpleasant effect is especially striking in Metro stations to which long track sections with single-track running tunnels link up. As a negative example there may be mentioned the station Radlická on the line B. The line section between stations Railway Station Holešovice and Kobylisy on the line IV C1 will be even longer than the line section at the station Radlická;
- the elimination of a vertical transport when driving track tunnels is an important precondition for applying efficient equipment for removing muck. Of course, it affects favourably costs for constructing the tunnel. The ground relief and the route vertical alignment of this Metro line are very convenient for it.

One note more to the selected technique: when constructing the line IV C1, there will be realized three sections of a double track tunnel in lengths of 300 m, 100 m and 500 m, which do not link up one to the other, so it is evident that they are too short for applying a TBM. Another reason supporting the NATM technology is the necessity to alter the cross section of the double track tunnel with respect to the variable track centre distance (from 3.7 to 6.5 m), which is no problem when applying this technique (it was also verified during the construction of the line IV B).

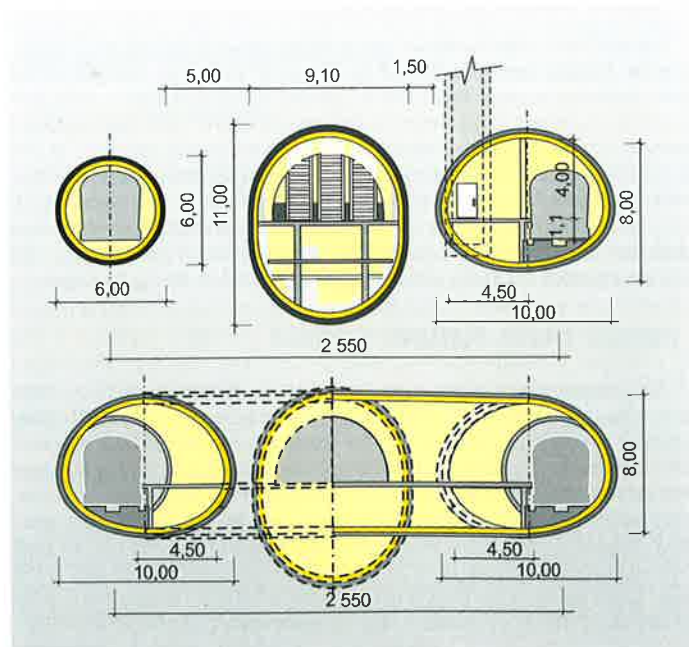
SINGLE TRACK TUNNELS

For connecting the station Kobylisy, where the track centre distance amounts to 25.5 m, to double track tunnels, it is necessary to realize two single track tunnels before the station Kobylisy in the length of 350 m and behind said station, i.e. in the direction to the station Ladvi in the length of 210 m. It is supposed that the NATM technique will be applied again. The area of the excavation of the single track running tunnels amounts to about 28 sqm. A full face excavation shall be carried out, predominantly with a flat excavation floor. Only if geological conditions are considerably worsened, said excavations would be closed by means of an invert.

THE DRIVEN STATION KOBYLISY

The station Kobylisy will be the first double bay driven station in the Prague Metro. The proper station is formed by two independent tunnels interconnected at the ends of the platform by means of cross passages. To said cross passages there link up inclined escalator tunnels interconnecting the station and two entrance halls on the surface. The overburden of the station tunnels amounts to about 26 m.

As the resulting design of this station is considerably non-traditional, with respect to the layout arrangement, architectural design and designed process of construction, and because the course of the design preparation was affected by several fundamental changes as to the method of realization, a detailed explanation would increase the scope of this article which is even now sufficiently long. That is why a separate article will be devoted to this problem in some of the following issues of the journal TUNEL.



Obr. 9
Příčné řezy stanicí Kobylisy
Cross sections of the station Kobylisy

TUNEL SLIVENEC-LAHOVICE

TUNNEL SLIVENEC - LAHOVICE

ING. JIŘÍ LEBEDA, A.D.O. S.R.O., ING. MIROSLAV KOPŘIVA, ABP A.S.,
DOC. ING. PAVEL PŘIBYL, CSC., ELTODO A.S.

1. ÚVOD

Základní komunikační systém hlavního města ČR Prahy tvoří sedm základních radiálních komunikací navazujících na vnější silnice a dálnice, směřující do hlavního města a dva okruhy - městský, probíhající po obvodě jádrové části města a expresní silniční, který na obvodě města propojuje uvedenou dálniční a silniční síť.

Na tomto systému komunikací rychlostního a sběrného charakteru bude nebo již byla realizována soustava silničních či městských tunelů. Důvody realizace těchto tunelových úseků lze shrnout do následujících bodů:

- značná výšková a terénní členitost území Prahy,
- ochrana centrální části, hlavně pak historického jádra města a v neposlední řadě i
- ochrana životního prostředí.

V centrální části města na tzv. městském okruhu je v jeho západní části již v provozu Strahovský tunel procházející pod Strahovským kopcem a propojující čtvrtě Dejvice a Břevnov na severozápadě Prahy se Smíchovem. Realizuje se tunel Mrázovka vedený pod vrchem Mrázovka a propojující Smíchov resp. Strahovský tunel s provozovaným Barrandovským mostem. V severní části tohoto okruhu se připravuje k realizaci tunel pod Stromovkou, jehož dlouze diskutovaná poloha se ustálila na trase Letná - Troja s podchodem parku Stromovka a řeky Vltavy.

Rovněž poloha expresního silničního okruhu je v trvalém vývoji, přesto jeho některé úseky na západě jsou již realizovány nebo se realizují či připravují k realizaci. Tento expresní silniční okruh musí dvakrát překonat údolí řeky Vltavy a to:

- na severu vysokým mostním objektem, neboť je zde úzké kaňonovité údolí a není nutné komunikační připojení místní komunikační sítě
- na jihu, v místě soutoku řeky Vltavy s řekou Berounkou, kde je údolí rozšířené a je naopak nutné křížovatkové připojení státní silnice I/4 Strakonická, která prochází tímto údolím a je jednou ze sedmi základních radiálních komunikací.

Z těchto důvodů musí niveleta navrhovaného okruhu klesnout z planin nacházejících se po obou stranách údolí až na úroveň soutoku obou řek. Výškový rozdíl cca 140 m je možné překonat, při dodržení návrhových prvků (směrové oblouky, podélné stoupání do 4 %), pouze tunelovými stavbami.

Proto je na pravém břehu Vltavy navržen tunel procházející masivem Komořanské stráně v úseku Komořany - Cholupice v celkové délce přes 2000 m. Na této stavbě probíhají práce na přípravné dokumentaci.

Na levém břehu Vltavy je to pak tunel Radotínský, (úsek Lochkov - Radotín), na který byla zpracována přípravná dokumentace, a který je podrobně popsán následně v tomto článku.

2. CHARAKTERISTIKA TUNELU

Z výškového a směrového vedení trasy silničního okruhu kolem jihozápadního okraje Prahy mezi Slivencem a Lahovicemi vyplývá nutnost vybudovat úsek mezi km 2,300 a km 3,925 P.T. (pravý tunel), 3,962 L.T. (levý tunel) jako tunelový. Popisovaný návrh řeší vybudování těchto tunelů včetně návazných objektů. Pravý tunel pro klesání je dlouhý 1625 m a je navržen jako dvoupruhový, s pravým pruhem šířky 3,75 m a levým 3,50 m, s průběžným nouzovým pruhem šířky 0,75 m. Tento nouzový pruh je v km 2,510 a v km 3,230 rozšířen na nouzový záliv šířky 3,5 m, dlouhý 40 m. Na obr. 1 je podélný profil pravé trouby a na obr. 2 je situační výkres tunelu. Levý stoupací tunel, dlouhý 1662 m, je třípruhový

1. INTRODUCTION

The basic communication system of the capital of the Czech Republic, i.e. Prague, is formed by seven basic radial roads linking up to outside roads and motorways aiming to the capital, and by two circles - the city circle, led on the circumference of the inner part of the city, and express circle which connects, on the city circumference, the mentioned motorway network and the road one.

A system of road tunnels or city ones was or will be realized on this system of roads of a speed character and collecting one. Reasons for realizing said tunnel sections may be summarized in the following clauses:

- a considerable elevation variability and terrain one of Prague
- a protection of the central part, especially of the historical city centre, and, not on the last place,
- environmental protection.

In the central part of the city, on the so called city circle, in its western part, there has been set into operation the Strahov tunnel, passing under the Strahov hill and interconnecting the municipal districts Dejvice and Břevnov in the north-western part of Prague with Smíchov. The tunnel Mrázovka, led under the Mrázovka hill, being under construction, and connecting Smíchov and the Strahov tunnel to the operated Barrandov bridge. In the northern part of this circle, there is being prepared for realization a tunnel under Stromovka, the position of which having been discussed for a long time, has been finally determined on the line Letná - Troja, with an underpass of the park Stromovka and the river Vltava.

The position of the express road circle is permanently developing in spite of the fact that some western sections have been already realized, are under realization or are prepared for realization. Said express road circle must cross the valley of the river Vltava, viz.:

- in the north by means of a high bridge, because there is a narrow canyon valley and a connection to the local road network is not necessary
- in the south, in the place of the confluence of the river Vltava and the river Berounka, where the valley is wide and it is necessary to construct a needed crossing connection for the state road I/4 - Strakonická, which passes this valley and is one of seven basic radial roads.

Due to said reasons, the level line of the designed circle must go down from plains taking place on both sides of the valley down to the level of the confluence of both rivers. The elevation difference of about 140 m can be overcome, at keeping design elements (directional curves, longitudinal upgrade not more than 4 %), only by means of tunnel constructions.

That is why on the right bank of the river Vltava there is designed a tunnel passing the Komořany Slope massif in the section Komořany - Cholupice having its total length more than 2000 m. For this construction, there are performed works concerning the preparation documentation.

On the left bank of the river Vltava, there is designed the Radotín tunnel (section Lochov - Radotín) for which the preparation documentation has been elaborated, and which is described in details beneath in this article.

2. CHARACTERISTICS OF THE TUNNEL

A necessity results from the line and level routing of the road circle round the east-western part of the outskirts of Prague between Slivenec and Lahovice to construct a section between km 2.300 and km 3.925 R.T. (right tunnel), 3.962 L.T. (left tunnel) in a tunnel. The design being described solves the construction

s přídatným pruhem pro pomalá vozidla širokým 3,75 m a dvěma pruhy 3,5 m. Obě tunelové roury jsou vzájemně propojeny třemi únikovými chodbami pro osoby cca po 350 m a jedním únikovým tunelem pro přejezd vozidel (km 3,250). Začáteční úsek délky asi 350 m (km 2,300 až km 2,650) a koncový úsek dlouhý 25 m (km 3,900 P.T. až km 3,925 P.T.) jsou provedeny ve stejném profilu v hloubené jámě a následně přesypány.

2.1. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

2.1.1. Horninový masiv

Ražení obou tunelů bude probíhat ve velmi proměnlivém horninovém prostředí, kde se budou vyskytovat různé horniny, jak z hlediska stability, tak i pevnosti a tím i rozpojitelnosti. Tunel bude směrem od severovýchodního portálu postupně ražen v břidlicích souvrství kopaninského a liteňského, které budou obsahovat žilná tělesa velmi pevného diabasů. Toto souvrství bude ukončeno mocnější diabasovou žilou cca 5-8 m mocnou. Po krátkém, několikametrovém úseku ražení v kopaninských vrstvách tvořených tuftickými břidlicemi s vápenci, bude v cca od staničení 3,320 tunel procházet z hlediska tunelování v nejobtížnějším úseku trasy, kde celý profil tunelu, anebo jeho větší část, bude ražena v pevných písčitých břidlicích a křemencích kosovských. V horní části tunelu a v nadloží se budou vyskytovat značně tektonicky porušené až rozdrocené měkké horniny liteňských vrstev. Tento úsek byl ověřen průzkumným vrtem i geofyzikálním měřením.

Od staničení cca 3,335 km budou raženy v kosovských vrstvách ve facii písčitých břidlic s vložkami pískovců až křemenců a břidlic. Od staničení 3,525 km až k portálu budou tunely raženy v jílových a málo pevných břidlicích královodvorských se zvětralou zónou až 25 m hlubokou.

Severovýchodní portál pravého raženého tunelu je umístěn zhruba do staničení PT 2,650 km. Jižní portál do staničení cca PT 3,900 km, kde nadloží tvoří zvětralé královodvorské břidlice a sutě. Přesnější umístění portálů bude možné až po vyhodnocení etapy podrobného geotechnického průzkumu.

2.1.2. Hydrogeologie

Tunely budou raženy pod hladinou podzemní vody, která byla ustálena v průzkumném vrtu v hloubce cca 7,40 m. Jelikož dotace puklinové vody je možná pouze atmosférickými srážkami lze předpokládat, že při ražení tunelu dojde místně, podle tektonicky porušených úseků, k přítokům do tunelu v hodnotách řádově 1 l sec⁻¹. Celkový přítok se bude měnit v závislosti na množství srážek.

Přítokem do tunelů bude snížena hladina podzemní vody v poměrně širokém pásmu nad tunelem.

2.1.3. Dílčí závěr

Předběžný geotechnický průzkum zjistil, že dálniční tunely lze v daném prostředí realizovat. Další etapa průzkumu musí upřesnit jednotlivá rozhraní a geotechnické vlastnosti všech zastižených horninových typů. Vzhledem ke složitosti geologické stavby je potřebné, již při podrobném průzkumu, realizovat průzkumnou štolu. Tato štola bude součástí konečného výrubu.

2.2. LEVÝ RAŽENÝ TUNEL

Levý tunel určený pro stoupání je třípruhový se stoupacím pruhem pro pomalá vozidla šířky 3,75 m, další dva rychlé pruhy jsou široké 3,5 m. Celková délka tunelu včetně hloubených úseků je 1662 m, z toho ražená část činí 1287 m (km 2,650 až km 3,937). Světlá plocha tunelu je 89,5 m². Celková šířka výrubu je cca 16 m a výška 10 m, plocha výrubu 122 m² bez spodní klenby. Tvar tunelu, rozměry a umístění dalších stav. objektů i technologických zařízení v tunelové rouře jsou zřejmé z obr. 3. Podél pomalého pruhu jsou v boku tunelu zřízeny výklenky pro SOS skříň cca po 175 m hluboké 1,5 m, vysoké 2,1 m a dlouhé 1,6 m. Vedle každé SOS skříňe bude na úrovni chodníku rovněž výklenek pro požární hydrant B 75. Mimoto budou v boku tunelu 1,2 m nad chodníkem ještě zřízeny malé výklenky pro hydrantové skříňe D 25 vždy ve třetinách vzdálenosti SOS skříňi.

2.3. PRAVÝ RAŽENÝ TUNEL

Pravý tunel s klesajícím spádem, je navržen jako dvoupruhový s nouzovým pruhem šíře 0,75 m, pravým pruhem šířky 3,75 m a levým pruhem 3,5 m. Celková délka včetně hloubených úseků je 1625 m, z toho ražená část je 1250 m (km 2,650 až km 3,900). Světlá plocha tunelu činí 65 m². Celková šířka výrubu je cca 13 m a výška výrubu cca 9 m bez spodní klenby. Plocha výrubu je cca 92 m².

V PT jsou vybudovány dva nouzové pruhy vpravo pro odstavení vozidel v šířce 3,5 m, dlouhé 40 m. První je v hloubené části a začíná v km 2,510, druhý je ražený v km 3,230. Definitivní ostění tunelu, výklenky pro SOS skříňe, hydranty B 75 a hydrantové skříňky D 25 jsou stejné jako v LT.

2.4. RAŽENÉ TUNELOVÉ PROPOJKY

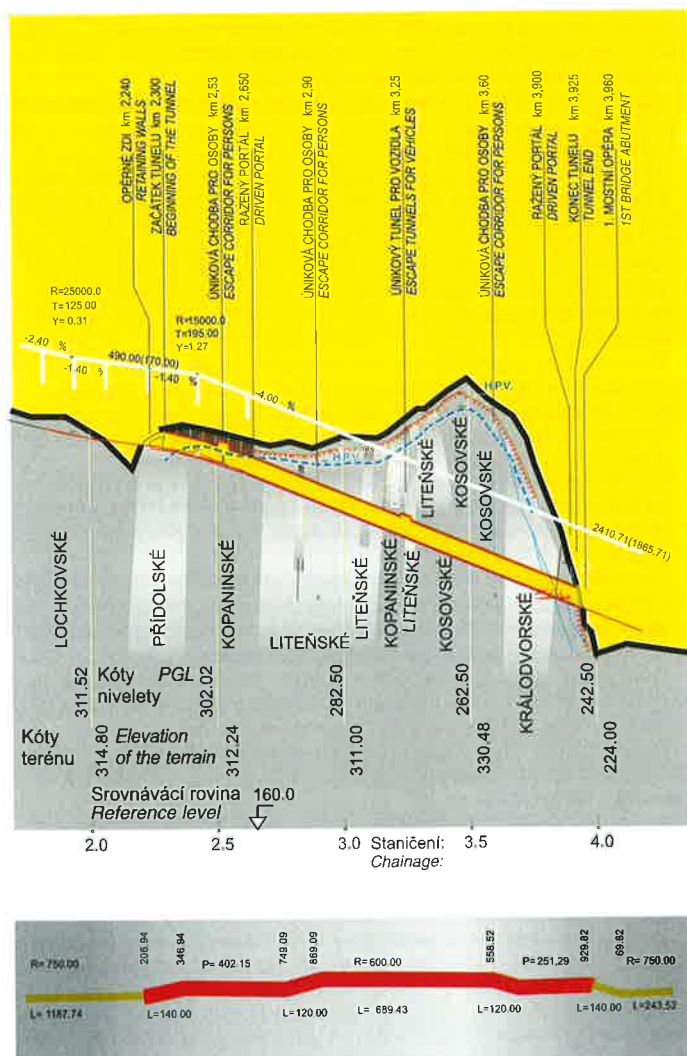
Oba tunely jsou propojeny čtyřmi propojkami. Střední, v km 3,250, slouží k přejezdu a pro únik vozidel. Ostatní, v km 2,550, v km 2,900 a v km 3,600, slou-

of said tunnels inclusive the linking up buildings. The right tunnel for descending is 1625 m long, and it has been designed as a double lane tunnel, the right lane being 3.75 m wide and the left lane being 3.50 m wide, with a running emergency lane being 0.75 m wide. Said emergency lane is extended in km 2.510 and km 3.230 to an emergency lay-by being 3.5 m wide and 40 m long. On Fig. 1, there is illustrated the longitudinal profile of the right tube, and on Fig. 2 there is shown the layout drawing of the tunnel. The left ascending tunnel, 1662 m long, has three lanes with an additional lane for slow vehicles, 3.75 m wide, and with two lanes, 3.5 m wide. Both tunnel tubes are interconnected by means of three escape corridors for persons, at intervals of about 350 m, and by means of one escape tunnel for vehicles (km 3.250). The starting section, about 350 m long (km 2.300 up to km 2.650) and the final section, 25 m long (km 3.900 R.T. up to 3.925 R.T.), are made in the same profile in an open pit and then covered with soil.

2.1. GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

2.1.1. Rock massif

The driving of both tunnels shall be carried out in a very variable rock environment, where various rocks will take place both from the point of view of stability and strength, and even of disintegration. The tunnel shall be driven gradually from the north-eastern portal in shales of the Kopaniny measures and Liteň measures, which will include seam bodies of a very consolidated diabase. These strata will be terminated by a thicker diabase seam, being about 5 to 8 m thick. After a short, several metres long section of driving in Kopanina layers formed by tuffaceous shales with limestone, the tunnel will pass, from the tunnelling point of view, through the most difficult section of the line, starting in the chainage about km 3.320 where the whole tunnel profile, or its larger part, will be driven in solid sand shales and Kosovo quartzites. In the upper part of the tunnel and in the overburden, there will take place soft rocks of Liten layers, being considerably tectonically faulted and sheared. This section was tested by means of air-flush boring and geophysical measuring.



Obr. 1
Podélný profil a směrové poměry pravého tunelu
Longitudinal profile and alignment conditions of the right tunnel

ží k úniku osob v případě požáru. První z nich, v km 2,550 je vybudována v hloubené části. Všechny propojky budou oboustranně uzavřeny požárními dveřmi s větracím ventilátorem a požární klapkou. V boku propojek bude zřízen výklek pro rozvaděče, který bude stavebně oddělen od vlastních chodeb.

2.5. HLOUBENÉ TUNELY

Již před portálem tunelů, v km 2,300, je komunikace vedena v poměrně hlubokém zářezu. Boky výkopů pro komunikace před horním portálem jsou zajištěny opěrnými zdi proměnné výšky 1,5 až 4,5 m. Opěrné zdi budou železobetonové, úhlové. V km 2,300 je navržen portál hloubených tunelů budovaných v otevřené stavební jámě a následně přesypaných zeminou. Až do km 2,550 bude stavební jáma společná pro oba tunely. Od km 2,550 až k začátku ražeb (km 2,650) budou oba tunely budovány samostatně, každý ve své rýze. Stavební jáma bude hloubena po etážích 3 až 4 m, zajišťovaných železobetonovými převážkami s dočasnými předpjatými kotvami. Hloubka stav. jámy v předmětném úseku je od 8,5 do 14,5 m. Ostění tunelu bude vybetonováno stejným způsobem jako v ražené části, tj. na týž pojízdný bednicí vůz.

Před dolním raženým portálem (km 3,900 PT, km 3,938 LT) je rovněž úsek tunelů dlouhý 25 m (do km 3,925 PT a km 3,962 LT) vybudovaný v hloubené jámě a přesypaný zeminou. Hloubené jámy a provádění ostění se neliší od horního úseku. Těsně před koncem je do prostoru mezi oba hloubené tunely situována trafostanice o rozměrech cca 6 x 9 m v úrovni vozovky. Vstup je realizován a zavážení transformátorů bude prováděno z tunelové roury.

2.6. VZDUCHOTECHNICKÝ VÝDECH

Přímo nad stropem LT, mezi km 2,550 a 2,588, je umístěna strojovna VZT, která je s LT propojena otvorem délky 3 m na celou šířku tunelu. Tímto otvorem je odsáván vzduch z tunelu, kde je použita longitudinální ventilace. Ventilátor žene vzduch do výdechového objektu. Schéma je na obr. č. 4. Strop strojovny je z val-

From the chainage about km 3.335, the driving operation will be carried out in Kosovo layers in facia of sandy shales with inserts of sandstones, even quartzites and shales. From the chainage km 3.525 up to the portal, tunnels will be driven in clayish and not too consolidated Dvur Kralove shales, with a weathered zone, deep up to 25 m.

The north-eastern portal of the right driven tunnel is situated to the chainage about km 2.650 of the right tunnel. The south portal, up to the chainage about 3.900 km of the right-hand tunnel, where the overburden is formed by weathered shales of Dvur Kralove. The preciser situation of the portal will be possible only after evaluating the stage of the detailed geotechnical investigation.

2.1.2. Hydrology

Tunnels will be driven under the water table, which stabilized in the exploratory well in the depth of about 7.40 m. As the delivery of water in cracks is possible only through atmospheric rainfalls, it may be supposed that during the tunnel driving, water will come into the tunnel in the order values of 1 litre per sec., in places tectonically faulted. The total water inflow will vary in dependence upon the quantity of rainfalls.

By the inflow into tunnels, the water table will be lowered in a relatively wide zone over the tunnel.

2.1.3. Partial conclusion

By the preliminary geotechnical investigation there was found out that motorway tunnels can be realized in the mentioned environment. The next stage of the investigation must specify individual interfaces and geotechnical properties of all respective kinds of rocks. With respect to the fact that the geological composition is very complicated, it is necessary, already during the detailed investigation, to realize a exploratory gallery. This gallery will be a part of the final excavation.

2.2. LEFT-HAND DRIVEN TUNNEL

The left-hand tunnel designed for ascending is a three-lane tunnel, with a low-velocity lane, being 3.75 m wide. The other two quick lanes are 3.5 m wide. The total length of the tunnel, inclusive cut-and-cover sections, is 1662 m, of which the driven part amounts to 1287 m (km 2.650 up to km 3.937). The cross section area of the tunnel amounts to 89.5 sqm. The total excavation width is about 16 m and the height is 10 m, the excavation area amounts to 122 sqm, without the invert. The tunnel shape, dimensions and situation of other buildings and technological equipment in the tunnel tube are shown on Fig. 3. Along the slow lane there are made, in the side wall of the tunnel, recesses for SOS boxes, viz. every 175 m, being 1.5 m deep, 2.1 m high and 1.6 m long. Beside every SOS box there will be also made a recess for a fire hydrant B 75 in the level of the sidewalk. Besides that, in the side wall of the tunnel, 1.2 m over the sidewalk, there will be also made small recesses for hydrant boxes D 25, always in one third of the SOS boxes distances.

2.3. RIGHT-HAND DRIVEN TUNNEL

The right-hand tunnel, designed in a dip, is a double lane tunnel with an emergency lane, 0.75 m long, with a right lane being 3.75 m wide and with a left lane, 3.5 m wide. The total length of the tunnel, inclusive cut-and-cover sections, is 1625 m, of it the driven part amounts to 1250 m (km 2.650 up to km 3.900). The cross section area of the tunnel amounts to 65 sqm. The total excavation width is about 13 m and the height of the excavation is about 9m without the invert. The excavated cross section area amounts to 92 sqm.

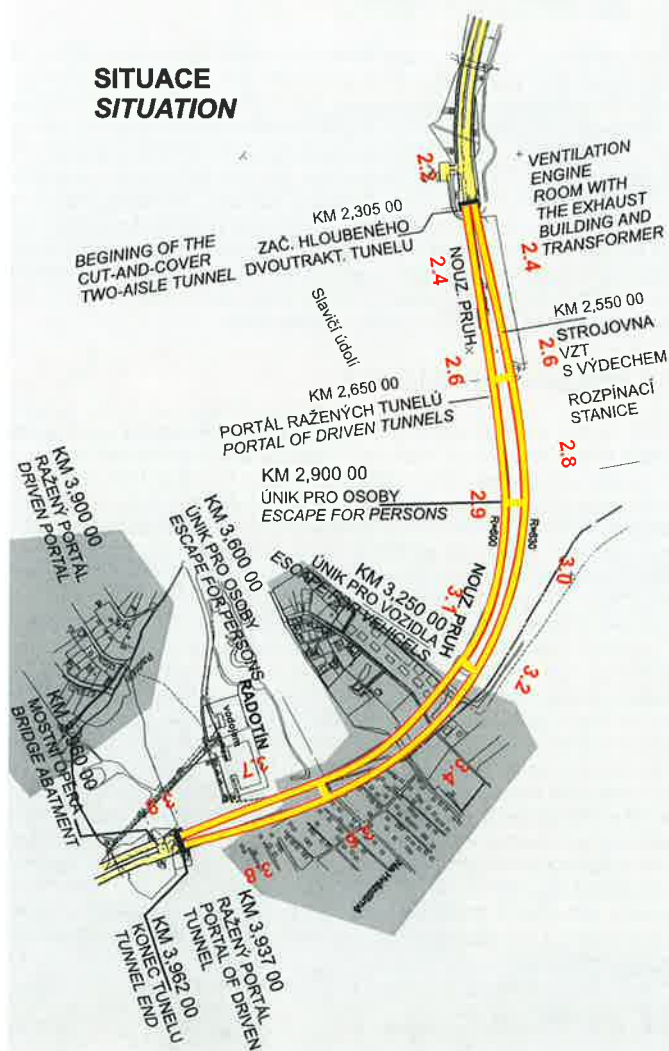
In the right tunnel there are constructed two emergency lanes at the right side, for putting vehicles aside, in the width of 3.5 m, being 40 m long. The first lane takes place in the cut-and-cover part and starts in km 2.510, the second one is driven in km 3.230. The final lining of the tunnel, recesses for SOS boxes, hydrants B75 and hydrant boxes D 25 are the same as in the left tunnel.

2.4. DRIVEN CONNECTING GALLERIES OF THE TUNNEL

Both tunnels are interconnected by four connecting galleries. The middle gallery, in km 3.250, serves for escape of vehicles. Other, in km 2.550, in km 2.900 and in km 3.600 serve for escape of persons in case of a fire. The first of them, in km 2.550, is carried out in the cut-and-cover part. All connecting galleries shall be closed on both sides by means of fire check doors with a fan and with a fire damper. In the side wall of connecting galleries there will be made a recess for switchboards, and said recess will be separated in a building way from the proper gallery.

2.5. CUT-AND-COVER TUNNELS

Already before the portal of tunnels, in km 2.300, the route is led in a relatively open cut. Sides of excavations for the line before the upper portal are supported by means of retaining walls of a variable height of 1.5 up to 4.5 m. The retaining walls shall be angular, made of reinforced concrete. In km 2.300 there is designed the portal of cut-and-cover tunnels constructed in an open building pit



Obr. 2
Situace tunelového úseku
Situation of tunnel section

ne části přesypán. Strojovna je dlouhá 38 m a vysoká 6,4 m. Zavážecí otvory pro technologii jsou ve stropě, kolem nich je asfaltová plocha s komunikací. Nad terén na stropě strojovny VZT vystupuje do výše asi 14 m výdechový objekt o světlem průřezu 16 m². K němu je na terénu přistavěna rozpinací stanice o rozměrech cca 7 x 8 m s přílehlou parkovací a manipulační plochou.

3. TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ RAŽBY

3.1. HLOUBENÉ TUNELY

Hloubený úsek před západním portálem je dlouhý 350 m. Z toho, z konstrukčního hlediska, je řešeno 150 m jako dvojtakt, 100 m jako trojtakt a dalších 100 m jako dva samostatné hloubené tunely. Hloubka stavební jámy dosahuje až 14 m. Jáma bude hloubena po etážích hloubky 3 až 4 m, kotvených žlb. převážkami s dočasnými předpjatými kotvami. Po položení inženýrských sítí pod vozovkou, budou položeny podkladní betony, izolace a ochranná mazanina a poté pojedou jámou oba tunelové bednicí vozy, na něž bude vybetonována definitivní žlb. obezdívka v tloušťce 40 cm. Po provedení izolací a ochranných vrstev a po betonáži konstrukcí (strojovna VZT, výdechový objekt, rozpinací stanice) nasazených na strop levého tunelu, bude celý úsek zasypán, povrch ohumusován a zatravněn.

3.2. PRŮZKUMNÁ ŠTOLA

Vzhledem k velmi složité geologické stavbě zájmového území, kde se střídají souvrství prvohorních břidlic různého stáří s polohami vyvřelin - diabas silurského období a vzhledem k nutnosti ekonomického návrhu dočasného i definitivního ostění díla, navrhuje projektant realizaci průzkumné štoly. Vyražením průzkumné štoly se detailně ověří geologické i hydrogeologické poměry a geotechnické parametry horninového masivu. Štola o ploše cca 10 m² je vedena v horní části výrubu pravého tunelu a při následné ražbě levého tunelu bude využita pro větrání, odvodnění a rovněž jako úniková cesta. Portál štoly předpokládáme cca v km 3,910 P.T. a ukončení cca v km 2,610. Délka je tedy 1300 m. Pro ražení štoly musí být zpracován projekt. Štola bude ražena z dolního portálu dovrchně, rozpojování hornin bude prováděno pomocí trhacích prací, pro dopravu rubaniny bude sloužit kolejová dráha se strojní dopravou. Rubanina bude vyvážena před portál na mezideponii. Dočasné vystrojení štoly bude provedeno sítí a stříkaným betonem tl. 10 cm se zesilováním dle místních podmínek další sítí, svařovanými příhradovými vazníky a lepenými, či hydraulickými svorníky podle výsledků konvergenčního měření prováděného odbornou firmou. Větrání v době výstavby bude nucené, separátní, s lufťovým tahem a ventilátorem. Souběžně s ražbou štoly musí probíhat geologické sledování a měření konvergencí výrubu v čase.

3.3. RAŽENÉ TUNELY

Ražba obou tunelů bude prováděna dle zásad NRTM (Nové Rakouské Tunelovací Metody) s využitím spolupůsobení horninového prostředí na procesu stabilizace při vytváření nového rovnovážného stavu v zóně kolem výrubu. Proto je nutné již ve fázi projektování znát geotechnické charakteristiky a parametry únosnosti jednotlivých typů dotčených hornin. Hlavní výhody a přednosti NRTM spočívají v univerzálnosti a přizpůsobivosti technologie a jejich jednotlivých operací na měnící se přírodní podmínky dané operativním řízením technologie a ve zpětné vazbě vymezování důsledným včleněním geomechanického monitoringu do technologického procesu a respektováním jeho výsledků.

LT o výrubní ploše cca 130 m² bude ražen jako první, s odstupem cca 150 m za ním vyjede PT o výrubu cca 100 m². Předložený návrh zohledňuje požadavek investora na celkovou dobu výstavby v délce 3 roky. Rozpojování bude prováděno pomocí trhacích prací s bezkolejovou dopravou. Návrh trhacích prací stanoví mezní nálož a zónu dosahu seismických účinků trhacích prací. Sklad trhavin bude vybudován na povrchu v prostoru před horním portálem. Délka pracovního záběru je předpokládána v příznivých geologických podmínkách 2,5 m, ve zhoršených geologických podmínkách 1 až 1,5 m a při zastížení špatných geologických poměrů bude záběr zkrácen na 0,5 až 0,75 m. Délka záběru je úzce svázána s členěním díla s technologickým postupem i s typem dočasného ostění. Dále upozorníme na nutnost provádět měření konvergencí výrubu z hlediska velikostí posunů a rychlosti přetvoření a tyto výsledky měření zapracovat do technologického postupu. Ražené tunelové propojky budou prováděny obdobným způsobem.

Dočasné vystrojení výrubu bude provedeno podle zásad NRTM tzn. prvotní nástřik horniny, výztužná ocelová síť, stříkaný beton o tl. do 10 cm, tři až čtyři prvkové příhradové konstrukce s případnou aplikací kotvicového systému. Aplikace další ocelové sítě a stříkaný beton do úrovně příhradové konstrukce. Podle výsledků geomonitingu, který bude průběžně prováděn a na základě statických výpočtů bude takto provedené zajištění výrubu zesíleno resp. násobeno. Při provádění dočasného zajištění výrubu je nezbytné posouzení členění výrubu tunelu

and then covered with soil. Up to km 2.550, the building pit will be common for both tunnels. From km 2.550 up to the beginning of driving (km 2.650), both tunnels shall be constructed independently, each in its own pit. The building pit will be excavated by stages of 3 to 4 m, supported by reinforced concrete wallings with temporary pretensioned anchors. The depth of the building pit in the respective section is from 8.5 to 14.5 m. The tunnel lining shall be concreted in the same way as in the driven part, i.e. using to the same tunnel form traveller.

Before the lower driven portal (km 3.900 RT, km 3938 LT) there is also a cut-and-cover tunnel section being 25 km long (up to km 3.925 RT and km 3.962 LT). The pits and the performance of lining do not differ from the upper section. Just before the end, a transformer station of dimensions about 6 x 9 m, in the level of the roadway, is situated between two cut-and-cover tunnels. The entry is realized and transformers will be delivered to the transformer station from the tunnel tube.

2.6. VENTILATION EXHAUST BUILDING

Directly over the roof of the left tunnel, between km 2.550 and 2.558, there is situated an engine room for ventilation which is connected by means of an opening, 3 m long, to the whole tunnel width. Air is exhausted through the said opening from the tunnel, where longitudinal ventilation was applied. The fan delivers air into the exhaust building. The sketch is shown in Fig. 4. The predominant part of the engine room ceiling slab is covered with soil. The engine room is 38 m long and 6.4 m high. Openings for transport of technological equipment are made in the ceiling slab, and around them there is a bituminous area with a road. The exhaust building of the cross section amounting to 16 sqm is constructed on the ceiling slab of the ventilation engine room and it rises up to about 14 m over the ground. A transformer station, of dimensions about 7 x 8 m has been attached to it on the ground, with an adjacent parking and handling area.

3. TUNNEL EXCAVATION TECHNIQUE

3.1. CUT-AND-COVER TUNNELS

The cut-and-cover section before the western portal is 350 m long. 150 m of it was solved as a double aisle, 100 m as a triple-aisle structure and other 100 m as two separate cut-and-cover tunnels. The depth of the building pit is up to 14 m. The pit shall be excavated by stages 3 to 4 m deep, anchored by reinforced concrete wallings with temporary pretensioned anchors. First of all, engineering networks under the roadway shall be laid, then blinding concrete, insulation and protective screed, and at the end both tunnel form travellers shall pass through the pit, and the final reinforced concrete lining in the thickness of 40 cm shall be cast. After performing insulations and protective layers and after concreting structures (ventilation engine room, exhaust building, transformer station) situated on the roof deck of the left tunnel, the whole section shall be buried and the surface shall be covered with earth, and grassed.

3.2. EXPLORATORY GALLERY

With respect to a very complicated geological composition of the respective territory, where measures of shales of Palaeozoic era of various age alternate with positions of igneous rocks - diabase of Silurian period and with respect to the necessity of an economic design of a temporary and final lining of the work, a designer designs the realization of an exploratory gallery. By driving the exploratory gallery there shall be verified in details geological and hydrogeological conditions and geotechnical parameters of the rock massif. The gallery of the area of about 10 sqm is led in the top heading of the right-hand tunnel and it will be utilized, at the following driving of the left tunnel, for ventilation, draining and as an escape way too. The gallery portal is planned to be situated in km about 3.910 of the right tunnel and the termination in km about 2.610. So the length is 1 300 m. A design must be elaborated for excavation of the gallery. The gallery must be driven uphill from the lower portal, the disintegration of rocks shall be made by means of blasting works. A rail track with a machine transport will serve for removing muck. Muck shall be transported in front of the portal onto dumping areas. The temporary support of the gallery shall be made by means of a mesh and shotcrete layer, 10 cm thick, with a strengthening according to local conditions by means of another mesh, welded lattice girders and capsule/hydraulic rockbolts according to results of convergence measurements performed by a specialized firm. The ventilation during the construction will be a forced one, separate, with a fan. A geological monitoring and measurement of the excavation convergences with respect to time must be performed simultaneously with driving operations.

3.3. DRIVEN TUNNELS

The driving of both tunnels shall be carried out according to the principle of the NATM (the New Austrian Tunnelling Method) with utilizing the cooperation of the rock environment for the stabilization process when forming the new equilibrium state in the zone around the excavation. That is why it is necessary, already in

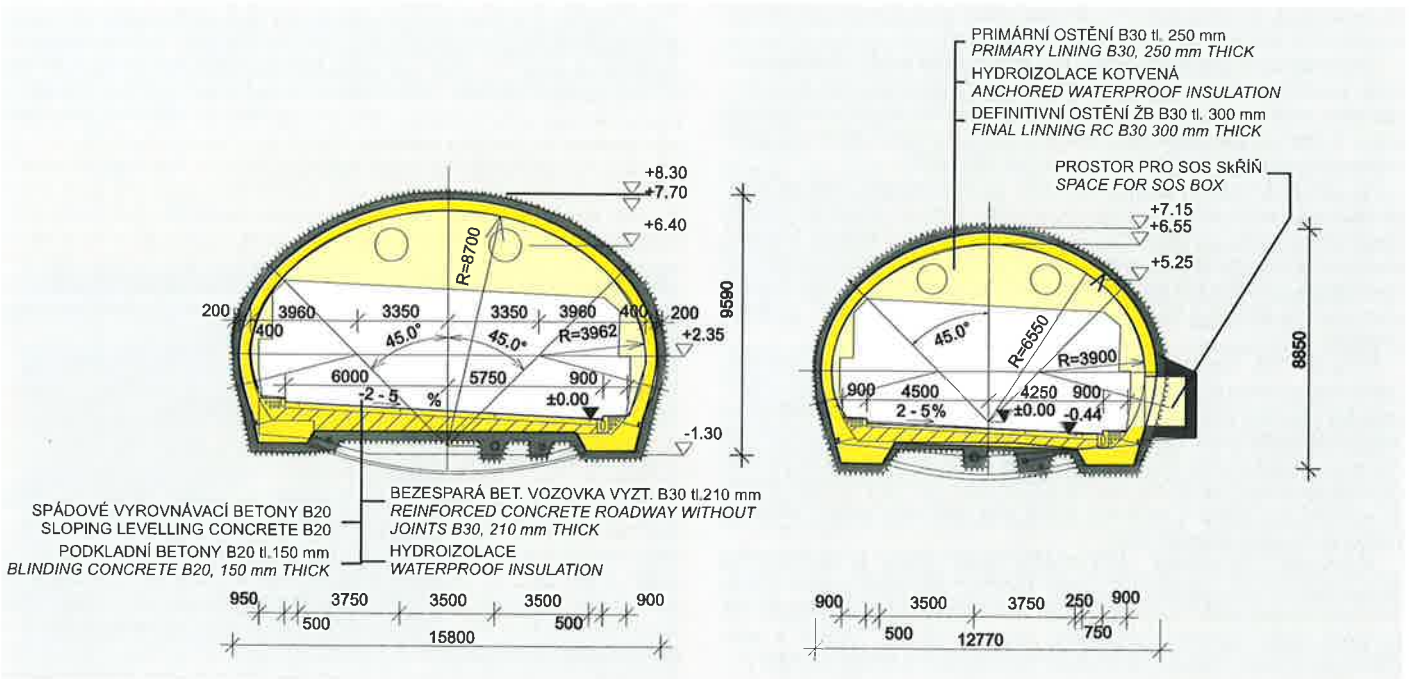
na jednotlivé dílčí čelby. K bezpečnému a efektivnímu postupu provádění ražby tunelové roury jsou výsledky získané z vyhodnocení ražby průzkumné štoly nezbytně nutné z hlediska skutečně zastižených inženýrsko-geologických podmínek a pro následné upřesnění technologie ražby.

3.4. DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELŮ

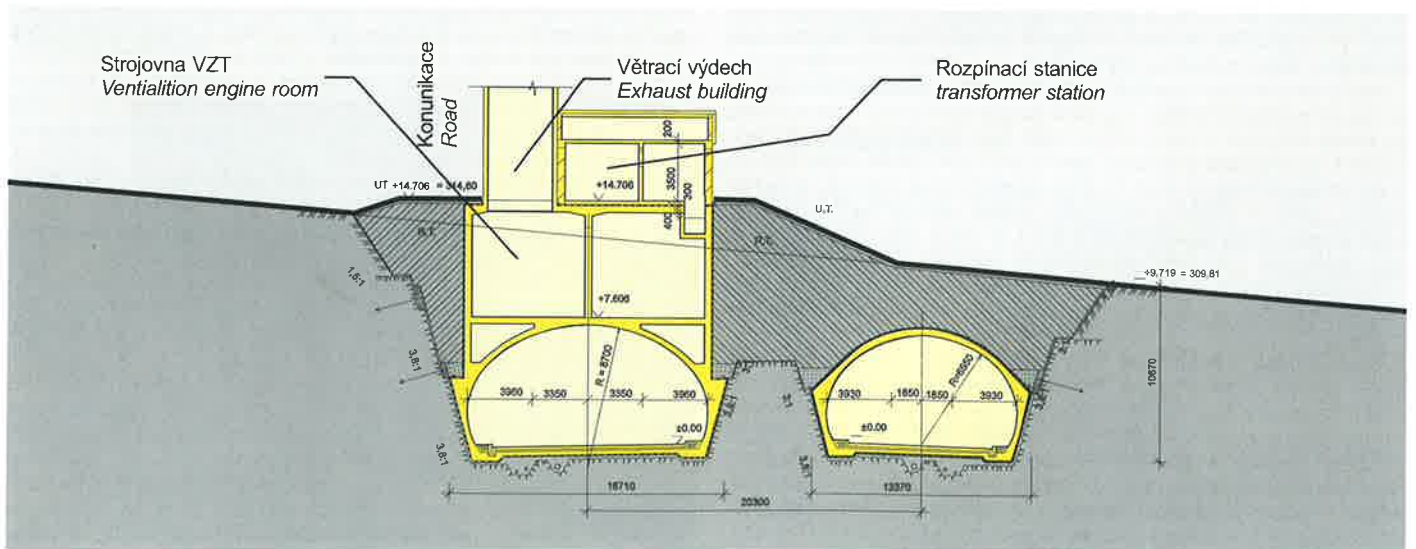
Definitivní ostění ražených tunelů tvoří železobetonová klenba tlustá 40 cm. Mezi primárním a definitivním ostěním je vložena mezilehlá izolace. Rub definitivního ostění je odvodněn dvěma průběžnými svodnicemi DN 150 položenými v místě patek klenby a svedenými do oddělené dešťové kanalizace. Toto odvodnění je nutno provést současně s osazováním mezilehlé izolace. Poté tunelem projede bednicí vůz délky 3x4=12 m. Jednotlivá sekce dl. 4 m umožní betonovat ostění v oblouku jako přímkový polygon. Pro každý tunel bude vyroben zvláštní bednicí vůz, pro betonáž zvětšených profilů PT v místech nouzových závliv (2x40=80 m) bude využit bednicí vůz z LT. Definitivní ostění hloubených tunelů bude prováděno týž bednicím vozem rovněž v tlušičce 40 cm. Po dokončení definitivních kleneb lze provádět inženýrské sítě, podkladní vrstvy a dokončovací práce.

the design phase, to know geotechnical characteristics and parameters of the bearing value of individual types of respective rocks. Main advantages and preferences of the NATM reside in the fact that the technique and individual operations are universal and adaptable with respect to variable natural conditions resulting from the operative control of technology, and backwards they are defined by a consistent application of the geomechanical monitoring into the technological process and by respecting its result.

The left tunnel of the excavated cross section area of about 130 sqm shall be driven as the first one. In the distance of about 150 m, the right tunnel, having the excavation area of about 100 sqm, shall be started. The presented design takes into account the client's requirement concerning the total time of construction, i.e. three years. Disintegration operations will be carried out by means of blasting work with a railless transport. The design of blasting works determines the limit charge and the zone of seismic effects of blasting works. A store room for explosives will be built on the surface in the area in front of the upper portal. The length of one working round is supposed to be 2.5 m in favourable geological conditions, in worsened geological conditions 1 to 1.5 m, and in very bad geological conditions, the round shall be shortened to 0.5 up to 0.75 m. The length of the round is depending upon the sequencing of the work, with the technological process and with the type of the temporary lining. Then we draw the



Obr. 3
Vzorový příčný řez raženými tunely
Model cross section of driven tunnels



Obr. 4
Příčný řez v hloubené části - km 2,255
Cross section in the cut-and-cover part - km 2,555

4. DOPRAVNÍ A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ

Tunel je vybaven standardním zařízením, vycházejícím z TP98 "Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací". Zatím zde nejsou promítnuty závěry, které mohou vyplynout z činnosti pracovní skupiny české ITA/AITES. Skupina tvořená odborníky různých profesí se bude zabývat analýzou rizik a rizikovým managementem vyplývajícím z nehod v tunelech Mont Blanck a Tauern. Vzhledem k tomu, že použití TP98 zaručuje vysokou míru bezpečnosti a dále díky tomu, že jsou zde dvě tunelové trouby oddělené požárně, nelze předpokládat podstatnější změny. Případné změny by se mohly týkat využití systému pro automatickou identifikaci nehod, resp. systému pro lepší informování cestujících, neboť počet obětí ve výše zmíněných tunelech byl tak vysoký, protože řidiči díky neinformovanosti setrvali ve svých vozidlech.

Zahraniční zkušenosti zapracované do dokumentů mezinárodní silniční organizace ukázaly, že v případě větších kontrolních center, ve kterých je monitorováno několik tunelů, je poměrně malá úspěšnost identifikace dopravních excesů přímo dispečerem sledujícím často několik desítek monitorů. Dopravním excesem se kromě nehody myslí i zastavení vozidla díky nedostatku paliva či nehodě nebo vytvoření kongesce. Přitom včasná identifikace nehody má zásadní vliv na bezpečnost účastníků silničního provozu, neboť pomocí varovných zařízení a dopravních opatření lze provést velmi účinný zásah.

Zkušenosti ze Strahovského tunelu, kde se monitoruje každý dopravní exces, říkají, že zatímco za celou dobu provozu zde došlo pouze ke třem dopravním nehodám, nejméně dvakrát týdně zde dochází k odstavení vozidla z technických příčin. K dispozici jsou empiricky získané grafy, které ukazují, jak stoupá počet odstavených vozidel se zvyšujícím se gradientem tunelu.

Pro identifikaci nehod v tunelech je možné využívat systémy, které na základě údajů dopravních senzorů, matematicky stanovují pravděpodobnost průjezdu daným místem (např. tzv. Kalifornský algoritmus nebo teorie katastrof). Praktické zkušenosti z implementací v tunelech ukazují, že zde existuje těsná vazba mezi spolehlivostí identifikace a počtem falešných poplachů. Jinak řečeno, systém, který relativně spolehlivě identifikuje exces, vyhledává velké množství falešných poplachů.

Proto se zdá, že nejjednodušší cestou je implementace videodetekce. Podstatnou výhodou je, že se využívá stávajících kamer v tunelu, které by ovšem měly být situovány nad osou jízdního pásu a navíc je zde pouze videodetekční zařízení. U všech systémů se jedná o digitální zpracování obrazu a průjezd nebo zastavení vozidla se zjišťuje poměrně složitými algoritmy vycházejícími ze změny kontrastu mezi pozadím bez vozidla a s vozidlem. Složitost vychází i z toho, že systémy jsou schopny eliminovat rušivé děje, jako např. svícení reflektorů, reflexe na mokřých plochách apod.

Jednodušší videodetekce AUTOSCANE české výroby je testována ve Strahovském tunelu, zahraniční zařízení AUTOSCOPE bude použito v nově rekonstruovaném tunelu Těšnov, kde bude kromě zjišťování excesů, včetně délky kolon, měřit i parametry dopravního proudu - intenzitu, rychlost a počet nákladních vozidel. Uživateli má možnost na obrazovce počítáče vykreslit libovolný detektor a pracovat s ním, přičemž není nutné jakkoli narušit povrch vozovky, protože se jedná o detektory virtuální. Na obr. 5 je pohled jedné kamer v tunelu s vytvořeným virtuálním detektorem ze Strahovského tunelu.

Otázky spojené s včasným informováním řidičů přímo v prostoru tunelu, je v případě nehody spojené s požárem, vrcholně aktuální. Počet obětí ve výše zmíněných tunelech byl tak vysoký, protože řidiči díky neinformovanosti setrvali ve svých vozidlech tak dlouho, že po rozeznání nebezpečí již nebyli schopni uniknout z prostoru požáru. Je nutné si uvědomit, že požár osobního vozidla vyvolá okolo 60 m³ dusivého kouře za jednu sekundu.

Pro informování řidičů je možné použít rozhlasové vysílání za předpokladu, že je v tunelu rozhlasový systém, a že navíc funguje velmi rychlá vazba do centra dopravních informací. U nás je zatím problém řešen jen pomocí tzv. Zelené vlny. V celé Evropě se začínají budovat systémy RDS-TMC (Radio Digital System-Traffic Message Channel), které využívají standardizované protokoly, takže řidič dostává zprávy ve svém rodném jazyce a přesně definující dopravní problém. Navíc dostává zprávy selektivně cílené právě na oblast, kde se nachází a není tedy zatěžován přebytkem neúžitečných informací. Kromě vybudování infrastruktury vysílačů je nutné používat i speciální autorádia jejichž výstup není jenom na displeji, ale zprávy jsou předávány i verbálně hlasovým syntetizátorem.

Další možností je informování řidičů přímo v tunelu pomocí displejů. Tento systém je hojně používán v USA. Většinou se jedná o víceřádkové displeje tvořené LED diodami nebo bistabilními elementy. Na obr. 6 jsou řidiči informováni i o překážkách v provozu nápisy typu "STAVBA VPŘEDU - OČEKÁVEJTE ZDRŽENÍ". Displeje se opakují po asi 1000m. Toto řešení není zvláště finančně náročné a je na něj pamatováno i v nově připravované legislativě, kde se definuje jako "zařízení pro provozní informace". Výhodou je také velmi rychlé nastavení předem daných nápisů v závislosti na stavu dopravy.

V případě tunelů s vysokou intenzitou dopravy, kde dopravní excesy jsou na denním pořádku se také znovu zvažuje použití vysoce účinných reproduktorů, umístěných např. u SOS skříní. Systém potom umožňuje informovat přesně řidiče o aktuální situaci a navíc může být chování řidičů přímo řízeno z centra. Je

attention to the necessity to carry out measurements of excavation convergences with respect to the value of displacements and deformation speed, and to include these measuring results into the technological process. The driven connecting galleries of the tunnel shall be made in an analogous way.

The temporary support of excavation shall be made according to principles of the NATM, i.e. the initial spray application on the rock, reinforcing steel mesh, shotcrete layer up to 10 cm thick, three to four-piece lattice arches with a possible application of the anchoring system. Application of a further steel mesh and shotcrete up to the level of a lattice structure. According to the results of the geo-monitoring which will be performed runningly and on the basis of static calculations, the excavation support, made in said way, will be reinforced, possibly multiplied. When performing the temporary excavation securing, it is necessary to evaluate the sequencing of the tunnel excavation into individual partial headings. To a safe and efficient process, for performing driving operations of the tunnel tube, the results obtained from evaluating the driving of the trial gallery are absolutely necessary with respect to the found out engineering-geological conditions and for adapting the driving technique more precisely.

3.4. FINAL TUNNEL LINING

The final lining of driven tunnels consists of a reinforced concrete vault being 40 cm thick. Between the primary lining and the final one, there is inserted an interlying insulation. The back side of the final lining is drained by means of two running drainage channels DN 150 placed at feet of the vault and directed to a separated rain water sewerage. This drainage must be made simultaneously with installing the interlying insulation. Then a form traveller, being 3 x 4 = 12 m long, will pass through the tunnel. Individual sections, 4 m long, will make it possible to cast the lining in a curve as a straight line polygon. For each tunnel there will be manufactured a special form traveller for concreting enlarged profiles in the right tunnel. In places of emergency lay-bys (2 x 4 = 80 m) there will be utilized the form traveller from the left tunnel. The final lining of cut-and-cover tunnels shall be made by means of the same form traveller, also in the thickness of 40 cm. After completing final vaults, there can be performed works concerning engineering networks, foundation layers and finishing works.

4. TRANSPORT AND TECHNOLOGICAL EQUIPMENT

The tunnel is equipped with standard equipment based on TP98 „Technological equipment of road tunnels“. Till the present time there are not included conclusions which may result from the activity of the working group of the Czech ITA/AITES. The group consisting of experts of various professions will draw its attention to the risk analyses and the risk management resulting from accidents in the Mont Blanc tunnel and Tauern one. With respect to the fact that the application of TP98 secures a high rate of safety and then due to the fact that two tunnel tubes are separated in a fireproof way, considerable changes cannot be expected. Possible changes could concern a utilization of the system for an automatic identification of accidents, possibly of a system for a better information of passengers, because the number of victims in the above mentioned tunnels was so high, due to the fact that drivers, as a consequence of a lack of information, stayed in their cars.

Foreign experience included in the documents of the international road organization showed that in case of larger control centres, in which several tunnels are monitored, the success in identification of traffic excesses directly by the dispatcher, watching often several tens of monitors, is relatively low. As a transport excess, there is considered, besides an accident, if a vehicle stops due to a lack of fuel or due to forming of a congestion. A timely identification of an accident, though, has a fundamental influence upon the safety of road traffic participants, because by means of warning equipment and transport measures an efficient action can be performed.

Experience from the Strahov tunnel, where every transport excess is monitored, inform us that while during the whole time of operation only three transport accidents took place, at least twice a week a vehicle stops there due to technical reasons. We have at disposal graphs obtained in an empiric way which show how the number of stopped vehicles increases in dependence upon the increase of the tunnel gradient.

To identify accidents in tunnels, it is possible to utilize systems which, on the basis of data of transport sensors, determine, in a mathematical way, the probability of passage through the respective place (e.g. the so called Californian algorithm or theory of catastrophes). Practical experience from implementation in tunnels shows that there exists a close mutual dependence between the identification reliability and the number of false alarms. To say in another way, the system which identifies an excess relatively reliably, makes a high number of false alarms.

That is why it seems that the simplest way is to implement video detections. A considerable advantage resides in the fact that there are utilized existing cameras in the tunnel, which, of course are situated over the axis of the lane,

prokázáno, že přímý verbální kontakt působí z psychologického hlediska velmi pozitivně.

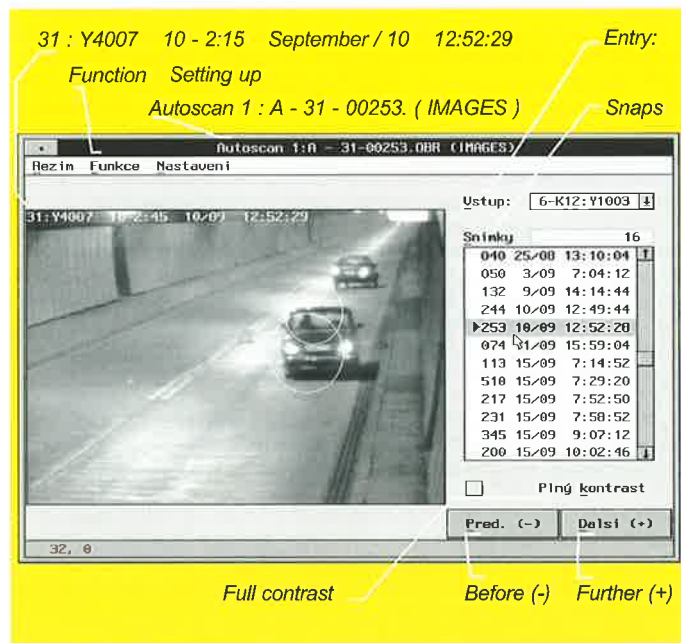
Na závěr této kapitoly je nutné říci, že bude nutné patrně počítat s dodatečnými opatřeními, vyvolanými požadavky na vyšší bezpečnost účastníků provozu, která vyvolají i vyšší investice do technologického vybavení tunelů.

5. ZÁVĚR

Článek popisuje další z tunelů připravovaných k realizaci. Jeho význam je vysoký, neboť tvoří součást městského expresního okruhu. Po jeho vybudování a propojení dálnic D5 a D1 se významně odlehčí Jižní spojce, která realizuje většinu tranzitní dopravy.

Tunel bude součástí širšího městského managementu, přestože ho bude provozovat organizace Ředitelství silnic a dálnic. Proto je nutné koncepčně řešit jeho začlenění do systému řízení dopravy ve městě. To zatím není řešeno a předpokládá se řízení dopravy i technologie z Rudné.

Další otevřenou otázkou je systémové řešení komunikačních vazeb mezi tunely a řídicími centry. V zahraničí je jednoznačný trend přechodu na digitální spojení, které je realizováno jako multimediální gateway (cesta). To potom umožňuje přenášet video, audio a data v jednom prostředí a jakékoli informace jsou dostupné komukoli na kterémkoli místě. Tato přenosová prostředí jsou standardizována např. technickou komisí TC278 "Road Transport a Transport Telematics" a soustava nově projektovaných nebo budovaných tunelů by měla splňovat tyto perspektivní nároky.



Obr. 5
Příklad virtuálního detektoru, který zachytí vozidlo zastavené v naznačeném kruhu
Example of a virtual detector showing a vehicle which stopped in the marked circle



Obr. 6
V řadě tunelů v USA se používají displeje s vysvětlujícími funkcemi
In a number of tunnels in the USA there are used displays with explaining functions.

and, more over, there is mounted only a video detection equipment. As to all systems it concerns a digital procession of the picture, and the passage or stopping of a vehicle is found out by means of complicated algorithms resulting from the change of the contrast between the background without a vehicle and with it. Problems result even from the fact that systems are able to eliminate disturbing actions, such as shining of headlights, reflections on wet surfaces and the like.

A simpler video detection AUTOSCAN, of the Czech production is tested in the Strahov tunnel, the foreign equipment AUTOSCOPE will be applied in the newly reconstructed tunnel Těšnov, where it will measure, besides detection of excesses inclusive motorcades length, even traffic parameters - intensity, velocity and number of lorries. The user has the possibility to draw any detector on the monitor and to work with it, and it is not necessary to disturb the roadway surface in any way, because it concerns virtual detectors. Fig. 5 shows a view of one of cameras in the tunnel with a created virtual detector from the Strahov tunnel.

Questions connected with a timely information supplied to drivers directly in the space of the tunnel is extremely actual in case of an accident combined with a fire. The number of victims in the above mentioned tunnels was so high, because drivers were not informed and stayed in their vehicles for such a long time that, after the danger had been found out, they were not able to escape from the space of fire. It is necessary to note that a fire of a passenger car produces about 60 sqm of choking smoke per one second.

To inform drivers, it is possible to use radio broadcasting, provided that such a broadcasting system is installed in the tunnel, and, more over, a very quick feedback to the centre of transport information is in function. In our country, the problem is solved only by means of the so called „Green wave“. In the whole Europe, one starts to implement systems RDS-TMC (Radio Digital System - Traffic Message Channel), which utilize standardized records, so that the driver receives the information both in his mother language, and defining precisely the transport problem. More over, he receives information selectively aimed just to the area where he takes place and so he is not troubled with an abundance of useless information. Besides the installed infrastructure of transmitters, it is necessary to use special car radio receivers where the information does not appear only on the display, but reports are handed over verbally by means of a voice synthesizer.

Another possibility is to inform drivers directly in the tunnel by means of displays. This system is predominantly used in USA. Mostly it concerns multi-line displays consisting of LED diodes or bistable elements. Fig. 6 shows the western part of the tunnel Hanging in Colorado, where drivers are informed even of traffic impediments by means of inscriptions such as „LEFT LANE CLOSED - 500 m“. The displays are repeated about every 1000 m. This solution is not too expensive and it is taken into account in newly prepared legislation, where it is defined as an „equipment for operational information“. The advantage also resides in a quick setting up of inscriptions prepared in advance, in dependence upon the transport situation.

In case of tunnels with a high intensity of transport, where transport excesses take place every day, it is considered to apply highly effective loudspeakers, situated e.g. at SOS boxes. Then the system makes it possible to inform drivers accurately of the actual situation and more over, the activity of the driver can be controlled directly from the centre. It has been proved that the direct verbal contact has a positive influence from the psychological point of view.

At the end of this chapter, it is necessary to state that it will be probably needed to take into account additional measures caused by requirements for a higher safety of traffic participants which will cause higher investment for technological equipment of tunnels.

5. CONCLUSION

This article describes a further tunnel prepared for realization. Its importance is high, because it forms a part of the municipal circle express road. After its construction and interconnection of motorways D5 and D1, the traffic on the southern connection road, which realizes the predominant part of the transit transport, will be decreased.

The tunnel will be a part of a larger municipal management in spite of the fact that it will be operated by the Management for Roads and Motorways. That is why it is necessary to solve how to embody it into the system of the municipal transport control. This problem has not yet been solved, and it is supposed that the traffic and technology will be controlled from Rudná.

Another open question is a system solution of communication bonds between tunnels and control centres. In abroad there exists a trend to pass to a digital connection which is realized as a multimediální gateway. This solution makes it possible to transmit video, audio and data in one medium and any information is accessible to anyone on any place. Said transmission media are standardized e.g. by a technical committee TC278 „Road Transport and Transport Telematics“, and a system of newly designed or constructed tunnels should perform said perspective requirements.

RENNSTEIG - NAJDLHŠÍ TUNEL V SRN

THE RENSTEIG TUNNEL - THE LONGEST TUNNEL IN GERMANY

ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, ING. ANTON PETKO, JOZEF KNAJBEL,
BANSKÉ STAVBY, A.S. PRIEVIDZA

Takmer 8 km dlhý tunel Rennsteig v strednej časti pohoria Durínsky les je súčasťou novobudovanej diaľničnej trasy A 71 Erfurt - Schweinfurt. Článok opisuje základné dispozičné prvky tohoto pozoruhodného tunelárskeho projektu, ako aj technológiu jeho razenia, použité strojné zariadenie a prvky primárneho ostenia. Veľká dĺžka tunela predurčila veľkorysé riešenie a prvky primárneho ostenia. Veľká dĺžka tunela predurčila veľkorysé riešenie a prvky primárneho ostenia. Veľká dĺžka tunela predurčila veľkorysé riešenie a prvky primárneho ostenia. Začiatok výstavby tunela sa datuje dňom 1. 8. 1998. S ukončením razenia sa počíta 31. 12. 2000.

Z nespočetného množstva dopravných tunelov, ktoré sa vybuvovali na svete, mnohým sa ušiel prívlastok prvenstva najväčšej dĺžky alebo iného parametra, prípadne iné zvláštnosti. Najdlhším železničným tunelom v minulom storočí bol alpský tunel Mont Cenis s dĺžkou 12,8 km. V prvej polovici 20. storočia sa najväčšou dĺžkou pýšil Simplonský tunel. V druhej polovici 20. storočia sa dĺžky železničných tunelov natiahli cez hranice 50 km. Najdlhší podmorský tunel Seikan v Japonsku má dĺžku 54 km.

Najväčším európskym tunelárskym dielom je, a ešte na nejaký čas zostane, 47 km dlhý Channel tunnel. Cestné tunely za železničnými, s ohľadom na iné nároky po stránke vetrania, dĺžkou zaoštvávajú, ale aj tak dĺžka v súčasnosti budovaného cestného tunela Laerdal v Nórsku 24 km, je viac ako úctyhodná.

V SRN je najstarším diaľničným tunelom z roku 1936 tunel Engelberg. Jeho novodobá náhrada sa pýši najväčším pričným profilom - 265 m². Nateraz najdlhším diaľničným tunelom v SRN sa stáva tunel Rennsteig. Tunel Rennsteig je však pozoruhodný z viacerých hľadísk a svojimi úžitkovými vlastnosťami a bezpečnostnými parametrami sa zaradí na špičku tunelárskeho pokroku.

Slovenský podnik Banské stavby, a. s. Prievidza dostal príležitosť zúčastniť sa na tejto stavbe a svojej úlohy sa zatiaľ veľmi úspešne zhostuje.

The nearly 8 km long Rennsteig tunnel in central part of the Thüringen Wald mountain range forms a part of the new built A 71 Erfurt - Schweinfurt motorway route. This article describes basic design parameters of that remarkable tunneling project, as well as the excavation method, plant utilised, and elements of its primary lining. The respectable length of the tunnel had predetermined the broadminded solutions applied on this project, from the point of view of a user comfort and a safe operation above all. The construction works started on 1st August, 1998. Completion of excavation is scheduled on 31st December, 2000.

Many of the countless number of transport-related tunnels which were built in the world deserved an attribute of primacy regarding the biggest length or another parameter, or some kind of exceptionality. The longest tunnel of the past century was the 12.8 km long Mont Cenis tunnel in the Alps. In the first half of the 20th century the Simplon vehicular tunnel took glory in the biggest length. In the second half of the 20th century the lengths of railway tunnels crossed the limit of 50 km. Seikan, the longest undersea tunnel in Japan, is 54 km long.

The Chonel tunnel is, and will remain for some time, Europe's largest one. The length of road tunnels, with respect to other requirements connected with ventilation, falls behind the length of railway tunnels; although the 24 km long Laerdal tunnel in Norway, which is currently under construction, is more than respectable.

The oldest motorway tunnel in Germany, the Engelberg tunnel, was built in 1936. Its modern replacement takes pride in the largest cross section of 265 m². Nowadays, the Rennsteig tunnel is going to become the longest motorway tunnel in Germany. However, the Rennsteig tunnel is remarkable even from more aspects, and it will get to the leading edge in the tunnelling industry progress.

Banské stavby, a.s. Prievidza, a Slovakia-based company, have been granted the opportunity of participating in this construction, and it has been performing its role in a very successful manner still.

GEOMETRICKÁ CHARAKTERISTIKA TUNELA

Dĺžka:	7 916 západná rúra, 7 878 východná rúra
Priečný profil:	75 - 92,4 m ² (hrubý výlom)
Profil núdzových častí (zálivov):	114 m ²
Svetlá výška tunela:	4,5 m
Priečne spojenie:	každých 300 m
Počet núdzových zálivov:	12
Osová vzdialenosť tunelových rúr	25 m
Maximálna výška nadložja	240 m
Profil kaverien vetracích staníc	200 m ²
Hĺbka vetracích šacht:	14 m (Kehlital), 18 m (Flossgraben), obidve so 40 m vysokou nadstavbou
Dĺžka prístupových tunelov:	129 m (v údolí Kehlital), 135 m (v údolí Flossgraben)

ÚDAJE O VÝSTAVBE TUNELA

Investor:	DEGES (Deutsche Einheit Fernstrassenplanungs-und-bau
Projekt	ILF Mníchov
Dodávateľ:	Arge Rennsteig Tunnel (Züblin AG/Wayss und Freytag)
Začiatok výstavby:	1. 8. 1998
Uvedenie do prevádzky:	30. 5. 2002
Rozpočtový náklad:	430 mil. DEM

GEOMETRICAL CHARACTERISTICS OF THE TUNNEL

Length:	7 916 m for the west tube, 7 878 m for the east tube
Excavated cross section:	75 - 92,4 m ²
Emergency parts (lay-bys) cross section:	114 m ²
Clearance:	4,5 m
Cross-passages:	at intervals of 300 m
Number of emergency lay-bys:	12
Distance between centres of tunnel tubes	25 m
Maximum overburden depth	240 m
Ventilation caverns cross section	200 m ²
Depth of ventilation shafts:	14 m (Kehlital), 18 m (Flossgraben), each of them equipped with a 40 m high extension
Length of access tunnels:	129 m (in the Kehlital valley), 135 m (in the Flossgraben valley)

DATA ON THE TUNNEL CONSTRUCTION

Client:	DEGES (Deutsche Einheit Fernstrassenplanungs-und bau)
Consultant:	ILF Munich

OPIS TUNELOVEJ STAVBY

Dvojrúrový diaľničný tunel je navrhnutý tak, že každá tunelová rúra bude mať dva jazdné pruhy a jeden odstavný pruh. Tunelové rúry sa už s postupom razenia spájajú priečnymi prerážkami - spojkami (obr. 1) vo vzdialenosti každých 300 m. Tieto spojky tvoria únikové cesty a každá druhá z nich sa buduje ako prejazdová. V každej tunelovej rúre je 12 núdzových zálivov. Výškové vedenie trasy so stúpaním 1,65 %, resp. 2,017 % od jedného a druhého portálu je ovplyvnené krížením trasy železničného tunela, s ktorým sa prekríži vo výške 6 - 7 m.

Najvyšší bod trasy tunela leží v nadmorskej výške 670 m. Smerové vedenie trasy tunela je prevažne takmer priame s výnimkou priortálových oblúkových úsekov.

Z hľadiska vetrania je tunel rozdelený dvomi vetracími stanicami umiestnenými v podzemných kavernách na tri približne rovnako dlhé úseky. Kaverny vetracích staníc sú spojené s povrchom vetracími šachtami a prístupovými tunelmi. Pri ústi obidvoch prístupových tunelov bude miesto pre záchranné vozidlá a vrtník. Spolu so zariadeniami tiesňového volania, požiarnymi hlásičmi, hasiacim zariadením, komunikačným vybavením (možnosť počúvať autorádio a použiť mobilný telefón), ako aj televíznym zariadením na sledovanie dopravy bude zaručený užívateľský komfort a bezpečnosť tunela na vrcholovej úrovni terajších technických možností.

POSTUP VÝSTAVBY TUNELA

Konfiguráciu terénu s dvomi výraznými depresiami (obr. 2) využil projektant s výhodou na sprístupnenie tunela z ďalších dvoch miest a na efektívne riešenie vetracieho systému.

Ako prvé sa začali razičské práce na jednom z prístupových tunelov a na vybudovaní kaverny (obr. 3) predstavujúcej objekty prieniku tunelových rúr a vetracích šacht.

Prístup k tunelovým rúram zo štyroch miest (od obidvoch portálov a z obidvoch prístupových tunelov) umožňuje efektívne simultánne razenie až 12 čelbami. Z praktických dôvodov sa však prístupové objekty nevybudovali súčasne, ale sa budujú za sebou s určitým časovým odstupom. V súčasnosti sa preto razí iba 6 čelbami.

Inou zaujímavosťou aplikovanou pri razení tunela Rennsteig je simultánne

Contractor:

Arge Rennsteig Tunnel
(Züblin AG/Wayss und Freytag)

Commencement of the Works:

1st August, 1998

Initial start-up:

30th May, 2002

Contract price:

DEM 430 mil.

DESCRIPTION OF THE TUNNEL STRUCTURE

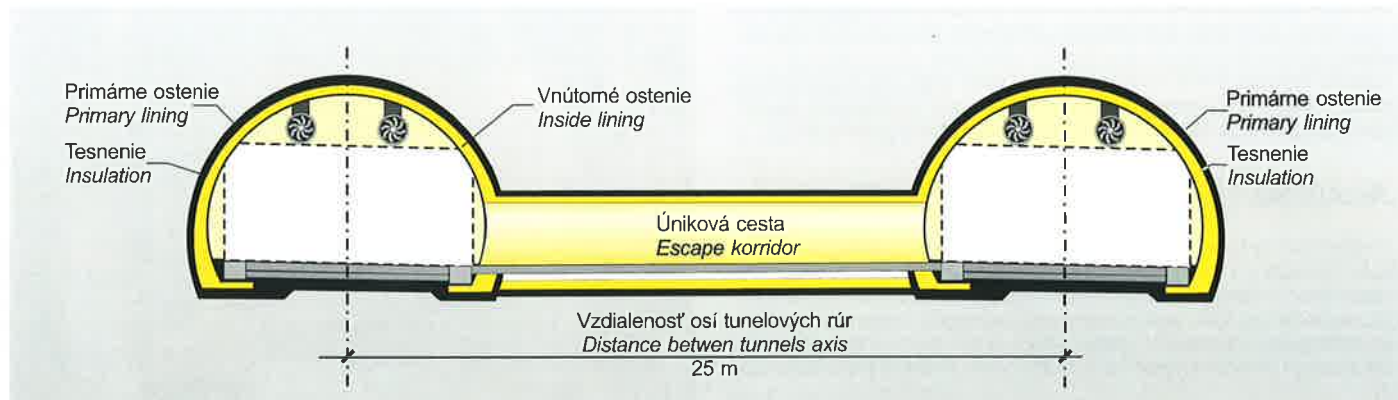
The dual vehicular tunnel design features two traffic lanes and one emergency stopping lane in each tunnel tube. The tunnel tubes are being connected by means of cross-passages (Figure No.1) at intervals of 300 m in the course of the excavation work. These connections form escape ways, and every other of them is being built as a vehicular-sized one. Each tunnel tube contains 12 emergency lay-bys. The level of the route, with its gradient of 1.65% and 2.017% up from one and the other portal respectively, is affected by a railway tunnel route, which will be crossed at the height of 6 - 7 m. The highest point of the tunnel is at the altitude of 670 m above sea. The tunnel alignment is mostly straight, excepting curved sections at the portals.

From the ventilation point of view, the tunnel is divided into three approximately equal sections, by two ventilation stations, located in underground caverns. The caverns for the ventilation stations are connected with the surface by means of ventilation adits and access tunnels. At the mouths of both access tunnels, there will be a space for emergency service vehicles, and a helipad. Owing to emergency-call facilities, fire-alarms, communication equipment (a possibility of a car radio listening, and of using mobile telephones), as well as to CCTV cameras for the traffic monitoring, the guaranteed user comfort and safety of the tunnel will be at a top level achievable by contemporary technical means.

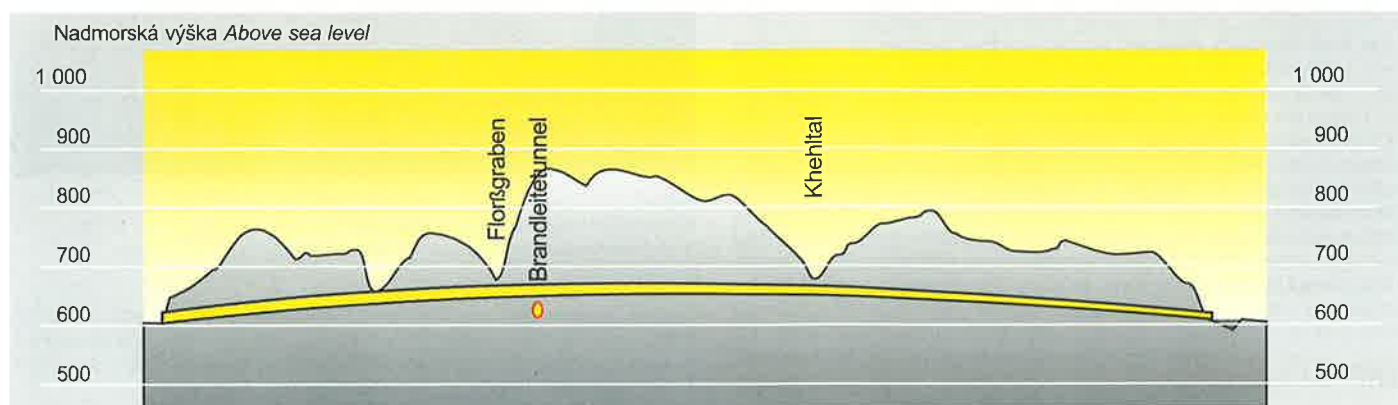
PROGRESS OF THE TUNNEL CONSTRUCTION

The consultant took the advantage of the terrain configuration, featuring two pronounced depressions (Figure No.2), for creation of accesses to the tunnel from other two locations, and for an effective solution of the ventilation system.

The first excavation work was started on one of access tunnels and on the cavern (Figure No.3), representing a structure interconnecting the tunnel tubes and the ventilation shafts.



Obr. 1
Rez tunelovými rúrami v mieste priečnej spojky
Cross section of tunnel tubes at a cross passage location



Obr. 2
Konfigurácia terénu nad trasou tunela
Terrain configuration above the tunnel route

nasadenie jednej strojnej zostavy a jednej razičskej osádky na dve tunelové čelby postupujúce tým istým smerom. Vrtacie vozy, nakladače, dumpre, súpravy na striekaný betón sa presúvajú z jednej čelby na druhú priečnymi spojkami. Priečne spojky sa razia zároveň s postupujúcou čelbou tunelových rúr s hustotou 1/300 m.

GEOLÓGIA A HORNINOVÉ PROSTREDIE

Štruktúrnymi prvkami geologickej stavby územia, ktoré pretína trasu tunela Rennsteig v strednej časti pohoria Thüringen Wald je Oberhoferská a Beergburská kryha permského veku. Na trase tunela prevažujú horniny Oberhoferskej porfýrovej platne s viacerými porfýrovými prúdmi a intrúziami zasahujúcimi okolité sedimenty. Hornina je prevažne tvrdá až veľmi tvrdá s vysokým obsahom kremeňa.

TECHNOLÓGIA RAZENIA

Tunel Rennsteig sa razí vrtno-trhavinovou technológiou. Stabilita výrubu tunelových rúr a kaverien vetracích staníc sa zaisťuje podľa princípov NRTM. Podľa kvality horninového prostredia a jeho zatriedenia do výlomových tried sa razí buď plnou alebo delenou čelbou. Pri razení delenou čelbou v tunelových rúrach sa postupuje dvomi sekvenciami - kalotou a etážou. Vo veľkom profile kaverien sa razí v štyroch sekvenciách - kalotou, dvomi etážami a podkružím.

Nasadenie moderných, výkonných mechanizmov sa odráža na vysokom tempe razenia. Na vývrty pre trhavinové náložie sa používa vrtací voz ATLAS COPCO 353 ES vybavený 3 vrtacími lafetami a riadiacim systémom "BEVER CONTROL" automatického odvrátenia čelby podľa naprogramovanej vrtnej schémy. Vrtnú schému určuje vrtno-trhací technik podľa kvality horninového prostredia. Vrtný voz sa pred začatím vrtania pomocou lasera, ktorým sa určuje smerové vedenie diela polohovo nastaví a fixuje. Riadiaci systém zároveň uloží do pamäte počítača každý odvrátený vrt a vyhodnotí odvrátenie celej čelby. Ďalší dvojlafetový vrtací voz ATLAS COPCO 352 sa používa prevažne na svornikovanie. Na nakladanie a odťažbu sa používajú viaceré mechanizmy: nakladač CAT-F 966, báger BROYT, báger Caterpillar 322 B, tunelový báger LIEBHERR 932 Litronic a dumper Caterpillar D 30 D.

Na striekaný betón mokrou cestou sa používa súprava NORMET-SPRAYMEC s výkonom 15m³/h.

Primárne ostenie sa ničím nelíši od typicky v súčasnosti používanej kombinácie svorníkov, mrežoviny, priehradových oblúkových nosníkov a striekaného betónu.

Kaverny vetracích staníc vzhľadom na svoj veľký profil (obr. 4) predstavujú razičsky najnáročnejší objekt z celej tunelovej stavby. V prienikoch kaverny s tunelovými rúrami sa zabudovávali až 10 m dlhé predpäté svorníky IBO.

OBSADENIE PRACOVÍSK A RAZIČSKÉ POSTUPY

V súčasnosti na tuneli Rennsteig je aktívne obsadených 6 čelieb, na ktorých pracuje 150 razičov, z toho je 25 pracovníkov z Banských staviab. Ostatné osádky tvoria Nemci a Rakúšania. Zaujímavé je pritom, že slovenským razičom dodávateľ zveril najnáročnejšiu časť - kavernu vetracej stanice Flossgraben (obr. 3).

V tunelovej rúre, ktorej profil hrubého výlomu sa pohybuje v priemere okolo 80 m² sa dosahuje pravidelne výkon 10 m plného profilu tunela na jednu osádku za 24 h.

Osádky pracujú v 12 hod. zmenách päť a pol dňa v týždni. Technické vedenie stavby predstavuje 35 inžiniersko-technických pracovníkov.

Pri betonárskych prácach definitívneho ostenia má pracovať 50 pracovníkov.

VETRACÍ SYSTÉM TUNELA

Pre tunel Rennsteig projektant navrhol pozdĺžne vetranie. Pri danej dĺžke tunela a výškovom vedení trasy tunela by samotné prúdové ventilátory nestačili, preto riešenie vetrania projektant koncipoval so zaradením dvoch vetracích staníc. Tunel sa tak rozdelil na tri približne rovnaké vetracie úseky.

Obidve vetracie stanice majú rovnaké technologické vybavenie a pracujú podľa rovnakej funkčnej schémy (obr. 5). Čistý vzduch sa v oboch vetracích staniach nasáva axiálnymi ventilátormi prístupovými tunelmi a vháňa do obidvoch tunelových rúr v smere jazdy vozidiel. Znečistený vzduch sa analogicky nasáva z protismeru a vetracími šachtami priemeru 6,2 m odvádza na povrch. V každej vetracej stanici je po 8 axiálnych ventilátorov.

Pohyb vzduchu ďalej podporuje po 30 prúdových ventilátorov v každej tunelovej rúre.

ZHRNUTIE

Tunel Rennsteig je výsledkom starostlivého výberu z viacerých možných variant diaľničnej cesty cez horský hrebeň Durínskeho lesa. Predstavuje podtunelovanie celého hlavného hrebeňa a javí sa preto nielen po dopravnej stránke, ale aj environmentálnej ochrany ako optimálne riešenie.

The access to the tunnel tubes available from four locations (from both portals, and via both access tunnels) renders an effective simultaneous excavation at as many as 12 points of attack possible. Although, for practical reasons, the access tunnels were not built simultaneously. They are being built consecutively, with a certain time gap between each other. For that reason, currently only 6 headings are advanced.

Another matter of interest, applied at the Rennsteig tunnel excavation, can be seen in a simultaneous deployment of one set of equipment and one mining crew on two tunnel headings advancing in the same direction. Drilling jumbos, loaders, dump trailers and concrete sprayers are moved from one heading to the other one via cross-passages. The cross-passages are driven simultaneously with the advancing headings, in intervals of 300 m.

GEOLOGY AND ROCK CONDITIONS

The geological area of excavation of the Rennsteig tunnel, crossing the Thüringen Wald mountain range in its central part, is formed by the Oberhofer



Obr. 3
Kaverna vetracej stanice Flossgraben
The Flossgraben ventilation station cavern

and the Beerburg blocks of the Permian period structural elements. Along the tunnel route, the rock types of Obersdorf porphyritic plate with several porphyritic flows and intrusions into the surrounding sediments prevail. The rock is mostly hard to very hard, with a high content of quartz.

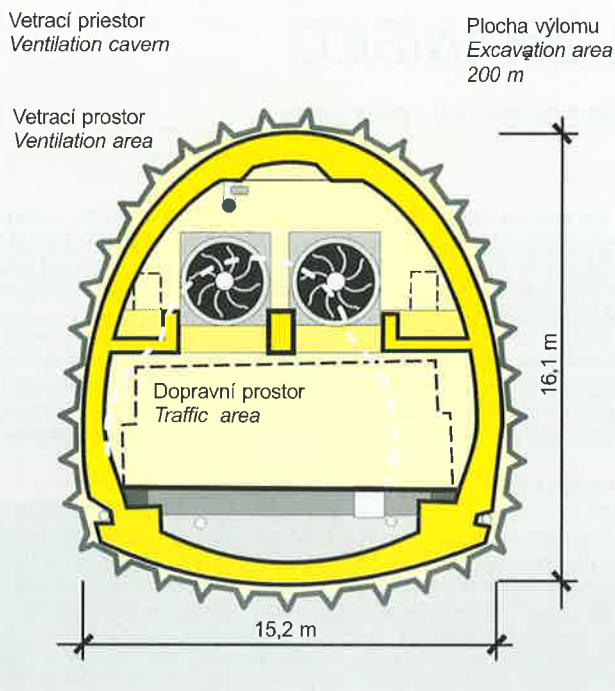
TUNNELLING METHOD

The Rennsteig tunnel is being driven by the drill-and-blast technique. Stability

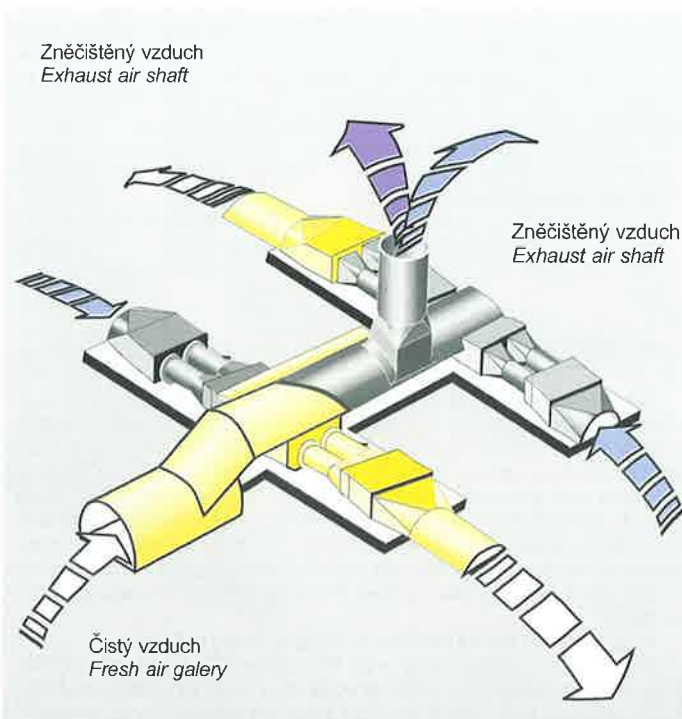
Prívlastok najdlhšieho nemeckého diaľničného tunela bola zrejme výzvou pri návrhu riešení jeho výstavby i prevádzkového vybavenia a účastníci stavby chcu dokázať, že svoju úlohu dokážu majstrovsky zvládnuť.

POUŽITÁ LITERATÚRA:

John, M., ILF Consulting Engineers,
Hubert von Brunn, Prospektový materiál DEGES Verbindungsbüro Freistaat Thüringen



Obr. 4
Profil kaverny vetracej stanice v pozdĺžnej osi tunelových rúr
Ventilation station cavern profile in the longitudinal axis of tunnel tubes



Obr. 5
Funkčná schéma vetracích staníc
Ventilation stations function scheme

of the excavation for the tunnel tubes and for the ventilation stations caverns is being provided by means of the NATM principles. Either the full-face excavation method is exercised, or the face is divided, depending on the rock environment quality and on the rock mass classification. When the face is divided, the excavation advances in two sequences, i.e. top heading and bench. The large cross section of the caverns is excavated in four sequences, i.e. top heading, two benches and invert.

Deployment of modern, efficient equipment is reflected into a high advance rate of the excavation. Drilling for explosive charges is performed with ATLAS COPCO 353 ES drilling jumbo, equipped with 3 booms and the "BEVER CONTROL" control system for automatic drilling in the face according to a programmed blast pattern. The blast pattern is designed by a drill and blast manager, with respect to the rock quality. The drill rig is set and fixed in its position before the start-up of drilling by means of a laser, used for directional guidance. At the same time, the guidance system stores the data on every completed bore hole, and evaluates the whole completed face drilling. Another ATLAS COPCO 352 double-boom jumbo is used mostly for rockbolting. Muck loading and excavation is carried out by means of various equipment, i.e. CAT-F 966 loader, BROYT excavator, Caterpillar 322 B excavator, LIEBHERR 932 Litronic tunnel excavator, and Caterpillar D 30 D dump trailer.

NORMET-SPRAYMEC set with an output of 15 m³/h is being used for wet-mix concrete spraying.

The primary lining of the tunnel does not vary from a typical, at the present times used combination of rock bolts, welded mesh, lattice arches and shotcrete.

The caverns for the ventilation stations, with respect to their large profile (Figure No.4), represent the most exacting structure of the whole tunnel construction from the point of view of miners. IBO pre-tensioned rock bolts up to 10 m long were arranged in the areas of penetration of the tunnel tubes into the caverns.

MINING CREWS AND EXCAVATION ADVANCES

At present, there are four actively manned headings on the Rennsteig tunnel construction, on which 150 miners are employed, 25 workers out of that number are employees of Banské stavby. The other crews are formed by Germans and Austrians. It is quite interesting that the client entrusted just Slovak miners with execution of the most demanding part of the works, i.e. the Flossgraben ventilation station cavern.

In one tunnel tube, the average excavated cross section of which is about 80 m², an advance rate of 10 m of full profile excavation per one crew per 24 h has been achieved regularly.

Crews work in shifts of 12 hours for five and half of a day in a week. Technical management of the construction consists of 35 engineering and technical workers.

50 workers are planned for the work on pouring the final lining.

THE TUNNEL VENTILATION SYSTEM

The engineering consultants designed a longitudinal system of ventilation for the Rennsteig tunnel. Since flow fans by themselves could not be able to cope with the task, the designer solved the ventilation system by addition of two ventilation stations. By that way, the tunnel was divided into three, approximately equal, ventilation sections.

Both ventilation stations have identical technological equipment, and they work according to the same function scheme. Clean air is sucked in both ventilation stations by axial fans through access tunnels, and it is driven into both tunnel tubes in the traffic flow direction. Polluted air is, in an analogous manner, sucked from the opposite direction, and carried through 6.2 m-diameter ventilation shafts to the surface. Each ventilation station houses 8 axial fans.

The air flow is further supported by 30 pieces of flow fans installed in each tunnel tube.

CONCLUSION

The Rennsteig tunnel is a result of a careful selection out of several variants available for the design of a motorway crossing a ridge of the Thüringen Wald mountain range. It represents a work on tunnel excavation under the full width of the main ridge, for which fact it seems to be, not only from the transportation point of view but also from the environmental one, an optimal solution.

The vision of building the longest German motorway tunnel was obviously a challenge in the course of development of the solution of its construction and operational equipment. Participants of the building process are going to prove that they are able to perform their tasks with mastery.

REFERENCES:

John, M., ILF Consulting Engineers,
Hubert von Brunn, DEGES Verbindungsbüro Freistaat Thüringen brochures

RAZIČSKÉ FINÁLE NA TUNELI BRANISKO

DRIVING FINALS IN THE TUNNEL BRANISKO

ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, BANSKÉ STAVBY, A.S., PRIEVIDZA

Kým slovenskí motoristi si na prvé zážitky a potešenie z jazdy diaľničným tunelom Branisko počkajú ešte asi tri roky, jeho raziči mali svoje malé finále v podobe prerážky už v máji r. 1999. V auguste r. 1999 dorazili aj spodnú časť profilu (etáž), takže južná tunelová rúra má svoje razičské finále za sebou.

Do celkového ukončenia stavby zostáva ešte mnoho veľkých a zložitých prác (reprofilácia, vodoizolácia, definitívne ostenie, vetrací systém vrátane vyhlbenia vetracej šachty, vozovka, inštalácia prevádzkových, signalizačných a bezpečnostných zariadení), ale rozhodujúca a riskantná časť stavby je už hotová. Je čas i dôvod na zhodnotenie výsledkov.

PRVENSTVÁ TUNELA BRANISKO

Najdôležitejším prvenstvom, ktoré sa zapíše raz navždy do histórie je to, že tunel Branisko bude prvým diaľničným tunelom, ktorý sa začal raziť v SR. Pred začiatkom jeho stavby sa nakopilo nielen množstvo technických, finančných, právnych a iných problémov, ale aj oprávnené obavy z rizika takejto stavby v neznámom geologickom prostredí a s nováčkovskou zostavou investorských, projektových i dodávateľských účastníkov stavby. Išlo o prvú stavbu tohto druhu. Navyše čas na prípravu stavby pod tlakom politického rozhodnutia o začatí stavby bol neprimerane krátky. Napriek týmto nepriaznivým východiskovým podmienkam stavba sa úspešne odštartovala a po razičskej stránke sa zaznamenali niektoré ďalšie prvenstvá ako napr.

- prvé a dôsledné použitie razičskej metódy označovanej ako nová rakúska tunelovacia metóda (NRTM)
- dosiahla sa prekvapujúca výkonnosť a vysoké tempo razenia, ktoré sa v podmienkach maloprofilových banských diel pri aplikácii vrtno - trhavinovej technológie v našich pomeroch nikdy nedosiahli
- aplikoval sa celý rad tunelárskych praktík zodpovedajúcich súčasnej špičkovej úrovni vo svete, ktoré sa na územie SR doteraz nepoužili (geodetické metódy a prístroje, geotechnické merania, trhacie práce po stránke rozsahu, účinkov, presnosti i použitých prostriedkov, nové prvky primárnej výstuže).
- razenie priortálových častí tunelovej rúry pod ochrannou klenbou: pri západnom portáli v podobe dáždniku z injektovaných mikropilót, pri východnom portáli v podobe betónovej klenby nad stropom tunela, s neoficiálnym názvom korytnačka.

METÓDA RAZENIA

Rohodnutie o aplikácii novej rakúskej tunelovacej metódy (NRTM) a zahraničného know-how, spolu s prevzatím niektorých rakúskych noriem a priamej účasti rakúskych expertov z firmy ILF Innsbruck na stavbe, patrí nepochybne ku kľúčovým rozhodnutiam, vďaka ktorým bol priebeh razenia tunela nad očakávanie úspešný. Napriek tomu, že ide o aplikáciu rutinne používanej metódy v tunelársky vyspelom svete, bolo jej uplatnenie pre slovenských tunelárov skúšobným kameňom a príležitosťou, aby preukázali svoju odbornú vyspelosť a spôsobilosť metódu nielen jednoducho aplikovať, ale aj tvorivo rozvinúť a prispôsobiť miestnym podmienkam.

Pripomeňme si, že NRTM je založená na týchto princípoch.

- spevniť, stabilizovať a uzavrieť líc výrubu súčasne s postupom výlomových prác poddajnou škrupinovou konštrukciou, ktorá umožní riadené deformácie masívu a pritom zabráni rozvolňovaniu, vypadávaniu a strate pevnosti horniny (striečaný betón s ocelovou mrežovinou)
- vystužiť horninový masív a zvýšiť tým jeho únosnosť (svorníky a kotvy)
- zasahovať do procesu uvoľňovania napätia a obmedziť deformácie (členenie výrubu, ponechanie jadra, zabudovanie dočasnej protiklenby atď.)
- podoprieť uvoľňovanú časť horninového masívu (podperná ocelová výstuž)

KONŠTRUKCIA PRIMÁRNEHO OSTENIA

Pri návrhu konštrukcie ostenia sa preto projektant neobmedzuje a nesústreďuje iba na nadimenzovanie samotného ostenia podľa vopred daných paramet-

It is true that Slovak motorists must wait about three years for a pleasure to use a road tunnel. Its driving workers had their small finals in the form of a breakthrough driving in May 1999. In August 1999 they also completed the lower part of the profile (bench), so that the southern tunnel tube has already celebrated its driving finals.

To complete the whole construction, many large and complicated works must be carried out (reprofiling, hydroinsulation, final lining, ventilation system inclusive the ventilation shaft, roadway, installation of operational, signalling and safety equipment), but the decisive and most risky part of the construction has been already finished. Now, it is the time and reason for evaluating the results.

PRIMACIES OF THE TUNNEL BRANISKO

The most important primacy which will be written in the history for ever, is the fact that the tunnel Branisko is the first motorway tunnel which started to be driven in the Slovak Republic. Before the beginning of its construction there were accumulated not only many technical, financial, legal and other problems, but also reasoned fears as to risks concerning such a construction in an unknown geological environment and with owners, designers and contractors having no experience in this line so far. It was the first construction of such a kind. More over, the time for preparing the construction was inadequately short due to the pressure of a political decision concerning the commencement of the construction works. In spite of said unfavourable starting conditions, the construction was successfully started, and from the driving point of view, there were achieved several further primacies, such as:

- the first and consistent application of the driving method, named the New Austrian Tunnelling Method (NATM),
- there was achieved a surprising efficiency and a good advance rate, which have never been achieved so far in our country in conditions of small profile mining works when having applied drill-and-blast techniques,
- there were applied many tunnelling methods corresponding with the hitherto existing top level in the world, which have not yet been applied in the territory of the Slovak Republic (survey methods and instruments, geotechnical measurements, blasting operations as to the extent, accuracy and applied means, new elements of the primary lining),
- driving of parts near the portals tube under a protective vault: at the western portal in the form of an umbrella made of grouted micropiles, at the eastern portal in the form of a concrete vault over the tunnel roof, called a turtle, unofficially.

THE DRIVING METHOD

The decision on applying the New Austrian Tunnelling Method (NATM) and a foreign know-how, together with taking over several Austrian standards and the direct participation of Austrian experts from the firm ILF Innsbruck on the construction site, is ranked among the key decisions which caused the course of driving much more successful than it was expected. In spite of the fact that it concerns an application of a usually applied method in the progressive tunnelling world, the application of NATM was, for Slovak tunnelling workers both a probation stone and the occasion to prove their professional level and ability not only to apply this method, but also to adapt it in a creative way with respect to local conditions.

Let us recall that the NATM is based on the following principles:

- to reinforce, to stabilize and to cover the intrados of the excavation, simultaneously with the advance of mining works, by means of a yielding shell structure which makes it possible to control massif deformations and to prevent the rock from loosening, breaking out and loss of strength (shotcrete with steel mesh),
- to support the rock massif and to increase its bearing capacity (by means of bolts and anchors)

rov zataženia, ale berie zreteľ aj na pozorovania a geotechnické merania, ktorými sa zisťuje spolupôsobenie horniny s primárnym ostením počas redistribučného procesu zmien napätia až po nadobudnutie nového rovnovážneho stavu.

Na základe vyhodnotenia geologických údajov získaných pri razení prieskumnej štôlne sa zistilo, že horninové prostredie na trase tunela podľa rakúskej normy ÖNORM B 2203 (pri absencii ekvivalentnej STN) zodpovedá týmto výstrojovacím triedam (tab. 1)

Horninové prostredie	Vystrojovacia trieda
tektonicky neporušené horniny kryštalinika	II.
tektonicky porušené horniny kryštalinika	III.
neporušené paleozoické bridlice, pieskovce, zlepence, arkózy	IV.
tektonicky porušené a zvodnené paleozoické bridlice a pieskovce	V.
drobivé a zvodnené pokryvné útvary, zeminy a ílovcové bridlice v priortálových úsekoch	VI.

Prvých 400 m tunela od západného portálu prechádzalo horninami VI. a V. výrubovej triedy. Ďalej nasledovala séria permských sedimentov po staničení 1240 m zodpovedajúca IV. výrubovej triede. Horniny kryštalinika patriace do III. a II. výrubovej triedy potom pokračovali až po staničení 4700 m. Zvyšok po východný portál v staničení 4822 m tvorili opäť horniny V. a VI. výrubovej triedy.

Pre jednotlivé výstrojovacie triedy projektant TERRAPROJEKT a.s. Bratislava určil konštrukciu primárnej výstuže (hrúbka striekaného betónu, dĺžku a druh horninových kotiev, oceľovú mriežovinu, dimenzie podperných oblúkov, zabezpeče-

- to affect the stress loosening process and to limit deformations (sequencing of the excavation, keeping of the core, building a temporary invert, etc.)
- to support the loosened part of the rock massif (supporting steel reinforcement).

PRIMARY LINING STRUCTURE

When designing the lining structure, the designer does not limit and concentrate his activity only to dimensions of the proper lining according to load parameters laid down in advance, but he takes into account even observing and geotechnical measurements by which there is found out the composite action of the rock and of the primary lining during the redistribution process of stress changes up to the forming of the new equilibrium condition.

On the basis of evaluation of geological data obtained during the driving of the exploratory gallery, there was found out that the rock environment along the tunnel alignment, according to the Austrian standard ÖNORM B 2203 (because an analogous Slovak standard is missing), is corresponding with the following support classes (Tab. 1):

Rock environment	Support class
Tectonically undisturbed rock of quartzite	II
Tectonically disturbed rock of quartzite	III
Undisturbed paleozoic slates, sandstones, conglomerates, arcoses	IV
Tectonically disturbed and saturated paleozoic slates and sandstones	V
Crumbling and saturated cover formations, soils and shales in sections near portals.	VI



Obr. 1

Na západnom portáli tunela Branisko je už svetlo, aj keď je portál ešte v pracovnom šate.

In the western portal of the tunnel Branisko, there is already light, in spite of the fact that the portal is in working clothing.

nie čelby hominovými ihlami ai.) ako aj ďalšie technické opatrenia (členenie výrubu, dĺžka záberu, spevňovacie čelby, protiklenba).

V skutočnosti sa počas razenia aplikovalo viac ako 100 vstrojovacích schém, ktoré boli určené na základe projektových tried výrubu s úpravou množstva vstrojovacích prostriedkov úmerne skutočným geologickým podmienkam v čele výrubu.

VRTNO - TRHACIE PRÁCE

Aj keď ide o rutinnú technológiu, podiel tejto operácie v pevných horninách kryštalinika mal rozhodujúci význam tak z hľadiska tempa razičských prác, nákladov ako aj ďalších kvalitatívnych a kvantitatívnych ukazovateľoch. Veľký tunelový profil predstavuje iné nároky na počet, dĺžku a presnosť vývrtov, vrtnú schému, presnosť výlomu, druh trhavín, časovanie roznetu, spôsob nabíjania a pod. Pri množstve trhavín na jeden odpal presahujúcom 200 kg ide po stránke bankových bezpečnostných predpisov o trhacie práce veľkého rozsahu (TPVR), ktoré môžu vykonávať iba osoby s kvalifikáciou TVO (technický vedúci odstrelu).

Experimentovaním a vyhodnocovaním účinkov viacerých variantov vrtno - trhacích prác na stavbe tunela Branisko sa odborníci na trhacie práce podniku Banské stavby, a.s. Prievidza v spolupráci s vedeckým pracoviskom Fakulty BERG Technickej univerzity v Košiciach priblížili určitému optimu vrtnéj schémy, výberu trhavín, konštrukcie trhavín, konštrukcie náloží a časovania ich odpalu. Prof. František Dojčár z Fakulty BERG navrhol celkom 6 alternatív do hornín II. a III. výrubovej triedy s účinným záberom v dĺžke 3,0 m. Praktické skúšky potvrdili ako optimálne riešenie jeden z navrhnutých alternatív (alt. č. 3) s nasledujúcou charakteristikou a parametrami:

Záalom: priamy, valcový, štvoršpirálový
 Počet vrto: 2 vrty nenabíjané priemeru 102 mm
 16 záalomových vrto priemeru 41 mm
 49 príbierkových vrto priemeru 41 mm
 35 obrysových vrto priemeru 41 mm
 14 vrto v úrovni počvy priemeru 41 mm

Trhaviny: Danubit 1, Geotex a DAP 2

Vedenie stavby podľa expertných odporúčaní vypracovalo metodiku, ako na základe parametrov nameraných na skúšobných vrtoch optimalizovať vrtnú schému pri každom zábere a tým dosiahnuť nielen žiadanú účinnosť vrtačích prác, ale aj zníženie spotreby trhavín. Počet nabíjaných vrto podľa tejto optimalizácie sa pohyboval v rozmedzí 110 - 124 na jeden záber pri spotrebe trhavín od 181 do 206 kg. Podľa evidencie vedenej na stavbe spotreba trhavín poklesla z pôvodných 340 kg na úroveň pod 300 kg na trojmetrový záber. Merná spotre-

The first 400 m of the tunnel from the western portal passes through rocks of the VIth and Vth rock mass classification (RMC). Then there follow series of permian sediments after the chainage 1240 m corresponding with the IVth RMC. Rocks of quartzite ranked in the IIIrd and IInd RMC then continued up to the chainage 4700 m. The remaining part up to the eastern portal in the chainage 4822 m were formed again by rocks of the Vth and VIth RMC.

For the individual support classes, the designer - TETRAPROJEKT a.s., Bratislava, laid down the structure of the primary reinforcement (thickness of shotcrete, length and kind of rock bolts, steel mesh, dimensions of supporting arches, support of the face by means of spiling, etc.), as well as other technical measures (dividing the heading, length of one round, strenghtening of the face, invert).

In fact, during the driving there were applied more than 100 support schemes which were designed on the basis of design excavation classes with many supporting members proportionally to actual geological conditions at the heading.

DRILL AND BLAST WORKS

Even if it concerns a usual technique, the share of this kind of operation in solid rocks of quartzites had the decisive importance both from the point of view of the excavation advance rate, costs and further quality indicators and quantity ones. A large tunnel profile represents other requirements as to the number, length and accuracy of bores, drilling patern, accuracy of breaking, kind of explosives, timing of blasting, kind of charging, and the like. If the quantity of explosives crosses 200 kg for one blasting, it is a blasting operation of a large extent according to the mining safety rules. Said operations may be performed only by persons with a qualification of a technical manager of blasting.

By experimental tests and by evaluating effects of various variants of drill and blast operations during the construction of the tunnel Branisko, experts for blasting operations of the firm Banské stavby, a.s., Prievidza, in cooperation with the scientific department of the faculty BERG of the Technical University at Košice, optimized drilling patterns, selection of explosives, composition of explosives, composition of charges and timing of their blasting. Prof. František Dojčár of the faculty BERG designed 6 alternatives for rocks of the IInd and IIIrd RMC with an



Obr. 2

Oficiálna časť oslavy prerážky sa odohrala v prvom núdzovom zálive od západného portálu za účasti 300 osôb.

The official part of the breakthrough celebration took place in the first emergency layby from the western portal at presence of 300 persons.

ba trhavín v II. výrubovej triede sa ustálila v rozmedzí 1,7 - 1,8 kg . m³. Ďalším prínosom, najmä ekonomickým je použitie trhaviny DAP 2. Na jej nabíjanie sa použilo nabíjacie zariadenie PORTA - ANOL, s ktorým sa dosiahol kratší čas nabíjania ako pri balených trhavinových náložkách.

STRIEKANÝ BETÓN

Pred začatím prác na tuneli Branisko sa rozhodovalo o tom, či zvoliť suchú alebo mokrú technológiu striekaného betónu (SB). Banské stavby sa priklonili ku suchej technológii najmä z dôvodu nižšej investičnej náročnosti (cena manipulátora na mokrý SB presahuje 7 mil.), s vedomím všetkých nevýhod voči mokrej technológii. Napriek tomuto systémovému handicapu sa dosiahli so suchým SB pozoruhodné výsledky. Zásahu má na tom ucelený a domyslený systém dopravy, manipulácie, konštrukcie medziasobníkov, podávacích a dávkovacích zariadení. Prácu značne uľahčilo použitie pracovnej plošiny na hydraulicky ovládanom výložníku.

Problém hygienicky škodlivého urýchľovača tuhnutia striekaného betónu sa riešil jeho náhradou modernejším tzv. bezalkalickým urýchľovačom, ktorý v plnej miere vyhovuje hygienickým normám.

Kvalita SB sa počas razenia veľmi prísne sledovala a kontrolovala. Nárast pevnosti i jeho konečná hodnota sa zisťovali tak nedeštrukčným spôsobom in situ prístrojom na princípe Schmidtovej kladiva ako aj deštrukčnými skúškami na odvrátných vzorkách.

NAKLADANIE A ODŤAŽBA

O tejto technologickej operácii bola stručná zmienka v Spravodaji BV 1 / 98 (1). Pri razení od západného portálu, ktoré zabezpečovali Banské stavby, sa na nakladanie použili dva lopatové kolesové nakladače KOMATSU s čelnou lopatou 3,3 m², resp. 2,4 m². Odvoz sa zabezpečoval 4 dumpami KOMATSU s obsahom korby 14 m³. Na odvoz rúbániny podľa potreby boli používané aj Tetry 815. Pri razení od východného portálu Združenie SPIŠ používalo nakladače a dumpre VOLVO. Nakladanie a odťažba s uvedenými mechanizmami vyhovovalo požadovanému rozsahu i tempu prác.

GEODETICKÉ A GEOTECHNICKÉ MERANIA

V týchto službách mali pred začatím razenia tunela Branisko slovenské podniky najväčšie medzery. Spočiatku sa preto využívali služby nemeckej firmy

effective pull in the length of 3 m. Practical tests proved that one of the designed alternatives (alternative No. 3) with the following characteristics and parameters form the optimum solutions:

Cut: direct, cylindrical, quadruple spiral
 Number of holes: 2 holes, non-charged, of diameter 102 mm
 16 cut holes, diameter 41 mm
 49 ring holes, diameter 41 mm
 35 contour holes, diameter 41 mm
 14 holes in the level of the floor, diameter 41 mm

Explosives: Danubit 1, Geotex and DAP 2

The site management elaborated a methodology according to experts' recommendation how to optimize, on the basis of measured parameters, the drilling pattern at every round and to achieve, in this way, not only the required efficiency of drilling works, but a decrease of explosive consumption too. The number of charged bores according to this optimizing varied within the extent of 110 to 124 for one round, at the consumption of explosives from 181 to 206 kg. According to records kept on the construction site, the consumption of explosives decreased from the original 340 kg to the level under 300 kg for a three metre round. The average consumption of explosives in the IInd excavation class was from 1.7 to 1.8 kg per cub.m. Another contribution, particularly economic one, resides in the application of the explosive DAP 2. For its charging there was applied a charging equipment PORTA - ANOL, which enabled a shorter charging time than in case that packed cartridges of explosives were applied.

SHOTCRETE

Before the beginning of works in the tunnel Branisko there had to be decided which kind of shotcreting technology is to be applied, whether the dry one or the wet one. The firm Banské stavby decided to apply the dry technology, particularly due to lower investment costs (the price of equipment for wet shotcrete crosses 7 million), when taking into account all disadvantages with respect to the wet technology. In spite of this system handicap there have been achieved remarkable results with said dry shotcrete, due to a rounded-off and thought over sys-



Obr. 3

Uznanie razičom a vedeniu stavby prišiel vysloviť aj premiér vlády SR Ing. Mikuláš Dzurinda.

The Prime Minister of the Slovak Republic, Ing. Mikuláš Dzurinda, came to express a praise to tunnellers and to the management.

ANGERMEIER. Postupne sa však obe razičské firmy vybavili tak hardwarom ako aj softwarom, aby mohli samostatne vykonávať všetky usmerňovacie a vytyčovací merania ako aj geodetické merania konvergencií.

Aby si čitateľ mohol urobiť predstavu o náročnosti geodetických meraní uvedme, že trasa južnej tunelovej rúry má 5 kruhových oblúkov a 6 prechodníčiek v tvare klotoidy. V priamom smere je trasa tunela vedená iba v dĺžke 1492 m. Niveleta tunela od západného profilu po staničenie 4450 stúpa so sklonom 1,2 %. Vo vrcholovom oblúku s polomerom 2700 m sa stúpanie mení na klesanie 1,7 % až po východný portál.

Priečny profil tunela sa v celej dĺžke tunela nakláňa o 1°43'. Čo sa presnosti týka, odchýlka vytyčených a nameraných hodnôt v ktoromkoľvek mieste tunela ani pri uzavretí polygónu neprekročila 2 cm v polohe a 1 cm vo výške (pri dĺžke tunela 4822 m). Pomocou motolaseru boli osádzané a kontrolované všetky podperné priehradové oblúky ARCUS a pokiaľ sa vo vstrojovacej triede II. razilo bez týchto oblúkov, zakresľoval sa pomocou motolaseru pre účely vrtnéj schémy obrys profilu.

Priestorové deformácie primárneho ostenia sa merali pomocou totálnej geodetickej stanice. Z dôvodu vysokej početnosti meraní a potreby rýchleho spracovania výsledkov sa musel zakúpiť špeciálny software.

Hustota konvergenčných profilov bola od 10 do 35 m v závislosti na výrubových triedach. Denne sa merali minimálne tri posledné profily v kalote I na etáži. Ostatné do doznenia deformačného procesu (podľa potreby, spravidla 2 x týždenne).

Ďalej sa v tuneli vykonávali extenzometrické merania. Meracie profily boli osadené v charakteristických horninových štruktúrach a pomáhali posúdiť skladbu nielen primárneho, ale aj definitívneho ostenia. Deformácie predpokladané projektom sa potvrdili v triede VI. (sadanie v strope kaloty 50 mm), v ostatných triedach boli o niečo nižšie.

VÝKONNOSŤ A TEMPO RAZENIA

Razičské práce od západného portálu sa začali 23.05.1997. Zhruba s mesačným oneskorením (29.06.1997) sa začali práce aj od východného portálu. Po 26 mesiacoch v auguste 1999 sa razičské práce južnej tunelovej rúry skončili. Priemerné razičské tempo vypočítané na celú dĺžku tunela a jeho plný profil dosiahlo hodnotu 190 m . mes⁻¹ (na oboch čelách). S takýmto výsledkom nikto nepočítal. Razičské práce sa malo podľa pôvodných predpokladov a záväzných zmluvných termínov skončiť až v októbri 1999.

Celkový výsledok na jednej strane ovplyvnil pomalý postup razičských prác v obtiažnych priortálových partiách, kde sa muselo postupovať v krátkych záberoch,

tem of transport, handling, design of intermediate silos, feeding and dosing equipment. The work was considerably facilitated by applying a working platform situated on a boom controlled in a hydraulic way.

The problem of hygienically harmful setting accelerator was solved by its replacing with a so called alkali-free accelerator, which complies fully with hygienic standards.

The shotcrete quality was very strictly inspected during driving operations. The strength increase and its final value were found out both in a non-destructive way in situ by means of an instrument working on the principle of Schmidt hammer, and by means of destructive tests using bored samples.

LOADING AND TRANSPORT OF MUCK

This technological operation was briefly described in Spravodaj BV I/98 (1). During the excavation from the western portal which was carried out by the firm Banské stavby, there were applied for loading two wheeled loaders KOMATSU, provided with a face shovel of the capacity of 3.3 cub.m/2.4 cub.m. The transport was carried out by 4 dumpers KOMATSU with the capacity of 14 cub.m. For transporting muck there were also applied lorries Tatra 818. During the excavation from the eastern portal, the firm Združenie SPIŠ applied loaders and dumpers VOLVO. Loading and transport by means of said plant complied with the required extent and advance rate.

SURVEY AND GEOTECHNICAL MEASUREMENTS

Slovak firms had considerable problems as to these services before the start of driving of the tunnel Branisko. That is why they used services of the German firm ANGEMEIER at the beginning. Later, though, both driving firms had been equipped both with hardware and software, so that they could carry out all guidance and survey operations, as well as survey measurements of convergences, by themselves.

For the readers to be able to imagine the exactness of survey measurements, we may state that the alignment of the southern tunnel tube has 5 circular cur-



Obr. 4

Presnosť prerážky a presnosť smerového i výškového vedenia tunela dokazuje kvalitu geodetických meraní – ľudí i prístrojov.

The accuracy of the breakthrough and the alignment and level accuracy of the tunnel has proved the quality of survey measurements, both persons and instruments.

viacnásobne delenou čelbou a ďalšími špeciálnymi opatreniami. Naproti tomu sa v priaznivejších geologických podmienkach dosahovali vysoké výkony súvisle niekoľko mesiacov po sebe na úrovni 240 - 300 m v súčte na obidvoch čelbách. Špičkovne sa na jednej čelbe dosiahol v auguste 1998 výkon 182m.

Ostatné ukazovatele charakterizujúce tempo razenia dosiahli tieto číselné hodnoty:

- priemerný denný postup jednej čelby	3,6 m
- priemerný mesačný postup v kalote	108 m
- najvyšší denný postup na jednej čelbe	9,0 m
- maximálny denný postup na obidvoch čelbách	15,0 m
- maximálny mesačný postup na obidvoch čelbách	376,0 m

Tunel bol prerazený s veľkou presnosťou. Smerová odchýlka bola len 7 mm. Pri razení tunela sa neprihodil nijaký smrteľný úraz (jediný smrteľný úraz na stavbe sa stal pred východným portálom tunela, kde nákladné auto zachytilo a usmrtilo pracovníka). Úspešné razenie je treba pripočítať sčasti aj na vrub geologických a hydrogeologických podmienok s výnimkou priortálových úsekov. Problémy nespôsobovala ani podzemná voda. Maximálne výtoky pri západnom portáli boli približne 5 l.s⁻¹ v období dažďov. V období sucha klesli na 1/3.

Razičské osádky pracovali po celý čas v režime nepretržitej prevádzky (okrem Vianoc) v dvoch 12 hod. zmenách so 7 - dňovým cyklom striedania. Na tuneli počas razenia južnej tunelovej rúry sa zamestnalo priebežne 170 - 200 osôb.

SÚHRNNÉ HODNOTENIE

Tunel Branisko je nielen svojím umiestnením stavbou na zelenej lúke, ale aj stavbou, na ktorej jej účastníci zažili svoj tunelársky krst. Hodnotenie slovenskej tunelárskej premiéry na Branisku vyznieva v štádiu ukončenia razičských prác po všetkých stránkach priaznivo. Razenie tunela prebehlo hladko, bezhavarijne, vo vysokom tempe a kvalite. Z viacerých hľadísk doterajší priebeh stavby tunela Branisko znesie porovnanie so svetovou úrovňou.

Pri stavbe tunela podobne ako pri iných veľkých stavbách, sú rozhodujúcimi faktormi tempo, kvalita, náklady, bezpečnosť. Účastníci stavby preto celkom prirodzene počínajúc investorskou prípravou, projektovaním až po vykonanie vlastných stavebných prác hľadali spôsoby a prostriedky ako na stavbe dosiahnuť čo najlepšie plnenie týchto kritérií a ich harmonický súlad.

V štádiu po ukončení razičských prác možno potvrdiť, že táto úloha sa na Branisku splnila nad očakávanie dobre. Motoristická verejnosť na prvom dialničnom tuneli v SR sa približne za tri roky bude môcť o tom presvedčiť na vlastné oči.

ves and 6 transition curves in the shape of a clothoid. In the straight direction, the tunnel alignment is led only in the length of 1492 m. The tunnel vertical alignment from the western profile after chainage 4450 rises in a slope of 1.2 %. In the summit, having the radius of 2700 m, the rise is changed into a descent of 1.7 % up to the eastern portal.

The tunnel profile is inclined in the whole length by $1^{\circ}43'$. As to the accuracy, the difference between laid out values and measured ones in any place of the tunnel, even after closing the traverse, did not cross 2 cm as to the position, and 1 cm as to the elevation (at the tunnel length of 4822 m). By means of a motorised geodetic laser there were installed and checked all supporting lattice arches ARCUS, and if it was driven in the support class II without said arches, the cross section was plotted by means of the motorised laser for purposes of the drill pattern.

Space deformations of the primary lining were measured by means of a total station theodolite. Due to many measuring operations and due to the need for results to be quickly processed, a special software had to be bought.

The density of convergence profiles was from 10 to 35 m in dependence upon rock mass classes. At least three last profiles were measured daily in the calotte and on the bench. Other ones till the end of the deformation process (according to the need, usually twice a week).

In the tunnel there were carried out extensometric measurements too. The measuring profiles were situated in characteristic rock structures and they helped to evaluate not only the composition of the primary lining, but of the final lining as well. Deformations supposed in the design were proved in the class VI (settlement in the calotte crown - 50 mm), deformations in other classes were smaller.

EFFICIENCY AND ADVANCE RATES

Excavation works from the western portal started on May 23, 1997. With a delay of about one month (June 29, 1997) there started works from the eastern portal too. After 26 months, in August 1998, the driving of the southern tunnel tube was completed. The average advance rate, calculated to the whole tunnel length and to its full profile, achieved the value of 190 metres per month (on both hea-



Obr. 5

Jednou z významných zložiek razičského úspechu boli výkonné vŕtacie vozy a premyslená technológia trhacích prác.

Efficient drill sets and the worked out technology of blasting works formed one of the important components of the tunnelers' success.

dings). Such a result was expected by nobody. According to original assumptions and contractual terms, the driving was to be completed in October 1999.

The whole result was negatively affected by a slow advance of driving in difficult parts near portals, where only short rounds could be carried out, as well as by the need to divide the heading in several parts, and by further special measures. But the result was affected in a positive way too: in more favourable geological conditions there was achieved high output for several subsequent months, viz. 240 to 300 m, when adding the work on both headings. The maximum monthly achieved output on one heading was 182 m in August 1998.

Other indicators, characterizing the advance rates, had the following values:

- average daily advance on one heading 3.6 m
- average monthly advance in the calotte 108.0 m
- maximum daily advance on one heading 9.0 m
- maximum daily advance on both headings 15.0 m
- maximum monthly advance on both headings 376.0 m

The tunnel was driven with a high accuracy. The direction deviation amounted to 7 mm only. During the tunnel driving there occurred no fatal accident (the only fatal injury during the construction occurred in front of the eastern tunnel portal, where a lorry killed a worker). The successful excavation was caused partially by geological and hydrogeological conditions, with the exception of sections linking up to portals. Not even ground water made problems. Maximum outflow at western portal amounted approximately to 5 litres per second in a period of rains. In a dry period, the outflow dropped to one third.

Driving teams worked continuously (except Christmas) in two 12 hour shifts with 7 day alternating cycle. During the driving of the southern tunnel tube there were employed runningly 170 to 200 persons.

COMPREHENSIVE EVALUATION

The tunnel Branisko is not only a construction on a green fields due to its location, but it is also a construction representing a place of a tunnelling baptism of the participants. The Slovak tunnelling first run may be evaluated in the time of completing of driving operations as successful in every respect. The driving of the tunnel was carried out without considerable problems, without accidents, quickly and in a high quality. The hitherto course of the construction of the tunnel Branisko may be successfully compared with the world level.

When constructing a tunnel, analogously as at other large constructions, the decisive factors are as follows: advance rate, quality, costs, safety. That is why the participants of the construction tried, from the client's preparation, design, up to the performance of proper construction works, to find methods and means how to achieve the best performance of said criteria and how to set them into a harmony.

Now, after the driving work has been completed, it is possible to allege that said task, as to the tunnel Branisko, was fulfilled better than it was expected. The public will make sure about it by itself, when, after about three years, the first motorway tunnel in the Slovak Republic will be set into operation.



Obr. 6

Dobré výsledky slovenskej tunelárskej premiéry sú súhnom priaznivých geologických podmienok, výkonnosti techniky, správnej voľby technológie a profesionality realizačných tímov.

Good results of the Slovak tunnelling first run were achieved by a summary of good geological conditions, efficient technical means, good selection of technique and a high technical level of realization teams.

VÝSTAVBA TUNELU MRÁZOVKA

CONSTRUCTION OF THE MRÁZOVKA TUNNEL

ING. MILOSLAV SALAČ - METROSTAV A.S. DIVIZE 5

ÚVOD

Pro vyřešení kritické dopravní situace v oblasti Smíchova a hlavního města Prahy vůbec je bezpochyby možné považovat stavbu tunelů Mrázovka za jednu z klíčových dopravních staveb v Praze. Jako součást městského okruhu propojí Strahovský tunel s vyústěním v Radlické ulici, odkud bude trasa okruhu pokračovat k Barrandovskému mostu. Tunely Mrázovka jsou tvořeny dvojicí tunelových děl - západní tunelová trouba (ZTT) a východní tunelová trouba (VTT). Součástí VTT jsou i vjezdový tunel (větve B) a výjezdový tunel (větve A), umožňující spojení ulice Radlická s trasou městského okruhu.

Zakázku ve veřejné soutěži získalo Sdružení předních českých tunelářských firem - Metrostavu a Subterra, přičemž Metrostav kromě realizace své části tunelů zabezpečuje vyšší dodavatelství zahrnující komplexní stavební a technologickou dodávku včetně zajištění realizační dokumentace.

Nejsložitější částí této stavby jsou ražené tunelové objekty v celkové délce přes 2 km. Jejich složitost spočívá především v rozmanitosti profilů jednotlivých tunelů, v provádění ražeb ve velmi obtížných geologických a hydrogeologických podmínkách, v ražení pod zástavbou s velmi nízkým nadložením a v provádění v husté městské aglomeraci. To vyžaduje citlivý přístup zhotovitelů vůči blízkému okolí stavby. Bezesporu se jedná o tunely, které budou mít evropské i světové parametry jak po stránce stavebně technické, tak i provozní.

Prosazení tunelů Mrázovka jako pokračování městského okruhu mezi Strahovským tunelem a Barrandovským mostem lze jednoznačně považovat za nejvhodnější dopravní řešení v této části Prahy. Podařilo se prosadit to, co v Evropě a i ve světě je běžným přístupem v řešení dopravních vztahů ve velkých městech s komplikovanou a vyčerpanou dopravou, kde konfigurace terénu obdobná řešení nabízí.

NÁVRH TUNELŮ MRÁZOVKA

V době rozhodnutí o tunelové variantě pokračování jižního úseku Strahovského tunelu byla zahájena diskuse o technologii provádění tunelů. Především se tušilo, že geologické poměry budou složité a že je nutné před zahájením ražeb tunelů velkého příčného průřezu, co možná s největší podrobností provést geologický průzkum. Proto byla v předstihu v budoucí stopě ZTT realizována průzkumná štola, ze které byl proveden podrobný inženýrsko-geologický průzkum. I když relativně malá štola nemohla postihnout všechny geotechnické podmínky v horninovém masivu pro oblast více jak 10 krát většího průřezu tunelu, rozhodně přispěla k bližšímu poznání geologických poměrů.

Tunely jsou a budou raženy v horninovém prostředí prvohorních ordovických břidlic s polohami křemenců. Jde o typické pražské horninové prostředí známé velmi dobře z ražení tunelů pražského metra, zvláště pak z oblasti stanice metra Anděl. O tomto prostředí je známé, a průzkumná štola to potvrdila, že je velmi proměnlivé svou kvalitou, že je prostoupeno mnohými tektonickými poruchami, že bývá velmi často nestabilní zvláště když je přítomna spodní voda, že vyžaduje zcela specifický přístup při návrhu technologie ražení.

Proto byla v etapě přípravy zvolena technologie ražení novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). NRTM je univerzální metoda ražení mající schopnost operativně reagovat na proměnlivé geologické poměry. NRTM je již v českých tunelářských firmách technologií běžnou se zkušenostmi z realizace a s příslušným strojním vybavením na velmi slušné úrovni. NRTM je soubor technologických operací, které musí optimálně zajišťovat spolupůsobení systému hornina-ostění. Tyto operace jsou variabilní, zaměnitelné za adekvátně jiné, dá se říci, že každý tunel ražený pomocí NRTM má svůj soubor jiný. Tato variabilita umožňuje vybrat

INTRODUCTION

The construction of the tunnel under Mrázovka hill can be undoubtedly regarded as one of Prague's key transport-related constructions, solving the critical situation of traffic in Smíchov district and in Prague in general. As a part of the city circle, it will connect the tunnel under Strahov hill with the mouth in Radlická street, from which point the route will proceed towards the Barrandov bridge. The Mrázovka tunnel consists of two tunnelling works - the west tunnel tube (the WTT) and the east tunnel tube (the ETT). The VTT also comprises a tunnel feeding traffic in (branch B) and out of the tunnel (branch A), rendering a connection of Radlická street with the route of the city circle possible.

The contract was awarded in public tender proceedings to a joint venture of leading Czech tunnelling companies Metrostav and Subterra. Metrostav, in addition to the task to build its part of the tunnels, performs the role of the main contractor, covering the complete supply of civil works and mechanical services, including provision of detailed design documentation.

The driven tunnel structures, at the aggregated length over 2 km, represent the most complex part of this construction. Their complexity resides, above all, in the variability of cross sections of individual tunnels, in excavation carried out under very difficult geological and hydrogeological conditions, in excavating under existing buildings with a very shallow overburden, and in building in a densely settled conurbation. Those conditions require a sensitive attitude of contractors towards the close neighbourhood of the site. Undoubtedly, this is a matter of tunnels, which are going to meet European and world parameters in both building /technical and operational respects.

The solution of the Mrázovka tunnels as a continuation of the city circle between the Strahov tunnel and the Barrandov tunnel can be unequivocally regarded as the most suitable traffic solution in the relevant part of Prague. A solution has been put across which, in Europe and in the world, represents a general attitude towards a solution of traffic relations in large cities with complicated and congested traffic systems where the terrain configuration suggests similar solutions.

THE MRÁZOVKA TUNNELS DESIGN

When the decision on the variant of continuation of the southern section of the Strahov tunnel through a tunnel had been made, a discussion about the tunnelling technique was commenced. Before all, it was anticipated that geological conditions would be complex and that it was necessary to perform as detailed geological investigation as possible before commencement of tunnels of so large cross section. Therefore, an exploratory gallery was driven along the future alignment of the WTT, from which a detailed engineering and geological investigation was performed. Despite the fact that the relatively small gallery was not able to cover all geotechnical conditions existing in the rock massif within a ten times larger area of the tunnel cross section, it definitely contributed to a closer knowledge of geological conditions.

The tunnels have been and will be driven in rock environment of Palaeozoic Ordovician shales with quartzite interbeds. It is a typical Prague rock environment, which is very well known from excavation of the Prague metro tunnels, in the locality of the Anděl station above all. This environment has been known, as confirmed by the exploratory gallery, that its quality is highly variable, that it is interpenetrated by lots of tectonic failures, that it usually is very often unstable, especially if ground water is present, and that it requires a completely specific attitude to development of the excavation technique design.

For that reason, the New Austrian Tunnelling Method (NATM) was chosen as an excavation technique in the planning stage. The NATM is a universal method of excavation, which allows operative reactions on the variable geological conditions. The NATM has already become a common technique used by Czech tunnelling companies, which have gained experience of its application, and have their equipment available at a very good level. The NATM is a set of technological operations, which have to ensure, in an optimal manner, the composite acti-



Obr. 1
Ražení s vodorovným členěním průřezu tunelu. Kotvení kaloty a zastříkávání opěří tunelové trouby
Excavation with horizontal sequencing of the tunnel cross section. Rockbolting in the top heading and concrete spraying on the tunnel tube footing



Obr. 2
Kotvení boku pravé předstihové štoly
Wall anchoring in the right-hand fore-gallery

takové technologické operace, které jsou do daných podmínek efektivní, tedy i ekonomické a přitom zajišťující co nejvyšší bezpečnost při provádění. Velkou roli hraje zkušenost a reference dodavatelů. NRTM je metodou ve světě běžně používanou při ražbách tunelů v rozmanitých geologických podmínkách. Výhodné je její použití zejména na tunelech, kde nejde razit na plný profil (velké profily či profily složitých tvarů), při ražbách s výrazně omezujícími podmínkami (deformace) atd. Pomocí NRTM se dá razit téměř každý tunel v jakýchkoliv geologických podmínkách.

Základní technologické operace NRTM na současně ražené západní tunelové troubě Mrázovky jsou:

- Výrub horniny dílčích profilů provedený dostatečně rychle a přesně
- Primární ostění ze stříkaného betonu provedené v předepsané kvalitě a bez zbytečných ztrát.
- Vyztužení primárního ostění sítěmi a příhradovými oblouky
- Kotvení pomocí kotevnic prvků se snadnou a rychlou proveditelností
- Monitoring, tj. provedení kvalitního a rozsahově dostačujícího měření v tunelu, v horninovém prostředí a na povrchu.

Hlavní tunely jsou třípruhové a budou umožňovat bezpečný provoz v podzemí do míst, kde se bude doprava dělit na pokračování okruhu a na připojení Radlické ulice. Pokračování okruhu bude ve dvoupruhových tunelech a Radlická ulice bude napojena jednopruhovými tunely. Přechod třípruhových tunelů na dvou a jednopruhové tunely zajistí tzv. rozplety. Rozplet je součástí jak ZTT, tak i VTT, jde profilem o největší tunelová díla na této stavbě a zároveň tvoří hranici prací mezi Metrostavem a Subterrou. Zatímco třípruhové tunely mají profil ve výrubu cca 160 m², rozplety mají maximální profil přes 300 m². Tak velké profily dopravních tunelů se v Praze doposud nerealizovaly.

TECHNICKÉ PARAMETRY TUNELŮ

Západní tunelová trouba - ražená část

- třípruhový tunel	délka 653 m	profil 160 - 165 m ²
- dvoupruhový tunel	délka 297 m	profil 115 až 117 m ²

Východní tunelová trouba - ražená část

- třípruhový tunel	délka 630 m	profil 160 - 165 m ²
- dvoupruhový tunel	délka 152 m	profil 115 - 117 m ²
Jednopruhová větev A	délka 215 m	profil 83 m ²
Jednopruhová větev B	délka 127 m	profil 83 m ²
Rozplety (západ, východ)	délka 54 a 55 m	profil max. 324 m ²

Hloubený úsek sever

Hloubený úsek jih

Nadloží

Podélný sklon od severu k jihu úpadně 4,25%, dovrchně 0,635%

Primární ostění stříkaný beton B20 a B25 tloušťky 30 - 50 cm

Kotevní svorníky typu SN, PG, Boltex

Příhradové oblouky typu Dretex

Ocelové svařované sítě o rozměrech 150 x 150 - 8 mm (vnější strana) a 150 x 150 - 6,3 mm (při lici primárního ostění)

Definitivní ostění monolitický armovaný beton B 30 tloušťky 45 - 60 cm

Kritické místo - pod ulicí Ostrovského v délce úseku 100 m, nadloží 16 m z toho nezvětralé horninové nadloží 7 m se vzdáleností rubu klenby od základů domů 13 m.

VÝSTAVBA TUNELU

Západní tunelová trouba je prováděna na základě stavebního povolení z 16.12.1998. Pro východní tunelovou troubu je pouze rozhodnutí, vydání stavebního povolení se předpokládá na přelomu let 1999/2000.

Na základě výsledků inženýrsko-geologického průzkumu z průzkumné štoly byla navržena technologie ražení včetně provádění primárního ostění zajištěna typovými strojními sestavami. Rozpojování horniny je prováděno pomocí stranově naklápěcí rypnou lžící tunelbagru Liebherr 932 či 912. Nakládání v tunelu obstarává pásový nakladač Liebherr 641 či kolový CAT 953. V místech s pevnějšími polohami hornin se jako doplňující opatření pro rozpojování používají trhací práce malého rozsahu. Odvoz rubaniny z tunelu je prováděn Tatrmi 815 a jedním demprem Volvo o objemu korby 10 m³. Stříkaný beton primárního ostění se provádí aplikací suché směsi s nasazením stříkacího stroje Aliva AL-285. Stříkaný beton je vyztužován dvěma vrstvami ocelových svařovaných sítí a příhradovými ocelovými oblouky. Vrstva stříkaného betonu je aktivována k hornině systémem kotev převážně typu Boltex a SN o délce 4 až 6 m. Kotvy jsou provádě-

on of the rock - lining system. Those operations are variable, interchangeable for adequately different ones, it is possible to say that this set was different for each tunnel completed by the NRTM. This variability makes it possible to chose such technological operations which are not only efficient and economic under given conditions but which also ensure as high level of working safety as possible. Experience and references of contractors play an important role. The NATM is a method generally used worldwide on tunnel excavations in various geological conditions. Its utilisation is advantageous namely on tunnels where a full face excavation is impossible (large profiles or profiles of complex shapes), on excavations under significantly restrictive conditions (deformations) etc. It is possible to drive nearly any tunnel in any geological conditions by the NATM.

There are following basic NATM technological operations used currently on the west tunnel tube of the Mrázovka tunnel:

- Excavation of the rock in partial profiles performed at a sufficient speed
- Primary lining made of shotcrete, performed in the prescribed quality and without unnecessary losses
- Reinforcement of the primary lining by steel meshes and lattice girders
- Anchoring by means of such anchoring elements which can be installed easily and fast
- Monitoring, i.e. execution of the quality measurements inside of the tunnel, within the rock environment and on the surface, which are sufficient in their scope.

Main tunnels have three traffic lanes, and they will enable a safe traffic in the underground up to the locations where the traffic will be split into the circle continuation and into the connection of Radlická street. The continuation of the city circle will be through double-lane tunnels, and Radlická street will be connected by single-lane tunnels. Transition of the three-lane tunnels to the double-lane and single-lane tunnels will be ensured by bifurcation chambers. The bifurcation chamber is a part of both the WTT and the ETT. Regarding its cross section of the chambers, they are the largest tunnel works on this construction. They create a boundary between the work performed by Metrostav and Subterra. While the excavated cross section of the three-lane tunnels is about 160 m², the maximum cross section of the bifurcation chambers is over 300 m². Such the large profiles of transport-related tunnels have not been built in Prague yet.

TECHNICAL PARAMETERS OF THE TUNNELS

The West tunnel tube - driven part

- three-lane tunnel	length of 653 m	profile 160 - 165 m ²
- double-lane tunnel	length of 297 m	profile 115 - 117 m ²

The East tunnel tube - driven part

- three-lane tunnel	length of 630 m	profile 160 - 165 m ²
- double-lane tunnel	length of 152 m	profile 115 - 117 m ²

The single-lane branch A

The single-lane branch B

Bifurcation chambers (West, East) length of 54 / 55 m profile max. 324 m²

Cut and cover section - West length of 48 m

Cut and cover section - East length of 379 m

Overburden from 16 m to 46 m

Longitudinal gradient from north to south downhill 4.25%, uphill 0.635%

Primary lining - shotcrete B20 and B25, 30 - 50 cm thick

Rock bolts SN, PG, Boltex types

Lattice arches of Bretex type

Steel welded mesh 150 by 150 - 8 mm (external side) and 150 by 150 - 6.3 mm (at the intrados of primary lining)

Final lining - cast-in-situ reinforced concrete, 45 - 60 cm thick

Critical location - under Ostrovského street, 100 m long, 16 m deep overburden, unweathered part of the rock overburden 7 m high, the distance between the vault extrados and foundation of buildings 13 m

THE TUNNEL CONSTRUCTION

The west tunnel tube is being built under a building permit dated 16/12/1998. A decision only is available for the east tunnel tube. Issuance of the building permit is expected at the turn of the years 1999/2000.

Based on results of engineering and geological investigation by the exploratory gallery, the excavation technique, including execution of the primary lining, is ensured by means of typical sets of equipment. Rock disintegration is performed by means of Liebherr 932 or 912 tunnel excavator equipped by a bucket capable of turning round the boom axis. Loading inside of the tunnel is provided by Liebherr 641 tracked loader, or by CAT 953 wheeled loader. Minor scale blasting is used, as an additional measure, for disintegration in locations with harder rock interbeds. Muck hauling from the tunnel is by Tatra 815 trucks and one Volvo dumper with a bucket capacity of 10 m³. Primary lining is built of shotcrete. Dry-mix concrete is sprayed by means of Aliva AL-285 concrete sprayer. Shotcrete is reinforced with two layers of welded wire fabric and steel lattice arches. The layer of shotcrete is activated against the rock by a system of rock bolts 4 - 6 m long, overwhelmingly of Boltex and SN types. The rock bolts are installed by means of Boomer 352 drill rig. Survey profiles are established in

děny s pomocí vrtacího vozu Boomer 352. V předepsaných odstupech jsou zřizovány měřické profily. Ve vytypovaných místech na povrchu a v uvedených profilech v tunelu je prováděn monitoring sedání povrchu, změn poloh vrstev uvnitř horninového prostředí (tensometry) a zejména prostorové konvergence ostění tunelu. Také v případě Mrázovky je monitoring pro kvalitní provedení tunelu a bezpečnou ražbu naprosto nepostradatelný. Je regulátorem ekonomické náročnosti a může mobilizovat operativnost technologických opatření při vlastní ražbě. Monitoring na tunelech Mrázovka je zajišťován investorem nezávisle na zhotovitelích tunelu. Výsledky měření v rámci monitoringu jsou počítačově zpracovávány a vyhodnocovány s okamžitou zpětnou vazbou na výstavbu tunelu. Pro tyto účely bylo na stavbě zřízeno počítačové centrum pro sběr dat, vyhodnocení a poskytnutí výsledků všem partnerům výstavby pro společné rozhodování o technických i ekonomických aspektech výstavby.

Subterra pro ražbu dvoupruhového tunelu ZTT z jižního portálu musela vybudovat přístupovou štolu pod ulicí Radlická. Výrub v ZTT se bude provádět s pomocí frézy na výložníku. V pevnějších horninách se jako doplněk rozpojování použijí trhací práce. Primární ostění bude ze stříkaného betonu s obdobnými vyztužovacími prvky jako u Metrostavu.

Po vyražení tunelu a zabudování primárního ostění se na líc stříkaného betonu po celém obvodu připevní hydroisolační folie z PVC. Následně se provede spodní část definitivního ostění z monolitického železobetonu. Po takto provedené konstrukci bude pojižďet ocelová bednicí skruž, která umožní po pasech vybetonovat horní klenbu definitivního ostění také z monolitického železobetonu. Dále pak budou následovat provedení vnitřních konstrukcí v tunelu, položení vozovky a vybavení tunelu příslušným provozním technologickým vybavením.

Pro podchod kritických oblastí pod zástavbou, zvláště pak pod ulicí Ostrovského, jsou navržena doplňující opatření provedená v předstihu z povrchu nad tunelem, tak i při vlastní ražbě. Na povrchu bude nutné provést zabezpečení nadzemní zástavby, přeložky inženýrských sítí a přípravné práce pro eventuelní provádění kompenzačních injektáží objektů v ulici Ostrovského a Doubkové. Před ražbou v kritických oblastech již byly z průzkumné štoly provedeny sanační injektáže. Tyto injektáže mají za úkol eliminovat stabilitní riziko výrubu v oblastech pod zástavbou a v místech, kde se při ražbě průzkumné štoly projevil výrazná nestabilita horniny na lici výrubu.

Dalším opatřením při ražbě v oblasti pod ulicí Ostrovského a ve zhoršených geologických podmínkách vůbec bude použití vodorovných mikropilotů prováděné pomocí vrtacího vozu technologií BoodeX. Provádění mikropilotů se předpokládá při ražbě střední kaloty pro zvýšení stability výrubu klenby a zabránění zvýšeným deformacím v nadloží tunelu.

ZKUŠENOSTI Z DOSAVADNÍ REALIZACE

Pro Metrostav stavba začala začátkem roku 1999 ražbou třípruhového tunelu ZTT z portálu proti jižnímu portálu Strahovského tunelu na smíchovské straně. Než byla zahájena ražba ZTT z v předstihu vybudovaného severního portálu, byly provedeny sanační injektáže za portálovým mikropilotovým deštníkem. Injektáže v tomto úseku nebyly v původní dokumentaci pro stavební povolení (DSP), ale přistoupilo se k jejich realizaci na základě zhodnocení geologických podmínek po dokončení ražby průzkumné štoly. Členění výrubu podle DSP i realizační dokumentace bylo zvoleno jako vodorovné, tj. členilo se na kalotu, jádro a dno tunelu. Po prostupu pilotovou stěnou portálu se kalota razila na délku 38 m, následně se vyrazilo jádro a dno tunelu na délku 16 m. Dále se razilo s předstihem kaloty cca 20 až 30 m před ražbou jádra a uzavíráním dna tunelu. Kalota měla profil šířky 16 m a výšky 6,5 m, tomu odpovídala plocha kaloty cca 75 - 80 m², po odečtení průřezu předstihové geologické štoly byla plocha výrubu kaloty cca 65 m². Záhy po začátku ražby se začaly projevovali nestandardní průběhy deformací jak v tunelu, tak i na povrchu. Byly využívány možnosti dodatečných opatření při ražbě kaloty, jak byly specifikovány v DSP, tj. provádění mikropilotů pod patami kaloty, zhušťování kotvicích prvků včetně přikotvení pat kaloty kotvami délky až 12 m, rozšiřování pat kaloty ze 70 cm na 120 cm a uzavírání kaloty provizorní protiklenbou. Přesto se nedosáhlo potřebného efektu a nepodařilo se nestandardní deformace zásadním způsobem eliminovat. Deformačním problémem byla ražba kaloty s tak velkou šířkou v zastižených geologických podmínkách. Deformace se stabilizovaly až po uzavření celého profilu tunelu. Po průchodu sanovaným úsekem u portálu tunelu neodpovídaly geologické podmínky z hlediska zatřídování do technologických tříd předpokládanému zastoupení dle DSP i realizační dokumentace. Proto po vyražení 120 m tunelu bylo změněno vodorovné členění na svislé, tj. začaly se v předstihu razit boční dílčí tunely "gotického" tvaru o ploše výrubu 40 až 45 m² jako téměř okamžitě uzavírané profily. Následovala ražba střední kaloty, ve které se propojovalo vyztužnými příhra-

prescribed distances. Measurement of surface settlement, changes in location of strata inside of the rock environment (tensometers), and of the tunnel lining convergence above all, is performed in selected points on the surface. Monitoring is an indispensable activity for a quality execution of tunnels and for a safe excavation work. It applies to the Mrázovka tunnel too. Monitoring is a regulator of economic demands, and can mobilise operativeness of technological measures in the course of the tunnel heading. Monitoring on the Mrázovka tunnels is ensured by the client, without participation of tunnel contractors. Results of measurements obtained in the framework of monitoring are processed and interpreted electronically, with an instant reaction on the tunnel construction. For the above mentioned purpose, a site computer centre has been established to collect data, to interpret and supply results to all parties of the construction for joint decision-making about technical and economic aspects of the works.

Subterra had to build an access adit under Radlická street to be able to drive the double-lane WTT tunnel from the south portal. Excavation in the WTT will be executed with a roadheader. As an addition for harder rock, drill and blast will be used for rock disintegration. Primary lining will be of shotcrete with similar reinforcing elements as Metrostav uses.

When the tunnel excavation and the primary lining installation is over, a PVC waterproofing membrane is attached along the whole tunnel circumference. Subsequently, the bottom part of cast-in-situ reinforced concrete final lining is built. The structure built in the above mentioned manner will be used as a track for a tunnel form traveller, which will enable the in-situ concrete of the final lining vault to be placed (in strips). Then, installation of internal structures, laying the road deck, and installation of mechanical services will follow.

To make passing of critical locations under existing buildings possible, especially under Ostrovského street, supplementary measures have been designed. They will have to be realised both in advance from the surface above the tunnel and in the course of the excavation proper. Surface structures will have to be secured, utility services relocated, and preparatory works will have to be done for compensation grouting under the buildings in Ostrovského and Doubkova streets in case it is needed. There already has been performed a pre-treatment grouting from the exploratory gallery. The above mentioned kinds of grouting were performed to eliminate a stability risk of the excavation in the sections under existing buildings and in such locations where a seriously low rock stability on the excavation intrados appeared during excavation of the exploratory gallery.

As another measure for tunnel excavation under Ostrovského street, and for the excavation in adverse geological conditions in general, horizontal micropiles will be used, executed by means of a drill rig by the BoodeX technique. Micropiling is expected for excavation of the central top heading to enhance the stability of the vault and to prevent excessive deformations in the overhead from occurring.

EXPERIENCE OF THE WORK PERFORMED UNTIL NOW

For Metrostav, the construction started at the beginning of 1999 by excavation of the three-lane WTT tunnel from the portal located across from the south portal of the Strahov tunnel, on the side of Smíchov district. Before the excavation of the WTT from the in advance built north portal was started, pre-treatment grouting was performed behind the portal micropile umbrella. Grouting in this section had not been contained in the original documents submitted for issuance of the building permit (DBP), however it was decided that they would be performed on the basis of assessment of geological conditions after completion of the exploratory gallery. The excavation sequencing, both according to the original DBP and the detailed design, was chosen to be horizontal, i.e. it was divided into a top heading, a core and tunnel invert. After the portal pile wall had been passed through, the top heading was excavated in the length of 38 m. Excavation of the core and invert in the length of 16 m followed. Further excavation was performed with the top heading advancing about 20 - 30 m ahead of the core and the invert. The profile of the top heading was 16 m wide and 6.5 m high, i.e. its cross sectional area was of 75 - 80 m². After deduction of the area of the pilot geological gallery, the top heading excavated cross section of about 65 m² remained. Soon after excavation had been started, a non-standard development of deformations started to appear both in the tunnel and on the surface. The possibilities of additional measures for top heading excavation were adopted, which had been specified in the DBP, i.e. micropiling under the top heading footings, adding rock bolts including anchoring the footings by anchors to the length of 12 m, widening of the top heading footings from 70 to 120 cm, and closing the top heading by a temporary invert. Despite that effort, the desired effect was not achieved and the attempts to eliminate the non-standard deformations in a significant extent failed. The deformation problem resided in excavation of too wide top heading with respect to the geological conditions encountered. Deformations only stabilised after completion of the whole tunnel profile. After the pre-treated section at the tunnel portal had been passed through, the geological conditions ceased to correspond to the technological classes anticipated in the DBP and in the detailed design. Therefore, after excavation of 120 m of the tunnel, the horizontal sequencing was changed to a vertical one, i.e. sidewall partial drifts of a "Gothic" shape with the excavated area of 40 to 45 m² were excavated in advance, as nearly instantly completed profiles. Excavation of the

dovými oblouky, sítěmi a stříkaným betonem primární ostění bočních dílčích tunelů. Po vyražení cca 42 m střední kaloty se začalo s uzavíráním dna tunelu. Po 2 měsících ražby se svislým členěním bylo jasné, že tato změna měla zásadní vliv na eliminaci původních nestandardních deformací. Absolutní deformace tunelu a povrchu klesly o cca 70%. Změna členění výrubu přinesla samozřejmě zvýšení pracnosti a organizační náročnosti, ale vzhledem k tomu, že další ražby budou probíhat převážně pod zástavbou s nízkým nadložím navíc ve výrazně zhoršených geologických podmínkách, kde deformační problém je prioritní, předpokládá se ražení třípruhové ZTT až k rozpletu s použitím svislého členění jako základním prvkem technologie provádění při ražbě.

Stavba tunelů Mrázovka je prováděna dle harmonogramu a POV, které bylo počátkem roku 1999 novelizováno. Ukončení ražeb na ZTT se předpokládá v 11/2000, ukončení stavby ZTT pak v 09/2002 a uvedení celé stavby, tj. obou tunelových trub do provozu pak do konce roku 2002. Rozhodující pro dodržení těchto termínů je skutečné zahájení stavby východní tunelové trouby (VTT).

Zmíněný harmonogram ražeb předpokládá výkon na třípruhovém tunelu 42 m/měs. Ražby jsou prováděny v nepřetržitém provozu, po 12-ti hodinových směnách. Průměrný počet pracovníků v jedné směně je 17.

ZÁVĚR

Tento článek je psán se znalostí postupu výstavby v září 1999. Vzhledem k výjimečnosti stavby tunelů Mrázovka bude postupná prezentace pokračovat podle aktuálních témat také v časopise Tunel. Výjimečnost stavby tunelů Mrázovka podtrhuje účast domácích a především zahraničních odborných poradců a expertů, a to jak v oblasti teoretické, tak i v oblasti praktických zkušeností.

top heading central pillar followed, together with the work on joining the primary lining of the sidewall drifts by means of lattice arches, welded mesh and shotcrete. After excavation of the length of about 42 m of the central part of the top heading, the work on invert started. When two months of the vertically sequenced excavation passed, it was obvious that this modification had had a crucial influence on elimination of the original non-standard deformations. Absolute deformations of the tunnel and of the surface were reduced by about 70%. Logically, the changed sequencing caused an increase in the quantity of work invested and in the organisational demands. Despite that fact, as the further excavations will take place mostly under existing buildings where the issue of deformations is a priority, under a shallow overburden, moreover in considerably worsened geological conditions, the excavation of the three-lane WTT as far as to the bifurcation chamber by using the vertical sequencing as a basic member of the excavation technique is assumed.

The works on the Mrázovka tunnels are performed in compliance with the schedule and the POV, which was updated at the beginning of the year 1999. Completion of the excavation of the WTT is expected in 11/2000, completion of the WTT construction in 09/2002, and commissioning of the whole construction, i.e. of both tunnel tubes, by the end of 2002. The actual commencement of the work on the east tunnel tube (ETT) will be deciding for meeting those deadlines.

The above mentioned schedule of excavation work assumes the advance rate of 42 m per month on the three-lane tunnel. Excavation has been performed in an uninterrupted operation, in the shifts of 12 hours each. The average number of workers in one shift is 17.

CONCLUSION

This article has been based on the knowledge of the construction progress which was available in September 1999. With respect to the exceptionality of the Mrázovka tunnels construction, other presentations will follow in the Tunel magazine too. The exceptionality of the Mrázovka tunnels construction has been stressed by participation of local and, especially, of foreign professional advisers and experts both in theoretical sphere and in the sphere of practical experience.



Obr. 3

Ražení se svislým členěním průřezu tunelu. Prohlubování dna pro zřízení spodní klenby
Excavation with vertical sequencing of the tunnel cross section. The bottom deepening for installation of the invert

STŘÍKANÝ BETON A SOUČASNÁ PRAXE U METROSTAVU

SHOTCRETE - CONTEMPORARY PRAXIS IN METROSTAV

ING. PAVEL POLÁK - METROSTAV A. S., DIVIZE 5

ÚVOD

Stříkaný beton je v tunelářském stavitelství zastoupen stále ve větší míře. Jeho aplikace suchou či mokrou cestou přináší kromě efektu ztuhnutí v okamžiku nanesení i možnost vytvoření kontaktně spolupůsobící soustavy ostění-hornina bez potřeby bednění lícové strany konstrukce. Možnost rychlého přenášení zatížení vytvořenou nosnou soustavou má své nezastupitelné místo jako prvek nové rakouské tunelovací metody zejména v nestabilních horninových podmínkách, jež jsou charakteristické pro většinu realizovaných podzemních liniových děl v Praze.

STŘÍKANÝ BETON A REALIZAČNÍ DOKUMENTACE

Požadavky na stříkaný beton jsou v realizační dokumentaci dány zejména zkušenostmi projektanta případně objednatele z předchozích staveb podobného zaměření. Kromě specializovaných projektových společností orientovaných na projekty např. významných tunelových staveb a organizací čerpajících z "know how" sesterských zahraničních projektových firem nejsou jinak požadavky na stříkaný beton u celé řady podzemních staveb zpravidla vůbec stanovovány nebo jsou zúženy na předepsání jeho pevnostní třídy. V některých případech je "nestanovení" závazných parametrů stříkaného betonu výrazným nedostatkem souvisejícím s podceněním úlohy nastříkané betonové konstrukce. Taková situace by neměla nastat, zejména pokud má vrstva stříkaného betonu plnit úlohu konstrukce s trvalou statickou funkcí a přitom vykazat dlouhodobou životnost někdy dokonce v krajních podmínkách fyzikálního či chemického zatěžování.

S ohledem na velkou variabilitu možných aplikací i rozličnou funkčnost stříkaného betonu není možné pro něj stanovit obecné požadavky platné pro všechny případy. V dalším textu jsou proto uvedeny nejdůležitější parametry stříkaného betonu s poznámkami pro jejich výběr do odpovídajících podmínek a vybrané příklady aplikací u Metrostavu a.s.

RECEPTURA STŘÍKANÉHO BETONU

Stanovení receptury pro stříkaný beton je rozhodující mírou závislé na funkci stříkáním zřizované betonové konstrukce. Jedná-li se o primární ostění podzemní liniové stavby, u kterého není uvažována trvalá statická funkce, jsou dominantní pouze požadavky na pevnost a průběh nárůstu pevnosti s ohledem na zastížené geologické i hydrologické podmínky při ražení díla. Reologické chování stříkaného betonu a z něho plynoucí postupný nárůst modulu přetvárnosti stříkaného betonu jsou rozhodující při dimenzování ostění zvláště v nestabilním horninovém prostředí a kromě délky záběru i odstupu čeleb členěného výrubu by mohly v mezích případech limitovat dosahované ražební výkony. Vzhledem k tomu, že nezanedbatelná část objemu stříkaného betonu slouží zároveň jako výplň při ražbě vznikajících nadvýlomů, lze doporučit pouze recepturu s nejnižšími možnými materiálovými vstupy. O výběru lokality odběru používaného cementu a kameniva pak zpravidla rozhoduje kromě zaručené rovnoměrnosti kvality zejména blízkost lokality, která určuje dopravní náklady a podstatným způsobem ovlivňuje nákladovou jednotkovou cenu (zejména kamenivo). Pro větší díla budovaná v nepřetržitém provozu je nutné zřídit staveništní výrobu betonové směsi.

Podstatně odlišná situace může být při návrhu receptury definitivního ostění či jiné staticky trvalé konstrukce ze stříkaného betonu. Tam při návrhu ostění musí být zohledněny požadavky projektu, které mohou postihovat celou škálu vlastností zaručujících předpokládanou životnost konstrukce. Pevnost betonu bývá předepsána, je však zpravidla logicky zahrnuta v dalších parametrech jako jsou např. mrazuvzdornost, vyluhovatelnost, plynatost apod. Tvar a kubatura konstrukce jsou v takových případech pevně geometricky vymezeny a nároky objednatele zaručují většinou možnost zainvestování prefabrikovaných směsí vyráběných i ve vzdálenějších specializovaných výrobních betonových směsí.

POŽADOVANÉ VLASTNOSTI STŘÍKANÉHO BETONU

Možné pořadí nejběžnějších doporučených parametrických údajů z hlediska

INTRODUCTION

Shotcrete is represented in the sphere of tunnel engineering in larger and larger extent. Not only does the application of both dry and wet mix produce an effect of compaction just in the moment of the shotcrete placing, but it also enables development of a composite contact action system of the lining and the rock, without any need of a formwork. The possibility to carry the load soon by means of that load bearing system is an indispensable element of the New Austrian Tunnelling Method, in unstable rock conditions above all. Such the conditions are characteristic of most of underground line structures built in Prague.

SHOTCRETE AND DETAILED DESIGN DOCUMENTATION

Requirements on shotcrete stated in detailed design depend, before all, on designer's or client's experience gained on previous projects of a similar kind. Apart from specialized engineering consultants firms oriented towards designs, for example, of significant tunneling structures, and organizations utilizing a know how of sister foreign consultants companies, the requirements for sprayed concrete to be used on a number of underground structures are, as a rule, either not determined at all, or limited to prescription of concrete grade. In some cases a failure to determine the binding parameters of shotcrete represents a serious defect connected with an underestimation of a concrete structure. Such a situation should not occur, especially if the shotcrete layer is expected to perform a role of a structure with a permanent static function and, in the same time, to have a long-term life, sometimes even in extreme conditions of physical or chemical loading.

It is impossible, with respect to a wide variability of the applications possible and to all sorts of functions of shotcrete, to determine general requirements valid for all cases. Therefore, the following text shows the most important parameters of shotcrete, with notes regarding their selection for relevant conditions, and selected examples of their applications in Metrostav a.s.

SHOTCRETE FORMULA

Determination of a formula for shotcrete depends, in a deciding extent, on the function of a concrete structure built by means of spraying. If it is the matter of a primary lining of an underground line structure for which a permanent static function is not considered, only requirements on strength and on strength increasing are dominant, with respect to the geological and hydrogeological conditions encountered in the course of the excavation work. Rheology-related behavior of shotcrete, and the gradual increase in shotcrete deformation modulus resulting from that behavior, are vital in the process of structural designing of the lining, in an unstable environment above all. They could, apart from the advance length per cycle and the distance between the faces of a sequential excavation, in some extreme cases, limit the rates of advance achieved. Since a not negligible part of the shotcrete volume serves in the same time as a filling of overbreaks occurring in the course of the excavation work, it is possible to recommend such a formula which ensues into as low consumption of materials as possible. Then, the choice of the location from which cement and aggregates are to be used is made, apart from a guaranteed regularity of quality, with respect to the short distance of such a location, which determines transportation costs, and significantly affects the expense loading of the unit price (aggregates above all). For larger structures built in uninterrupted operation, it is necessary to set up an on-site batching plant.

A substantially different situation can be in development of a formula for a final lining or other statically permanent structures made of shotcrete. For such the structures, the design requirements must be taken into consideration which can cover the whole range of properties guaranteeing the life length expected. The concrete strength is usually prescribed, although it is a custom to include it logically into other parameters, as e.g. frost resistance, extractibility, gastightness etc. The shape and volume of a structure are, in such the cases, strictly defined from the geometrical point of view, and client's demands mostly ensure a possi-

četnosti nároků v projektové dokumentaci (údaje se v praxi nemusí odlišovat pro stříkaný beton vyrobený ze suché, zavlhké či mokré směsi) je uvedeno v dalším textu. Niže uvedených prvních sedm parametrů je sledováno při vyhodnocování stříkaného betonu primárního ostění tunelu Mrázovka.

1. Pevnost v tlaku po 28 dnech (objemová hmotnost)

Základní údaj stejně jako u monolitického betonu. Je důležitý již ve stadiu přípravy stavby zejména pro dimenzování konstrukce a stanovení ceny. Z hlediska obvyklého použití by neměla být podkročena hodnota 20 MPa. Pevnost je vázána zejména na množství cementu v objemové jednotce, které nelze doporučit nižší než 360 kg/m³. Kromě nutné rezervy vykrývající vliv negativních faktorů v řetězci výroby, transportu a ukládání podmiňuje množství cementu možnost dostatečného mazání třecích ploch strojů (stříkací stroj, pumpa na beton) i dopravního potrubí při suchém či mokřím způsobu provádění. Hodnoty pevnosti (20 či 25 MPa) jsou vhodné zejména pro suché nástřiky v těžkých geotechnických poměrech (např. zvodnělý podklad, nestabilní obrys výrubu ap.), kde obvykle nelze zajistit optimální podmínky pro nanášení a kde beton kromě své zpravidla dočasné konstrukční funkce (primární ostění) má rovněž charakter vyplňové hmoty (výrazně ztuhlý obrys horniny, nezaviněné nadvýlomy ap.). Relativně vysoké hodnoty pevnosti stříkaného betonu (např. 40 MPa a více) jsou zpravidla určovány speciální funkcí celé konstrukce a podmiňují současně další sledované vlastnosti (vodotěsnost, plynutěsnost, odolnost vůči účinkům agresivních vod, trvanlivost apod.). Dosažení takových pevností stříkaného betonu je zajišťováno dokonalejší recepturou (s vylepšujícími přísadami), většinou prefabrikovanou betonovou směsí a pečlivě řízenou technologií provádění (přednostně mokřím způsobem, zamezení přítoku podzemní vody na líc výrubu, kontrolní činnosti při každé operaci stříkání apod.) [1]. Objemová hmotnost je standardně zjišťována pro každou zkoušku pevnosti v tlaku. Kromě míry ztuhnutí má na ni podstatný vliv hmotnost používaného kameniva. Je důležitá pro korekci či nové stanovení skutečných váhových podílů příměsí i přísad v objemové jednotce míchané betonové směsi. Směrodatná odchylka by neměla překročit 2% z průměrné hodnoty objemové hmotnosti. Minimální četnost provádění kontrolních zkoušek u důležitějších či dlouhodobějších staveb by neměla být nižší než 1x za měsíc. Ukázalo se velmi užitečné stanovovat pevnost v tlaku ze vzorků stříkaného betonu po 3 dnech. Tento časový odstup od nástřiku již zcela eliminuje vliv prvotního rychlejšího náběhu pevnosti, který je dán použitím urychlujících přísad.

2. Kontrola tloušťky nastříkané vrstvy

Patří k základní kontrole, která může být předem stanovena s ohledem na minimální projektovanou tloušťku vytvářené konstrukce. V některých případech lze jednoduše kontrolovat zastríkávaním předem osazených trnů stanovené délky či zařizováním vnější ocelové sítě do vymezené polohy. Tam, kde se jedná na vnější straně stříkané konstrukce o nepravidelný obrys výrubu lze doporučit jádrové vrty v nastříkané konstrukci až na úroveň horniny k dodatečnému zjištění skutečného rozměru konstrukce včetně deformačního nadvýšení i zaplňovaného nadvýrubu. Je vhodné volit jádrové vrty o průměru 100 mm, které lze použít ke stanovení válcové a přepočítané krychelné pevnosti konstrukce in situ v předepsaném časovém odstupu od nástřikání (např. 3, 7, 28 dní). Kontrolní zkoušky tloušťky nastříkané vrstvy v nahodilých místech konstrukce lze doporučit v četnostech nejméně 1x za měsíc.

3. Kontrola nárůstu pevnosti mladého stříkaného betonu

Je nutná zejména pro primární ostění ze stříkaného betonu s okamžitou statickou funkcí vytvářené v nestabilních horninových podmínkách (ražení štol a tunelů, hloubení jam a šachet). Jedná se o případy, kde správně aplikovaný

ability to fund prefabricated mixes produced even in more remote specialized batching plants.

REQUIRED PROPERTIES OF SHOTCRETE

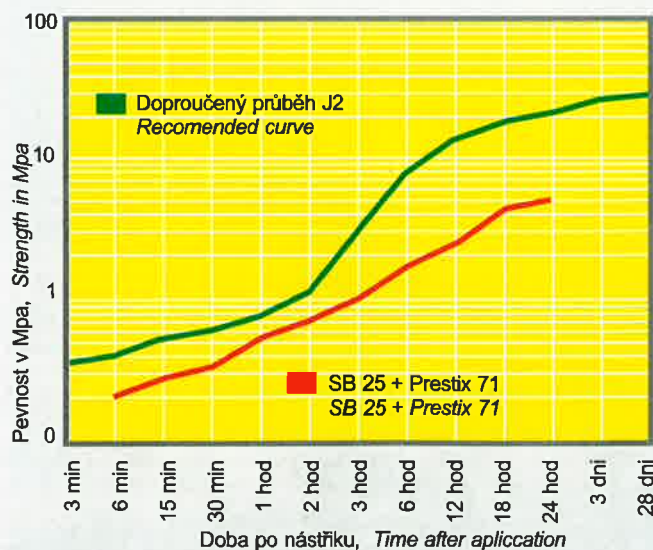
It is possible to rank the most generally recommended parametrical data according to frequency of individual requirements of designs, in the manner shown in the further text (the data do not have to differ necessarily if a dry, slightly wet or wet concrete mix is used for spraying). The first seven parameters mentioned below are followed for evaluation of shotcrete of the primary lining of the Mrázovka tunnel.

1. Compression strength after 28 days (specific gravity)

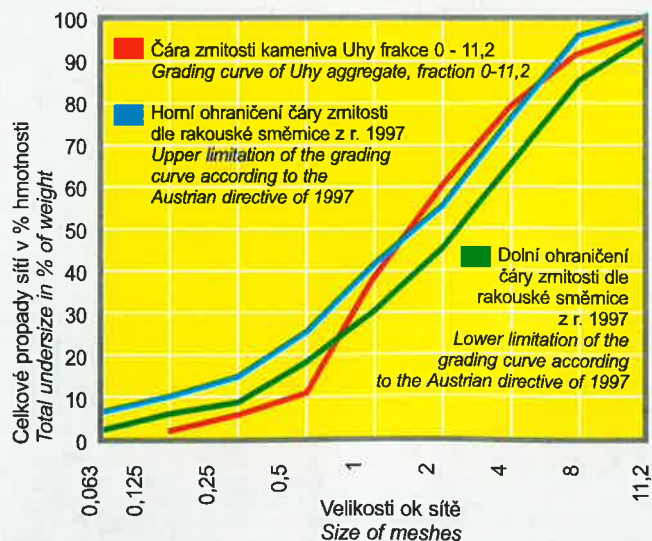
This is a basic parameter, similarly as for cast-in-situ concrete. It is already important in the phase of a construction preparation, especially for dimensioning of structural members, and for price evaluation. For a usual use, the value should not be less than 20 MPa. The strength is, above all, tied up with the quantity of cement in a volume unit. It is advisable not to be less than 360 kg/m³. Apart from a margin covering an influence of negative factors existing in the chain of production, transport and casting, the quantity of cement is a condition for sufficient lubrication of friction surfaces of equipment (spraying machine, concrete pump etc.), and of transport pipes in the case of dry or wet mix spraying. The strength values (20 or 25 MPa) are suitable, above all, for dry shotcrete applied in difficult geotechnical conditions (e.g. water covered backing, unstable circumference of the excavation etc.), where it is usually impossible to ensure optimal conditions for application, and where concrete, apart from its usually temporary structural function (primary lining) has also a character of a filling mass (pronouncedly uneven contour of the rock, casual overbreaks etc.). Relatively high values of shotcrete strength (e.g. 40 MPa and higher) are usually determined according to a special function of the whole structure, and, in the same time, they affect other monitored properties (watertightness, gas-tightness, resistance to aggressive water, durability etc.). Achievement of such the strength of shotcrete is ensured by a more perfect formula of the mix (containing improving additives), by preferring the use of prepacked concrete mix, and by careful controlled technique of the work execution (preference to wet mix spraying), stopping ground water flowing on the excavation intrados, by checking activities over each spraying operation etc.) [1]. Specific gravity is determined with each compression strength test by a standard way. Apart from the degree of compaction, it is substantially affected by specific weight of aggregates used. It is important for correction or new determination of real weight proportion of additives and admixtures in a volume unit of mixed concrete. Standard deviation should not exceed 2% of the average value of specific gravity. A minimum frequency of performance of check tests on more important or longer lasting constructions should not be less than once in a month. It turned out that it is very useful to determine compressive strength of shotcrete samples after 3 days. Even this time lapse from the moment of spraying fully eliminates influence of a faster process of strength increasing, which occurs as a result of accelerator additives.

2. Checking on the thickness of a shotcrete layer applied

It belongs to the basic check/inspection, which can be prescribed in advance, with respect to the minimum thickness designed for the structure being built. In some cases, it is possible to check the thickness by a simple way of covering pins of a prescribed length, or by fixing external steel mesh into a required position. There where an irregular contour of the excavation on the external side of



Obr. 1
Průběh nárůstu pevnosti při kontrolních zkouškách stříkaného betonu in situ v tunelu Mrázovka (6/99)
Development of shotcrete strength increase, based on in-situ check test in the Mrázovka tunnel (Jun. 99)



Obr. 2
Čára zmitosti přírodní skladby kameniva Uhy 0 - 11,2 (06/99)
Grading curve of natural composition of the aggregate 0 - 11,2 from Uhy (Jun/1999)

stříkaný beton může být rozhodující pro zajištění bezpečnosti pracovní osádky i vlastní úspěšnost provádění ražby. Nárůst prvotní pevnosti je závislý na průběhu hydratace pojiva, která je dána druhem pojiva a zejména rychlostí jeho reakce s vodou i urychlující přísadou. Průběh nárůstu je předepsán pro stříkaný beton v rakouské směrnici pro stříkaný beton [2] v křivkách s odlišením dle oblastí použití J1 až J3 v časovém rozmezí 6 minut až 24 hodin (mladý stříkaný beton). Pro běžné podmínky ražby dle NRTM s okamžitým požadavkem na převzetí zatížení stříkaným betonem je stanoven průběh pevnosti nepodkročující křivku J2. Hodnoty zjišťované penetrační jehlou a přístrojem Kaindl-Meyco pro vyšší pevnosti by měly být pro důležitější či dlouhodobější stavby prováděny alespoň 1x měsíčně.

4. Skladba zrnitosti kameniva

Pravidelné ověřování průběhu čáry zrnitosti kameniva je důležité, zejména pokud není betonová směs míchána ve stálém poměru dvou či více přesně vymezených frakcí. Jednoznačně lze doporučit pro suchý stříkaný beton přírodní říční kamenivo, které znamená nižší opotřebení třecích ploch na stříkacím stroji a nižší spotřebu dopravních hadic.

5. Začátek a konec tuhnutí pojiva

Jedná se o důležitou vlastnost cementového pojiva, která je statisticky vyhodnocována výrobní cementárnou. Je užitečné pokud jsou průměrné hodnoty spolu s ostatními vlastnostmi (jemnost mletí, pevnost v tahu a tlaku apod.) dodávány na stavbu v přehledné tabulce vždy po uplynutí výrobního období 1 měsíce.

6. Reagence urychlující přísady k pojivu

Postihuje rychlost tuhnutí cementové kaše po vstříknutí urychlující přísady a krátkém intenzivním promíchání. Zjišťuje se na Vicatově přístroji. Rychlost tuhnutí závisí na použitém vodním součiniteli, jemnosti mletí i stáří cementu a především na chemické reakci aktivní složky urychlující přísady s cementovými částicemi. Jedná se o typickou porovnávací zkoušku postihující stálost vazby mezi pojivem a přísadou.

7. Modul pružnosti a modul přetvárnosti.

K vyšetření modulů se používají vzorky vyřiznuté z betonových kvádrů nastříkaných do připravených bedniček. Z nich se experimentálně vyšetřují údaje, umožňující postihnout okamžitě i reologické chování tvrdnoucího stříkaného betonu, charakterizované uvedenými moduly. Tyto údaje, použité ve statických výpočtech, vedou k přesnějšímu posouzení únosnosti i deformability navržené konstrukce primárního ostění v různých fázích jejího stárnutí. Zpětná vazba (inverzní analýza) je bez těchto údajů rovněž stěží hodnověrná. Zkoušky E-modulů jsou tedy vynuceny především projektantskými důvody. Umožňují výstižnější popis systému ostění - hornina v kterémkoliv časovém okamžiku jeho existence.

8. Síranovzdornost

Může být stejně jako u monolitických betonů zvýšena použitím síranovzdorných cementů. Negativním dopadem je zpravidla pomalejší náběh pevnosti oproti čistým portlandským cementům. Pro primární ostění, které je uvažováno jako dočasné v horizontu 1 až 2 let a které nemá staticky spolupůsobit s definitivním ostěním (vložená mezilehlá izolace) je požadavek na síranovzdornost zbytečnou nadstavbou se snížením bezpečnosti při výstavbě. Také požadavek na odolnost proti síranům u definitivních konstrukcí ze stříkaného betonu chráněných foliovou izolací není technicky zdůvodnitelný.

9. Vodonepropustnost

Dosažení vysoké vodonepropustnosti stříkaných betonových konstrukcí uzavřeného primárního ostění není ve většině případů žádoucí. Reálně není ani dosažení větší vodotěsnosti vrstev stříkaného betonu nanášených na plošně silně zvodnělý líc obnažené horniny. Všechny pokusy o dosažení vysokého stupně vodotěsnosti vedou k dimenzování primárního ostění na plný hydrostatický tlak, které znamenají neúměrné zdražování podzemní stavby bez konečných uspokojivých výsledků. Otázka úplné vodotěsnosti vlastního tunelu proto má být řešena systémem drenáží podél díla a vhodnou izolací definitivního ostění.

10. Mrazuvzdornost

Požadavek na mrazuvzdornost dočasných konstrukcí ze stříkaného betonu není technicky zdůvodnitelný. Tato vlastnost je však spolu s dosažením vodonepropustnosti definitivního ostění (může být i ze stříkaného betonu) významná zejména u portálů dopravních tunelů a v celé délce krátkých tunelů a štol vystavených účinkům povětrnosti. Kromě vhodných izolací zabraňujících průniku vody od rubu ostění lze využít celou řadu ochranných nátěrů jeho líc. V extrémních případech lze exponované plochy chránit zabudováním tepelné izolace zejména v místech za ostěním drenujících vod a zabránit tak poruchám na ostění účinky ledu.

11. Vyluhovatelnost

Zatím v našich podmínkách opomíjený požadavek na primární ostění tunelů a štol. Je důležitý u podzemních liniových staveb s projektovaným samostatným výtokem podzemních vod k portálům tunelů po celou dobu jejich životnosti. Kromě snížení zátěže tunelu nepůsobením plného hydrostatického tlaku se účinkem fungujících drenáží dosahuje mnohdy překvapivých výsledků ve snížení výronů vody i u neizolovaných ostění tunelů. Podle dosažitelného omezení vyluhovatelnosti stříkaných betonů je třeba dimenzovat průřezy drenážních trubek i počet čistících šachet na drenážním vedení. Recepturu stříkaného betonu je třeba pečlivě stanovit s ohledem na chemismus proudící podzemní vody a vyloučit zcela např. použití alkalických urychlujících přísad.

POUŽÍVANÉ NORMY A SMĚRNICE PRO STŘÍKANÝ BETON

V současnosti lze vycházet v českých podmínkách při aplikacích stříkaného betonu z ČSN 73 2430 Provádění a kontrola stříkaného betonu a z obecnější normy ČSN 73 2400 Provádění a kontrola betonových konstrukcí. Pro vývoj pevnosti mladých betonů a některé další vybrané zkoušky je využívána u Metrostavu rakouská směrnice Richtlinie Spritzbeton z r. 1989 a 1997 [2] (české překlady)

the sprayed structure is concerned, it can be recommended that core boreholes be drilled in the completed shotcrete layer as deep as to the rock surface for additional determination of the real thickness of the structure, including the thickness caused by a deformation-related exaggeration of the tunnel height, and the thickness of filled overbreaks. It is advisable to elect 100 mm diameter core drilling, which can be used for determination of cylinder strength and converted cube strength of the structure in situ, performed in a time lapse from spraying prescribed (e.g. 3, 7, 28 days). Check tests of a sprayed layer thickness in randomly selected spots of a structure are advisable in a minimum frequency of 1 test in a month.

3. Checking on the increase of green shotcrete strength

It is necessary for such a primary lining of shotcrete which fulfils its static function immediately, such one which is created in unstable rock conditions (heading of adits and tunnels, sinking of pits and shafts). It is the matter of such cases where shotcrete applied in a correct manner can be vital for ensuring a work crew safety and for the success of excavation work. The process of initial strength increasing depends on the progress of the binder hydration, which relates to the binder kind and, especially, to the speed of its reaction with water and the accelerator additive. Progress of increasing is prescribed for sprayed concrete in an Austrian directive on shotcrete [2] in curves with distinction according to the field of application J1 through J3, within time limits from 6 minutes to 24 hours (green shotcrete). For ordinary conditions of excavation by the NATM with an immediate requirement to carry a load applied by shotcrete, development curve of strength must not get under the curve J2. Values determined by a penetration needle, and by Kaindl-Meyco apparatus for higher strengths, should be taken once in a month as a minimum.

4. Size distribution curve of aggregates

Regular verification of the course of the size distribution curve is important, especially if the concrete mix is not mixed in a fixed ratio of two or more exactly limited fractions. Natural river aggregates can be recommended explicitly for dry shotcrete because of lower wear of friction surfaces in the spraying machine, and a lower consumption of transport hoses.

5. Beginning and end of the binder setting

This is a very important property of cement binder, which is evaluated statistically by a manufacturing batching plant. It is useful if average values are, together with the other properties (fineness of grinding, tensile strength and compressive strength etc.) provided to the site in a synoptical table each time when a production period of 1 month passes.

6. Reaction of an accelerator additive and a binder

It affects the speed of cement slurry setting after the accelerator additive is injected and the mix is briefly stirred. It is determined by the Vicat apparatus. Speed of setting depends on water/cement ratio used, fineness of grinding, how old cement is used and, before all, on the chemical reaction of the active component of the accelerator additive with cement particles. This is a typical comparative test of durability of the bond between binder and additive.

7. Modulus of elasticity and modulus of deformation

To determine the moduli, samples cut out of concrete blocks sprayed into prepared boxes are used. They serve for experimental examination of data, which make it possible to determine both momentary and rheological behavior of the hardening shotcrete, which is characterized by the above moduli. Those data, if they are used in static calculations, lead to a more exact assessment of bearing capacity and deformability of a designed structure of primary lining in various phases of its aging. Back coupling (inverse analysis) is also hardly credible without those data. Therefore, testing of E-moduli is enforced by reasons on the side of designers above all. They render more exact description of the lining - rock system possible in any moment of its existence.

8. Sulphate resistivity

It can be, in the same manner as for cast-in-situ concrete, enhanced by using sulphate-resisting kinds of cement. A negative impact can usually be found in a slower progress of strength increasing compared to pure portland kinds of cement. A requirement regarding the sulphate resistivity of primary lining, which is considered as temporary one in a horizon of 1 to 2 years, and for which a static composite action with final lining is not expected (an inserted intermediate insulation), is an unnecessary superstructure causing a lower safety in construction work. It is also technically unjustifiable to require sulphate resistivity of permanent structures made of shotcrete protected by a membrane insulation.

9. Watertightness

It is not desired, in most of cases, to achieve a high degree of watertightness of shotcrete structures of closed primary lining. It is also unrealistic to achieve a higher degree of watertightness of shotcrete layers sprayed on highly water covered surface of exposed rock. All attempts to achieve a high degree of watertightness lead to structural designing of a primary lining for a full head pressure, which fact means a disproportionate increase of the price of an underground structure without any final satisfactory results. Therefore, the issue of a total watertightness of a tunnel proper is to be solved by a drainage system along the structure, and by a suitable insulation of final lining.

10. Frost resistance

The requirement for frost resistance of temporary structures of shotcrete is technically unjustifiable. Although, this property is, together with achievement of watertightness of final lining (it also can be made of shotcrete), significant for portals of transport tunnels and within the whole length of short tunnels and adits exposed to effects of weather. Apart from suitable kinds of insulation preventing inflow of water from the back of a lining, it is possible to utilize a number of protective coats on its face. In extreme cases, it is possible to protect exposed surfaces by installation of thermal insulation, in locations of water draining behind the lining above all, thus to prevent defects caused by the effect of ice.

a směrnice Sprayed Concrete for Rock Support (1997) [3]. Dílčí zkoušky cementů se provádějí podle ČSN EN 196-3 Metody zkoušení cementu - stanovení dob tuhnutí a objemové stálosti. Certifikace stříkaného betonu je řešena v rámci certifikovaného systému jakosti pro NRTM. Blížší názory autora k certifikaci stříkaného betonu jako výrobku jsou uvedeny v literatuře [5].

PŘÍKLADY A ZKUŠENOSTI Z REFERENČNÍCH STAVEB V ROCE 1999

V předposledním roce před koncem milénia dominují v oblasti stříkaného betonu u a.s. Metrostav dvě stavby. Prvním je tunel Mrázovka, druhou stavbou pak kolektor Příkopy.

Příkladem s vlastní výrobou betonové směsi pro stříkání je právě ražený tunel Mrázovka, kde systém výroby betonu je nedílnou součástí certifikovaného systému provádění tunelů novou rakouskou tunelovací metodou. Stříkaný beton je aplikován suchým způsobem o pevnostní třídě B 25, odládný pro 1 m³ směsi ze 400 kg cementu CEM I 52,5 R (Radotín), 1700 kg jednofrakčního kameniva 0-11,2 (Uhy) a z 5 až 8% (k hmotnosti cementu) urychlující nealkalické tekuté přísady Prestix přidávané do vody přiváděné k trysce. Použití portlandského cementu 52,5 R bylo zvoleno po několika měsících používání třídy 42,5 R z důvodu vyšších hodnot při náběhu pevnosti mladého stříkaného betonu. Dávkování cementu bylo možné snížit o 30 kg a úměrně i množství urychlující přísady, přičemž jemnější namletí cementu CEM I 52,5 R jednoznačně zaručuje dosažení vyšší reaktivity s urychlovačem tuhnutí a tvrdnutí a současně se snižuje náchylnost ke stárnutí cementových částic, která reakci s přísadou zpomaluje. Nižším množstvím cementu v objemové jednotce se druhotně dosáhlo i snížení prašnosti na pracovišti.

Kontrolní zkoušky pevnosti stříkaného betonu jsou prováděny 1 x za měsíc. Pravidelně jsou zjišťovány také hodnoty pevnosti v tlaku po 3 dnech, které se ustálily při uvedené receptuře v rozmezí 80 až 90 % z pevnosti po 28 dnech. Kromě zpřesnění průběhu nárůstu pevnosti mezi 24 hodinami a 28 dny lze v současné době předvídat konečnou hodnotu pevnosti. S ohledem na vzrůstající počet statistických hodnot by bylo možné operativně provádět úpravy receptury či technologie již po tomto relativně krátkém časovém období. Pevnost stříkaného betonu v tlaku po 28 dnech není snížena při dávkování nealkalických urychlujících přísad oproti pevnosti stříkaného nulového betonu (bez přísady). To bylo ověřeno již ve fázi průkazných zkoušek a je potvrzováno zkouškami kontrolními. Zkoušky pevnosti jsou zjišťovány na vývrtech stříkaného betonu primárního ostění v místech s vynechanou vnitřní ocelovou sítí. Příklad souhrnného průběhu nárůstu pevnosti stříkaného betonu je dle kontrolního měření na tunelu Mrázovka patrný z obr. 1.

Pro tunel Mrázovka byl zajištěn zdroj přírodního kameniva (pískovna Uhy) s využitím místně zastíženého zastoupení velikosti zrn kameniva v rozmezí 0 až 11,2 mm. I když pro optimální průběh zrnitosti chybí vyšší podíl menších zrn do

11. Extractibility

This requirement regarding the primary lining of tunnels and adits has been neglected in our conditions till now. It is important for those underground line structures where a gravity discharge of ground water towards portals is designed to last for the whole life length of the structure. Apart from diminishing the load on the tunnel, thanks to the fact that the full head pressure does not act, the effect of functional drainage leads to, sometimes surprising, results in limitation of water leaks even in tunnels without insulation of lining. The diameter of drainage pipes as well as the number of access shafts along the drainage pipeline should be designed with respect to the achievable limitation of shotcrete extractibility. A formula for shotcrete must be determined carefully, with respect to chemism of flowing ground water. The use of e.g. alkaline accelerator additives must be totally excluded.

STANDARDS AND GUIDELINES USED FOR SHOTCRETE

Currently it is possible, for shotcrete application in Czech conditions, to use the Czech Standard Code of Practice (ČSN) No. 73 2430 "Execution and inspection of shotcrete", and a more general standard ČSN 73 2400 "Execution and inspection of concrete structures". For development of strength of green concrete, and for other selected tests, Metrostav uses an Austrian directive "Richtlinie Spritzbeton" issued in 1989 and 1997 [2] (Czech translations) and a directive "Sprayed Concrete for Rock Support (1997) [3]. Partial tests of cement are carried out according to ČSN EN 196-3 "Cement Testing Methods - Determination of Setting Times and of Volume Stability". Certification of sprayed concrete is solved in the framework of a quality system certified for the NATM. Author's closer opinions regarding sprayed concrete certified as a product have been stated in references [5].

EXAMPLES AND EXPERIENCE FROM REFERENCE STRUCTURES IN 1999

In the last year, before the end of the millennium, there are two structures dominating in the sphere of sprayed concrete in Metrostav a.s. The first one is the tunnel under Mrázovka hill, the second structure is the Příkopy utility tunnel.

The Mrázovka tunnel, which is just under construction, is an example of a site with its own production of concrete mix for spraying. Its system of concrete production forms an integral part of a certified system of tunneling by the New Austrian Tunneling Method. Dry shotcrete mix of B 25 grade is applied, designed for 1 m³ of the mix consisting of 400 kg of cement CEM I 52.5 R (from Radotín cement works), 1 700 kg of single-fraction aggregate 0-11.2 (from Uhy), and of 5 to 8% (related to the weight of cement) of Prestix, a liquid alkali-free accelerator additive, added to water supplied to the nozzle. The use of portland



Obr. 3

Stříkání levého opěří tunelové trouby z pracovní plošiny při vodorovném členění průřezu tunelu

Concrete spraying on the tunnel tube left wall from a platform lifter, used in the case of horizontal sequencing of the tunnel cross section

velikosti 0,5 mm, byla při praktickém využití zrnitost posouzena jako vyhovující a z cenových důvodů se neprovedlo její další vylepšení (obr. 2). Skladba zrnitosti je vyšetřována pískovnou vředy při vytřídování zásobní skládky a na úrovni stavby pak je kontrolována v minimální četnosti 1x za měsíc. Současně se zjišťuje vlhkost kameniva a procento odplavitelných částic po odběru z kryté skládky zařízení staveniště.

Vzhledem k tomu, že v případě používaného radotínského cementu může být začátek a konec tuhnutí výrazně ovlivněn dobou uskladnění v síle výrobce, provádí se namátkově pro potřeby stavby samostatná zkouška začátku a konce tuhnutí cementové kaše 1 x za měsíc.

Závislost modulu pružnosti a modulu přetvárnosti stříkaného betonu na čase je na tunelu Mrázovka experimentálně vyšetřována Kloknerovým ústavem.

Na budované stavbě západní trouby tunelu Mrázovka je denně spotřebováno při svléšení členění čelby tunelu na primární ostění 25 až 30 m³ stříkaného betonu. Stříkaný beton je aplikován suchým způsobem s využitím dvou stříkacích strojů Aliva AL-285 při ručním nanášení v horních úrovních z pracovních plošin české výroby. Podle zastížených geologických podmínek se používá stříkaný beton na stabilizaci líce čelby a obrysu výrubu v tloušťce vrstvy cca 5 cm. Po osazení vnějších ocelových sítí 150 x 150 - 8 mm a příhradových výztužných oblouků typu Bretex je nastříkávána první vrstva o tloušťce cca 25 cm. Po osazení kotev a druhé vnější sítě 150 x 150 - 6,3 mm je tato vrstva doplněna na obrysu průřezu tunelové trouby další vrstvou 15 až 20 cm podle stanovené technologické třídy. Dočasně primární ostění svléhlého členění zasahující dovnitř průřezu tunelu je dimenzováno v tloušťkách o cca 10 cm menších. Z hlediska správné stříkací praxe je třeba soustavně kontrolovat ve velkých profilech dodržování optimálního odstupu ústí stříkací trysky od líce výrubu. Při značné rotaci pracovníků v osádkách na čelbách je patrná tendence zvětšovat vzdálenost nad vymezený rozsah 1,5 až 2 m. Výsledkem pak je vyprašování jemných částic cementu vykazující malou kinetickou energii, snížený efekt hutnění při široké stopě proudu betonové směsi a z toho plynoucí zvýšený spád během stříkání i bezprostředně po něm i zvýšená prašnost. S ohledem na množství zpracovávaného betonu, zvýšení hygieny práce i bezpečnosti je počítáno v nejbližší době s nasazením manipulatorů na podvozku terénního nákladního automobilu. Záběr z provádění stříkaného betonu při původním vodorovném členění profilu je na obr. 3.

Na kolektoru Příkopy byl stříkaný beton využíván pro zřízení primárního ostění [7]. Kromě toho realizační dokumentace stanovila jeho uplatnění při nanesení proměnných tvarů klenby definitivního ostění. Nároky na definitivní ostění kleneb ze stříkaného betonu byly zúženy na pevnost betonu B 20. Plná reprodukovatelnost dodávek směsí je zaručována speciální recepturou pro stříkané betony na certifikované výrobní TBG Metrostav na Rohanském ostrově. Dno a boky kolektoru jsou provedeny z armovaného monolitického betonu. Klenba byla nastříkána suchým způsobem s pomocí stříkacího stroje SSB 24 do předem vyarmovaného klenebního prostoru v tloušťkách daných projektovou dokumentací. Povrchová vrstva byla nanesena při přesném odladění urychlující přísady Prestix k výkonu stříkacího stroje a upravena škrábáním. Z hlediska estetického pojetí oko lahodících klivek stříkaného betonu jde dosud o nejrozsáhlejší i nejzdařilejší aplikaci stříkaného betonu jako definitivní nezakryté konstrukce u a.s. Metrostav (obr. 4).

VÝHLEDOVÁ TENDENCE

Dosavadní zkušenosti u a.s. Metrostav v oblasti stříkaných betonů mají své těžiště v aplikacích prováděných suchým způsobem. Je však zřejmé, že rozšiřováním výstavby velkých průřezů silničních, staničních i dvoukolejových tunelů metra či železničních tunelů dojde k soustavnějšímu využívání mechanizace vysoké výkonnosti včetně naplnění požadavků na vysokou efektivnost pracovní operace stříkaného betonu. Větší najednou zpracovávané objemy stříkaného betonu i vyšší hygiena práce povedou nutně k rozšířenému používání mokrého způsobu. To však neznamená, že suchá cesta zpracování bude zcela zapomenuta. Zabrání tomu kromě známé řady výhod oproti mokrému způsobu zejména nestabilita hornin i zemin zastihovaných v pestré škále geologických i hydrologických podmínek České republiky a nutný podíl malých výrobních průřezů pro kanalizace, kolektory apod.

ZÁVĚR

Stříkaný beton je a zůstane i v budoucnu jednou z důležitých pracovních operací moderního ražení štol a tunelů. Jeho rozvoj zaznamenává v posledních letech v České republice zvýšené tempo podmíněné realizací dopravních tunelů značných příčných průřezů (Hřebeč, Mrázovka). Zamýšlení nad technickými požadavky i upozornění na současně převažující aktivity v oblasti stříkaného betonu u a.s. Metrostav může pomoci zvýšit základní informovanost odborné veřejnosti.

LITERATURA

- [1] V. Braun, J. Caletka a kolektiv, Subterra a.s.: Tlakové uzávěry podzemního zásobníku, (Tunel č. 2/99)
- [2] Österreichischer Betonverein: Richtlinie Spritzbeton (1997, 1989)
- [3] T. Melbye, K. F. Garshol MBT International Underground Construction Group: Sprayed Concrete for Rock Support (1997)
- [4] T. Klečka, J. Kolisko: Stříkaný beton - požadavky na jeho složky a metodika hodnocení jeho kvality (Stavební obzor 7/96)
- [5] P. Polák: Certifikace a stříkaný beton (Tunel 3/98)
- [6] P. Polák: Kam směřuje stříkaný beton (Tunel 3/97)
- [7] P. Papež Subterra a.s., J. Jánský Metrostav a.s.: Kolektor Příkopy (Tunel 3/99)

cement 52.5 R was chosen after several months of using cement of the grade 42.5 R for the reason of higher values in the course of the process of increasing of the green shotcrete strength. It was possible to reduce the batches of cement by 30 kg, and the volume of the accelerator additive proportionately, while a finer grinding of cement CEM I 52.5 R guarantees explicitly that a higher degree of its reactivity with the setting and hardening accelerator and, in the same time, susceptibility of cement particles to aging, which slows down the reaction with the additive, is reduced. By using a lower content of cement in a volume unit, even the rate of airborn dust at the job place has been diminished.

Check tests of shotcrete strength are carried out once in a month. Also the values of compressive strength after 3 days are determined regularly. They have got stabilized, for the above mentioned composition, within the limits of 80 to 90% of the strength after 28 days. Apart from a more accurate anticipation of the progress of strength increase between 24 hours and 28 days, it is currently possible to foresee the final strength value. With respect to an increasing number of statistic values, it could be possible to adjust the formulas or technology operatively, even after that relatively short time. Shotcrete compressive strength after 28 days is not reduced by dosing alkali-free accelerator additives, compared to the strength of "zero" shotcrete (without additive). This fact was already verified in the phase of preliminary testing, and has been confirmed by check testing. Cylinder tests are performed on shotcrete core samples taken from primary lining in such locations where the internal steel mesh was deleted. An example of an aggregative development of shotcrete strength increase, based on check measurements on the Mrázovka tunnel, is shown in figure No. 1.

A source of natural aggregates for the Mrázovka tunnel was ensured in a sand and gravel pit (near to Uhy municipality) where a locality was found in which the grain size of the aggregate is within the limits of 0 to 11.2 mm. Despite the fact that, for an optimal grading curve course, a higher content of smaller grains up to 0.5 mm has been missing, the grading was assessed as satisfactory in practical utilization, and, for price-related reasons, no other improvement of grading has been performed (Figure No. 2). Grading is examined by the sand and gravel pit owner each time when a reserve stockpile is selected, and then, on the construction site level, it is checked with a frequency once in a month as a minimum. In the same time, moisture of aggregate and percentage of washable particles is determined after the aggregate is taken from the covered site stockpile.

As the beginning and the end of setting of the Radotín-made cement used can be significantly affected by the time of storing in manufacturer's silo, an independent random testing of the beginning and the end of cement slurry setting is carried out once in a month, to inform the site management.

Shotcrete elasticity and deformation moduli - time relation has been examined on the Mrázovka tunnel experimentally by the Klokner Institution.

Regarding the west tube of the Mrázovka tunnel, which is under construction, 25 to 30 m³ of shotcrete is consumed daily for primary lining. Dry-mix sprayed concrete is applied with two Aliva AL-285 spraying machines. For manual application on upper levels (vertical sequencing of the tunnel face) a Czech-made platform lifter is used. Depending on geological conditions encountered, a shotcrete layer about 5 cm thick is used for stabilization of the tunnel face and of the excavation contour. After installation of external steel mesh (meshes 150 by 150 mm, wire dia. 8 mm) and of Bretex-type lattice arches, first layer of shotcrete is applied about 25 cm thick. After installation of rock bolts and the second external steel mesh 150 by 150 - 6.3 mm, the above mentioned layer is complemented on the contour of the tunnel tube cross section by adding another layer 15 to 20 cm thick, according to the Rock Mass Classification. The temporary primary lining at vertical sequencing reaching inside the tunnel cross section is designed thinner by about 10 cm. From the point of view of best-practice principles, it is necessary to check systematically, in large profiles, maintenance of an optimal distance of the spraying nozzle mouth from the excavation intrados. With a large scope of rotation of workers in crews working on the headings, a tendency of increasing that distance over the determined range of 1.5 to 2 m is recognizable. As a result, fine cement particles having low kinetic energy are dusted away. The compaction effect is reduced as a result of a wide track of the concrete mix flow, which fact also entails a higher volume of rebound during and immediately after spraying, as well as a higher rate of airborn dust. With respect to the volume of concrete which is to be sprayed, and to the requirements of enhanced sanitary and safety conditions, deployment of truck mounted remote control robotic arm spraying machines is expected shortly. A view of execution of shotcrete with the originally used horizontal sequencing of the profile is shown in Figure No. 3.

Regarding the Příkopy utility tunnel, shotcrete was used for building the primary lining [7]. In addition, the detailed design determined its application on variable shapes of the final lining vault. Requirements regarding the final lining of the vaults made of shotcrete were restricted to the concrete strength B 20. Full reproducibility of concrete-mix supplies is ensured by a specialist formula for shotcrete used at the certified batching plant of TBG Metrostav in Rohanský Ostrov. The bottom and walls of the utility tunnel are constructed in in-situ reinforced concrete. Wet-mix concrete was sprayed with SSB 24 machine into the vault space, where reinforcement had been fixed in advance, in the thickness required by design documents. The surface layer was applied with a precise adjustment of Prestix accelerator additive according to the output of the sprayer, and treated by scraping. From the point of view of an aesthetic approach to the sight pleasing curves of shotcrete, this has been a largest and most successful application of shotcrete as a non-covered structure ever performed by Metrostav a.s. (Figure No. 4).

PROSPECT TENDENCY

The experience of Metrostav a.s. gained until now in the field of sprayed concrete has had its center in applications of wet-mix. Although, it is obvious that with

the increased number of constructions of large cross section road tunnels, metro station and double-track tunnels or railroad tunnels the high-performance equipment will be exploited in a more systematic way, and the requirement regarding a high efficiency of the concrete spraying operation will be met. Bigger volumes of shotcrete processed at a time, and a higher level of working hygiene will lead necessarily to extended utilization of wet-mix concrete. However, this does not mean that the dry-mix way will be forgotten completely. It will be prevented, apart from the well known number of advantages over the wet-mix application, by the unstable state of rock and ground encountered in a wide scale of geological and hydrogeological conditions of the Czech Republic, and by the portion of small excavated cross sections needed for sewers, utility adits etc.

CONCLUSION

Shotcrete has been, and is going to remain even in the future, one of important working operations of the modern excavation of adits and tunnels. Its development has noted, in the Czech Republic in the past years, an increased speed, caused by construction of transport tunnels of large cross sections (the

Hřebeč and the Mrázovka tunnels). A reflection on technical requirements, and a notification of the currently overwhelming activities in the field of sprayed concrete performed by Metrostav a.s., can help to enhance the expert public's basic knowledge.

REFERENCES:

- [1] V. Braun, J. Caletka and a team, Subterra a.s.: Pressure seals of the underground storage, (Tunel No. 2/99)
- [2] Österreichischer Betonverein: Richtlinie Spritzbeton (1997, 1989)
- [3] T. Melbye, K. F. Garshol MBT International Underground Construction Group: Sprayed Concrete for Rock Support (1997)
- [4] T. Klečka, J. Kolísko: Sprayed concrete - requirements on its components and method of its quality assessment (Stavební obzor No. 7/96)
- [5] P. Polák: Certification and sprayed concrete (Tunel No. 3/98)
- [6] P. Polák: Trends in the field of sprayed concrete (Tunel No. 3/97)
- [7] P. Papež Subterra a.s., J. Jánský Metrostav a.s.: The Příkopy Utility Tunnel (Tunel No. 3/99)



Obr. 4
Definitivní ostění kolektoru Příkopy před montáží vnitřního vybavení
Final lining of the Příkopy utility tunnel before installation of internal equipment

$$v = e^{(A + \frac{B}{t-C})}$$

kde v je viskozita (mPa.s)
 A, B, C jsou jednotlivé parametry, které charakterizují tvar dané křivky pro určitou složku injektážního systému (--)
 t je daná teplota (°C).

Tato exponenciální rovnice uspokojivě popisuje křivky proložené naměřenými hodnotami viskozit v intervalu 0 - 40 °C (obr. 3), např. pro hmotu Bevedan jsou jednotlivé parametry A, B a C výše uváděné regresní rovnice následující:

$$A = 0,6511$$

$$B = 341,8$$

$$C = - 45,79.$$

- Ze získaných poznatků lze vyvodit některé praktické závěry:
- rozdíly viskozity obou složek obecně rostou s klesající teplotou
 - všechny zkoušené hmoty jsou použitelné v rozmezí teplot 25 - 40 °C
 - jako nejstálejší se jeví systémy Bevedan - Bevedol WF a WFA, které lze běžně aplikovat v rozmezí 5 - 40 °C, všechny systémy Bevedan - Bevedol v rozmezí 15 - 40 °C
 - systémy Ongropur vyžadují nejvyšší teploty (20 - 25 °C)
 - doba skladování zůstává mezi viskozitou obou komponent
 - z hlediska stárnutí komponent vykazuje nejvyšší stabilitu řada Bevedol - Bevedan, kterou bylo možno použít i po 12 měsících, tedy dvojnásobku zaručené životnosti. Limitující složkou z hlediska stárnutí je vždy Bevedan.

MĚŘENÍ FYZIKÁLNĚ MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ VYTVRZENÝCH INJEKTÁŽNÍCH HMOT

Pro zkoušky pevnosti v tlaku se zpravidla nalévá promíchaná směs do válečkových forem. Vytvrzené vzorky se po úpravě čelních ploch přímo podrobují zkouškám pod lisem nebo v triaxiálu. Pro zkoušky pevnosti v tahu se promíchaná směs nalévá do deskové formy a po vytvrzení se vyřežou trámečky požadovaných rozměrů. Pro přípravu tvarovaných trámečků pro zkoušky v prostém tahu se s výhodou využívá řezání vysokotlakým vodním paprskem.

Zvláštní režim je aplikován při přípravě vzorků napěňujících injektážních hmot, které představují značnou část v praxi používaných medií. Pro sledování vlivu stupně napěnění na vlastnosti výsledného materiálu se používá uzavřených tlakových forem. Objem média vpravený do formy určuje stupeň napěnění vzorku. Ten se vyjadřuje koeficientem napěnění, což je poměr objemové hmotnosti vytvrzené nenapěněné hmoty k objemové hmotnosti vytvrzeného napěněného vzorku. Výsledné vzorky představovala válcová tělíska o průměru cca 53 mm se štiřlostním poměrem 2:1.

Z výsledků zjišťování změn fyzikálně mechanických vlastností v závislosti na stupni napěnění injektážní hmoty uvádíme výsledky získané ze zkoušek pevnosti v jednoosém tlaku. U této zkoušky jsme hodnotili pevnost v tlaku, modul pružnosti (přetvárnosti) a výsledné přetvárné diagramy. Zjišťovali jsme také rychlost šíření podélných ultrazvukových vln.

V současné době byly podrobeny těmto zkouškám tři injektážní systémy Bevedan - Bevedol WF, WFA a S. Podrobněji uvádíme výsledky z měření injektážního systému Bevedan - Bevedol WF, můžeme však konstatovat, že zjištěné výsledky a chování ostatních výše uvedených injektážních systémů jsou podobné.

$$v = e^{(A + \frac{B}{t-C})}$$

where v viscosity (mPa.s)
 A, B, C parameters, characterising the shape of curve for particular components (--)
 t temperature (°C)

The exponential equation describes curves inset through measured values of viscosity in the range 0 - 40°C (Fig. 3). For example, the component Bevedan has the parameters:

$$A = 0,6511$$

$$B = 341,8$$

$$C = - 45,79$$

On the basis of measured results the following practical conclusions can be formed :

- differences between corresponding components increase with decreasing temperature
- all tested grouts are applicable in the range of temperature 25 - 40°C
- the most standing grouts Bevedan - Bevedol WF and WFA are applicable in the range 5 - 40°C
- the grouts Ongropur demand minimum temperature 20 - 25°C
- from the viewpoint of age the grouts Bevedan - Bevedol represent the best stability; they are applicable after 12 month, which is double the time of guarantee. Limited component from the standpoint of age is always Bevedan.

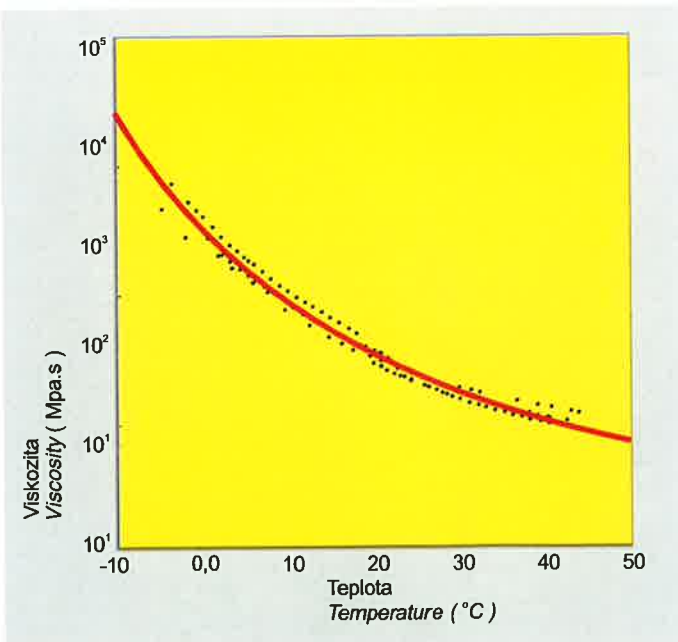
MEASURING OF PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF CURED GROUTS

Specimens for compressive strength tests are prepared in the way of pouring tested grout into cylindrical forms. Cured specimens after treatment of frontal planes are tested in uniaxial or triaxial press. In the case of tensile tests grout is poured into board forms and then, after curing, beam specimens are cut. We have good experience in using of water jet cutting for preparation of the beam specimens.

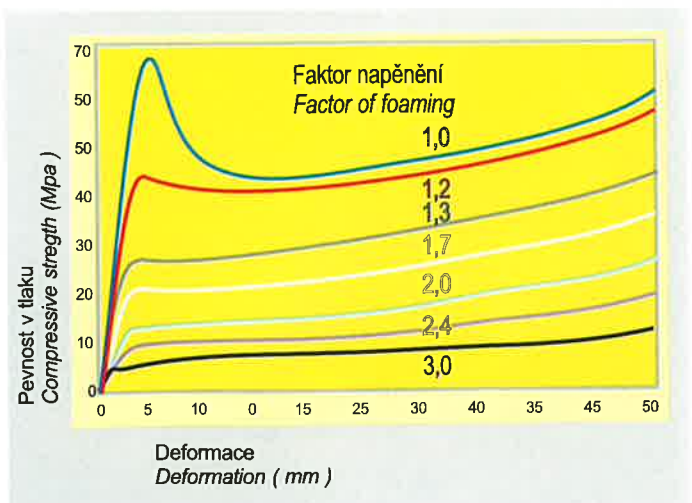
Special way is used for preparation of specimens from foaming grouts, which represent majority of applied chemical grouting materials. To test the influence of foaming factor on properties of cured grout, we use closed pressure forms for preparation of specimens. Volume of grout poured into the closed form determines foaming factor of the specimen. The factor of foaming is expressed as the ratio of the specific weight of unfoamed pure grout to the specific weight of tested foamed grout. The tested specimens are cylinders of diameter 53 mm with depth-thickness ratio 2:1.

From many obtained results of relations between the factor of foaming and physical properties of cured grout we demonstrate here the results of uniaxial strength tests. Compressive strength, modulus of elasticity and whole characteristic of stress - strain curve were evaluated. Also the velocity of ultrasonic waves was measured.

Three two-component grouts were tested : Bevedan - Bevedol WF, WFA and S. We describe the results of the grout Bevedan - Bevedol WF, but we can say, that behaviour and values of the other tested grouts are very similar.



Obr. 3
 Vliv teploty na viskozitu složky Bevedan
 Influence of temperature on the viscosity - component Bevedan



Obr. 4
 Deformační křivky pro různé koeficienty napěnění injektážní hmoty Bevedan - Bevedols WF
 Stress - strain curves for different factor of foaming chemical grouts Bevedan - Bevedol WF

Z přetvárných diagramů, jak můžeme pozorovat na obr. 4, bylo možné jednoznačně stanovit pevnost v tlaku u nenapěněných vzorků a vzorků s nižším stupněm napěnění ($k_{\text{nap}} = 1,0 - 1,5$), které mají v první fázi charakter deformační křivky křehkých materiálů, (ovšem při daleko větší podélné deformaci) a lze z nich v této fázi přetvárného diagramu dobře odečíst maximální sílu a tedy i únosnost (zpravidla cca do 5 mm podélné deformace), v další fázi přetvárného diagramu je vidět, že tyto materiály dosahují velké reziduální pevnosti s plastickým přetvářením s nelineárním zpevněním.

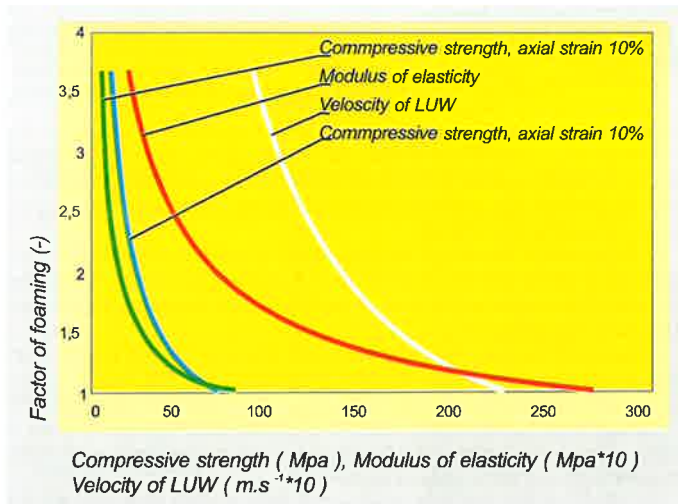
U vyšších stupňů napěnění (cca $k_{\text{nap}} = 1,5 - 3$) mají deformační křivky charakter pružně plastický s nelineárním zpevněním, toto zpevnění klesá s rostoucím stupněm napěnění. Maximální sílu z deformačních křivek pro výpočet pevnosti v tlaku, jsme stanovili při smluvní podélné deformaci cca 10 a 50 % což jsou extrémně velké poměrné deformace. (Widmann 1996).

Moduly pružnosti (přetvárnosti) byly stanoveny z počáteční přímkové části přetvárných charakteristik při podélném přetvoření max. do 3 mm. Výsledky uvedených zkoušek jsou znázorněny na obrázku 5. Výsledný tvar zkušební tělísko po 50 % podélného přetvoření byl sudečkovitý bez viditelného porušení křehkého typu (praskliny, trhliny) byl pouze plasticky deformován (obr.6).

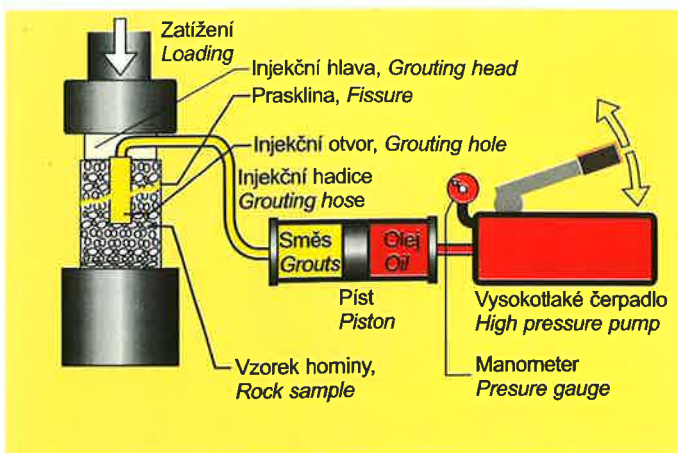
Z výsledků měření je patrné, že k největšímu snížení mechanických vlastností dochází v rozmezí koeficientu napěnění do 1,5 až 2. Další zvyšování koeficientu napěnění způsobuje relativně menší snižování naměřených hodnot. Chování materiálu při velkých deformacích a hodnoty reziduální pevnosti jsou relativně méně závislé na stupni napěnění.

LABORATORNÍ VÝZKUM INJEKTÁŽNÍCH PROCESŮ A ZJIŠŤOVÁNÍ VLASTNOSTÍ INJEKTOVANÝCH HORNIN

Laboratorní výzkum procesů injektáže zahrnuje dvě oblasti zkoušek. U zemin, případně u silně porušených hornin se provádějí zkoušky v tlakových nádobách



Obr. 5
Závislost pevnosti v tlaku, modulu pružnosti a rychlosti šíření podélných vln na stupni napěnění Bevedol - Bevedan WF
Compressive strength, modulus of elasticity and velocity of longitudinal ultrasonic waves vs. factor of foaming



Obr. 7
Schéma zkoušky při injektování trhlin
Scheme of fissure grouting test

From the stress-strain diagrams (Fig. 4) it is possible to establish unambiguously compressive strength only for unfoamed grouts or grouts with low foaming factor ($k_{\text{nap}} = 1,0 - 1,5$), which have deformation characteristic of fragile material (with high axial deformation) and facilitate reading of the maximum force or loading capacity of sample (mostly in the range to 5 mm of axial deformation); in the next phase of diagram it is obvious, that tested materials reach high residual strength with plastic deformation and non-linear strengthening.

Deformation curves of grouts with higher factor of foaming ($k_{\text{nap}} = 1,5 - 3$) have characteristic of elastic - plastic material with non-linear strengthening; the strengthening decreases with increasing factor of foaming. The maximum force from deformation curves for calculation of the compressive strength was established at axial deformation 10 % and 50 %, i. e. extreme deformation (Widmann 1996).

Moduli of elasticity (deformation) were specified from the initial linear part of deformation curves in range of the axial deformation to 3 mm. The results of described tests are shown in the Fig. 5. Resulting form of specimens even after axial deformation 50 % was barrel-shaped without fragile breaking (fissures, cracks) (Fig. 6).

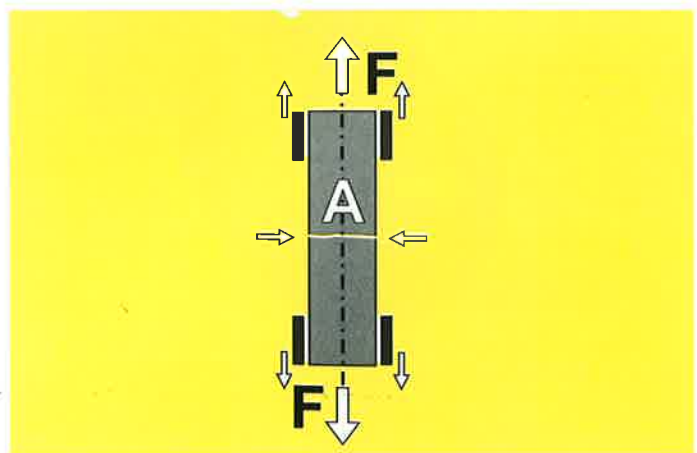
It is evident from the results, that the most expressive decreasing of mechanical properties of samples comes in the range of foaming factor to 1.5 or 2. Further raising of the factor causes relatively smaller decreasing of measured values. Behaviour of cured grout at big deformations is relatively less influenced by factor of foaming.

LABORATORY RESEARCH OF GROUTING PROCESS AND PROPERTIES OF GROUTED ROCKS

Laboratory research of grouting involves two groups of tests. Tests in pressure vessels fulfilled with rock material are executed in case of soils and crushed



Obr. 6
Zkušební tělíska po zkoušce v prostém tlaku při poměrné axiální deformaci 10 % a 50 %. (Bevedan - Bevedol WF, koef. napěnění - 1,0)
Specimens of grout Bevedan - Bevedol WF after axial deformation 10% and 50%. (factor of foaming - 1,0)



Obr. 8
Schéma zkoušky adhezni pevnosti v prostém tahu
Scheme of adhesive tensile strength test

naplněných horninovým materiálem, do nichž je injektováno příslušné medium. U skalních hornin se provádějí zkoušky injektáže jednotlivých trhlin, zpravidla uměle vytvořených v horninovém vzorku. Vzorky injektovaných hornin a zemin jsou po vytvrzení dále využívány pro zjišťování fyzikálně mechanických vlastností geokompozitů.

Výzkum injektáže diskontinuit lze dokumentovat na zkouškách s polyuretanovými gely Resicast, které pak byly úspěšně použity při dotěšňování betonových tlakových zátek podzemního zásobníku plynu Háje. Injektážní zkoušky byly provedeny na válcových vzorcích z vrtných jader karbonických pískovců a prachovců o průměru 85 a 100 mm a výšce cca 200 mm.

V podélné ose vzorku byl vyvrtán otvor pro injektáž o průměru 8 mm do hloubky cca 2/3 výšky vzorku. Na takto vytvořeném tělese jsme vytvořili jeho zlomením umělou trhlinu zhruba kolmo k podélné ose vzorku. Do vzorku zatěžovaného pod lisem jsme injektovali polyuretanový gel Resicast ve složení GH 96 D : GH 90 v poměru 6:4 (ve směsi s vodou 1:9). Pro vymezení definované velikosti rozevření trhliny jsme používali vložky Al folie vkládané do části plochy trhliny. Schema zkoušky je patrné z obr. 7. Sledovali jsme rychlost šíření gelu k okrajům vzorku v závislosti na injektážním tlaku. Po proinjektování trhliny a ztuhnutí gelu byl injektážní otvor uvolněn a byla provedena druhá skupina zkoušek, kdy byla za stejných podmínek vtačována do vzorku voda a na základě měřeného tlaku byly tak sledovány těsnicí vlastnosti polyuretanového gelu.

Výsledky měření ukázaly, že zkoušené medium lze efektivně injektovat do trhlin o minimálním rozevření 0,02 mm při použití tlaku 10 MPa. Výsledky zkoušek těsnicí schopnosti gelu lze dokumentovat srovnáním hodnot injektážního tlaku a tlaku vody při následné zkoušce po vytvrzení gelu na stejných vzorcích: pískovec - trhlina 0,1 mm : injektážní tlak 3,5 MPa, odolnost proti tlaku vody 10 MPa

prachovec - trhlina 0,02 mm : injektážní tlak 12 MPa, odolnost proti tlaku vody 34 MPa

K porušení při tlakové zkoušce vodou přitom došlo zpravidla jinde než v místě zainjektované trhliny.

U zpevňujících injektážních hmot se zjišťuje přilnavost k povrchu diskontinuit resp. vlastnosti zainjektované plochy při různém namáhání. V tomto případě jsme zvolili zkoušky namáhání tahem. Byly použity tři typy tahových zkoušek, z nichž jedna je přímá, dvě jsou nepřímé :

1. pevnost v prostém tahu (přímá metoda)
2. pevnost v příčném tahu - brazilská zkouška
3. pevnost v tahu souosými roubíky v axiátoru

Ve vzorcích hornin je vytvořena řezáním umělá trhlina, která je vyplněna injektážním mediem. Po vytvrzení jsou tělíska podrobena tahovým zkouškám pod lisem.

U zkoušky v prostém tahu se na zkušební válcové těleso přenáší v jeho ose tahová síla, působící kolmo na injektovanou trhlinu. Těleso je upnuto do lisu pomocí mechanických čelistí (obr. 8).

U zkoušky v příčném tahu je trhlina ve válcovém vzorku orientována ve směru podélné osy. Vzorek je zatěžován tlakem v podstatě přímkovým zatížením podél okrajů trhliny (obr. 9).

Toto zatížení způsobuje s výjimkou oblasti v bezprostřední blízkosti zatěžovací síly tahové namáhání trhliny.

U zkoušky souosými razníky v axiátoru mají vzorky tvar disku, v jehož středu je vyřezán kruhový otvor s průměrem, odpovídajícím průměru razníku. Trhlina prochází středem kotouče (obr. 10). Při zkoušce se středový otvor zaplní plasticou hmotou a tlakem souosých razníků se vyvodí tahové napětí, které poruší zainjektovanou trhlinu. Výpočet tahového napětí vychází z teorie napjatosti silnostěnných válcových nádob. Typický záznam průběhu zkoušky pod lisem je uveden na obr. 11.

Výsledky zkoušek jsou dokumentovány v tabulce 1, která uvádí srovnání hod-

not. In hard rocks grouting tests of particular fissures (mostly artificially prepared) are used. Samples of grouted rocks and soils are after curing tested and physical and mechanical properties of geocomposites are measured.

The research of cracks grouting can be demonstrated on the tests of polyurethane gel Resicast, which was then successfully applied for sealing of concrete pressure walls of underground gas storage Háje. Grouting tests were executed on cylindrical specimens from drill cores of carboniferous sandstone and siltstone with diameter 85 and 100 mm and height 200 mm. In the longitudinal axis of specimen the grouting hole was drilled into the depth of 2/3 sample height. Artificial crack perpendicular to the longitudinal axis was then executed by breaking of sample. Polyurethane gel Resicast in composition GH 96D : GH 90 like 6 : 4 (mixed with water 1 : 9) was grouted into specimens which were pressed in hydraulic press. Al foil was used in part of fissure plane to specify the defined separation of the crack. Scheme of the test is shown in the Fig. 7.

The velocity of grout spreading from central hole to periphery in relation to grouting pressure was measured. After curing of the gel the grouting hole was unblocked and the following group of tests was executed. Water was grouted into the specimens under the same conditions with measuring of pressure, to estimate sealing properties of the polyurethane gel. The results showed, that the tested grout can be effectively injected into fissures with minimum separation 0,02 mm with pressure app. 10 MPa. Sealing capacity of the gel can be evidenced by comparison of pressure values during grouting with pressure values during successive water test in the same specimens :

- sandstone - fissure 0,1 mm : grouting pressure 3,5 MPa, resistance against water 10 MPa
- siltstone - fissure 0,02 mm : grouting pressure 12 MPa, resistance against water 34 MPa.

In majority cases the failure during water tests did not occur in grouted fissures.

Adhesion to surface of discontinuities and mechanical properties of grouted fissures under different loading are tested in case of reinforcing grouts. Here we mention tensile tests. Three kinds of tensile tests (one direct and two indirect methods) were executed :

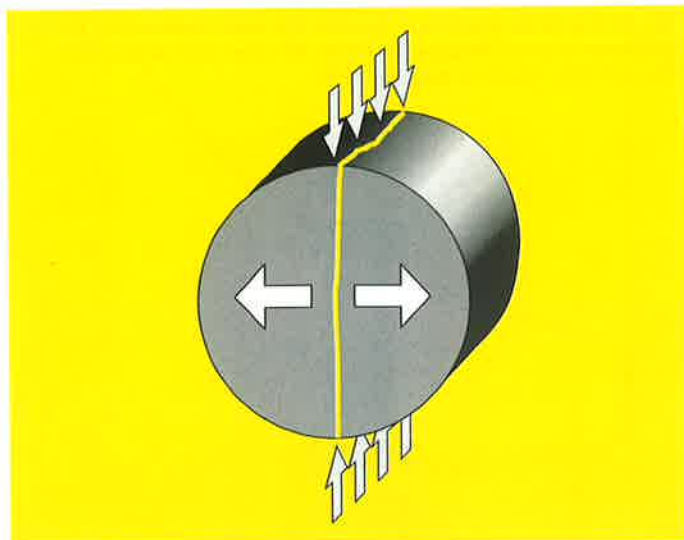
1. tensile strength test (direct method)
2. transverse tensile strength test (Brazilian test)
3. sleeve fracturing test

Artificial fissure is cut in rock sample and filled with grout. After curing, the specimens are tested in press. In the direct tensile test the cylindrical sample is pulled in longitudinal axis, perpendicular to the injected fissure. Specimen is clamped in mechanical jaws (Fig. 8).

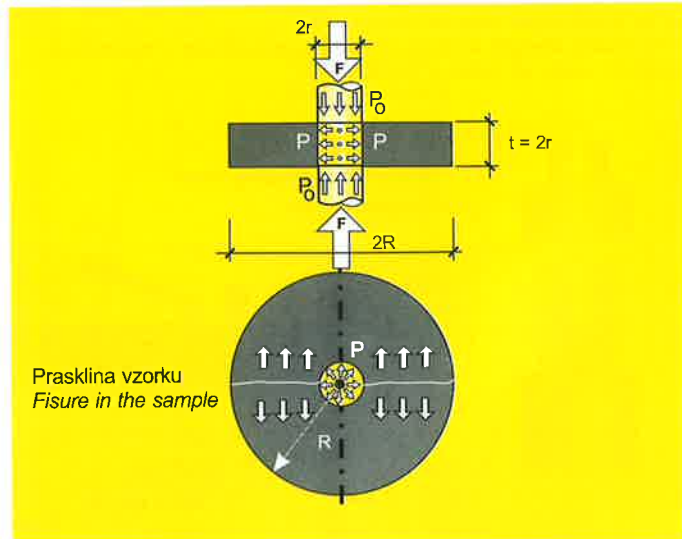
In the transverse tensile test the discontinuity is situated in longitudinal axis. Specimen is loaded with almost linear force along the fissure edge (Fig. 9). The kind of loading causes tensile strain of the fissure (with exception of the fissure edge immediate surrounding).

In the sleeve fracturing test specimens have shape of disk with circular central hole, corresponding to the diameter of co-axial bolts. The fissure passes through the central hole (Fig. 10). The central hole is filled with plastic material and tensile strain is made out by pressure of co-axial bolts. The tensile strain is calculated on the base of theory of thick-walled cylindrical vessels. Typical record of sleeve fracturing test is shown in the Fig. 11.

The results of tests are represented in the Table 1, which contains comparison of results from different testing methods on the same materials.



Obr. 9
Schéma zkoušky adhezní pevnosti v příčném tahu na válcových zkušebních tělískách
Scheme of the adhesiv tensile strength - Brazilian test



Obr. 10
Schéma zkušebního horninového kotouče - zkouška adhezní pevnosti v tahu souosými roubíky
Scheme of adhesive tensile strength - sleeve fracturing test

not z jednotlivých metod na stejných vzorcích. Tabulka 2 a tabulka 3 zahrnuje výsledky zkoušek sousými ravníky pro 3 typy polyuretanových injektážních systémů a pro dva druhy hornin.

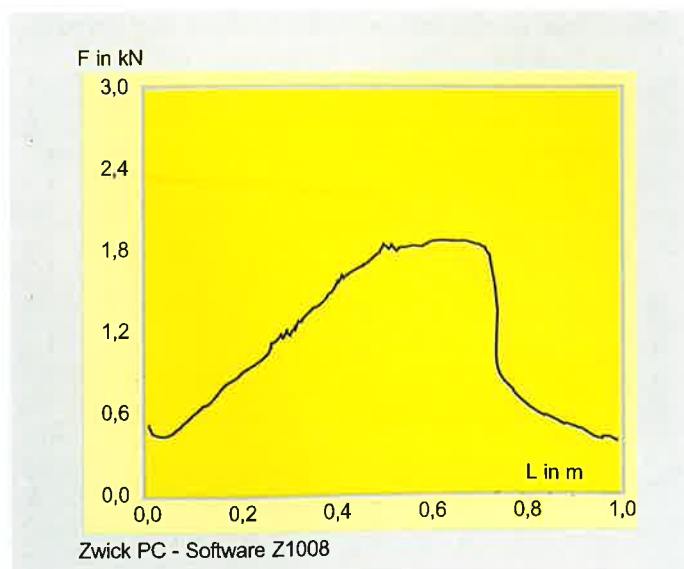
Tab. 1
Výsledné hodnoty adheze hrubozrného pískovce a směsi Bevedan - Bevedol WF

ČÍSLO ZKOUŠKY	ADHEZE		
	Prostý tah	Příčný tah	Sousé ravníky
	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	1,85*	9,42*	3,9 ^{k2}
2	3,31*	12,79 ^{k1}	3,1 ^{k2}
3	3,98*	7,22 ^{k1}	3,5 ^{k2}
4	5,46*	10,50 ^{k1}	4,1 ^{k2}
5	5,92*	10,20 ^{k1}	3,6 ^{k2}
6	-	-	3,6 ^{k2}
7	-	-	4,0 ^{k2}
8	-	-	3,8 ^{k2}
Průměrná hodnota	4,10	10,03	3,7
Směrodat. odchylka	1,47	1,80	0,3

- * k porušení došlo mimo lepenou část horniny (pevnost v tahu použité horniny)
^{k1} došlo ke kombinovanému porušení vzorku jak v hornině, tak na kontaktu pryskyřice a horniny (cca 15 - 20% v hornině, 80% na kontaktu)
^{k2} k porušení došlo na kontaktu horniny s inj. pryskyřicí

Tab. 2
Tabulka výsledných hodnot adheze střednězrného pískovce a tří různých injektážních směsí Bevedan - Bevedol WF, Bevedan - Bevedol WFA a Bevedan - Bevedol S - zkouška v tahu sousými ravníky

ČÍSLO ZKOUŠKY	ADHEZE (Mpa)		
	Bevedan-Bevedol	Bevedan-Bevedol	Bevedan-Bevedol
	WF	WFA	S
1	3,0*	3,4	2,3
2	3,4	3,0	2,3
3	2,9	3,3	2,4
4	2,9	3,2	3,2
5	3,9	2,2	2,5
6	3,0	3,4	3,2
7	4,1	3,8	2,7
8	3,4	3,2	2,4
Průměrná hodnota	3,3	3,2	2,6
Směrodat. odchylka	0,43	0,43	0,35



Obr. 11
Průběh zatěžovací síly u adhézní tahové zkoušky sousými ravníky
Record of sleeve fracturing test

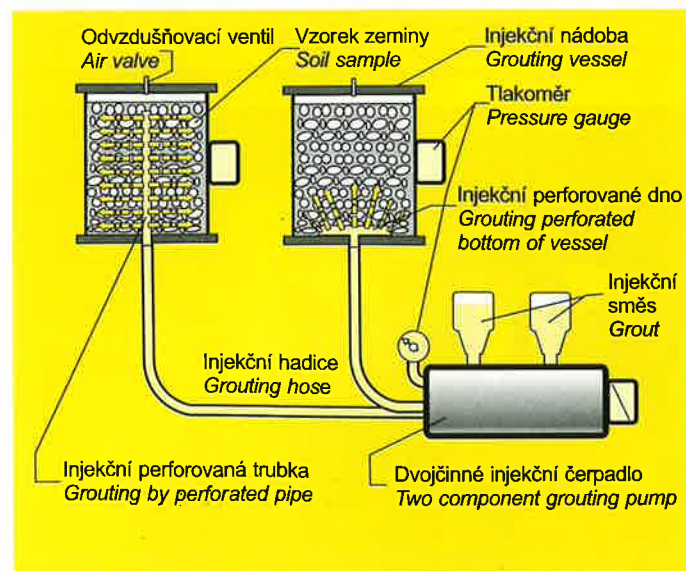
Tab. 1
Resultant values of adhesive tensile strength
(coarse-grained sandstone and grout Bevedan - Bevedol WF)

TEST NUMBER	ADHESIVE TENSILE STRENGTH		
	Direct tensile test	Brazilian test	Sleeve fracturing test
	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	1,85*	9,42*	3,9 ^{k2}
2	3,31*	12,79 ^{k1}	3,1 ^{k2}
3	3,98*	7,22 ^{k1}	3,5 ^{k2}
4	5,46*	10,50 ^{k1}	4,1 ^{k2}
5	5,92*	10,20 ^{k1}	3,6 ^{k2}
6	-	-	3,6 ^{k2}
7	-	-	4,0 ^{k2}
8	-	-	3,8 ^{k2}
Average value	4,10	10,03	3,7
Standard deviation	1,47	1,80	0,3

- * tensile failure out of stuck fissure
^{k1} combined tensile failure in rock sample and stuck fissure (app. 15 - 20 % in rock sample, 80 % in contact of rock and grout)
^{k2} tensile failure only in contact of rock and grout

Tab. 2
Resulting values of adhesive tensile strength of coarse-grained sandstone with three grouts Bevedan - Bevedol WF, Bevedan - Bevedol WFA and Bevedan - Bevedol S - sleeve fracturing test

TEST NUMBER	ADHESIVE TENSILE STRENGTH (Mpa)		
	Bevedan-Bevedol	Bevedan-Bevedol	Bevedan-Bevedol
	WF	WFA	S
1	3,0*	3,4	2,3
2	3,4	3,0	2,3
3	2,9	3,3	2,4
4	2,9	3,2	3,2
5	3,9	2,2	2,5
6	3,0	3,4	3,2
7	4,1	3,8	2,7
8	3,4	3,2	2,4
Average value	3,3	3,2	2,6
Standard deviation	0,43	0,43	0,35



Obr. 12
Schéma injektážní zkoušky v tlakové nádobě
Scheme of grouting test in pressure vessel

Tab. 3.

Tabulka výsledných hodnot adheze prachovce, střednězrného pískovce a injektážní směsi Bevedan - Bevedol WF - zkouška v tahu sousými roubíky

ČÍSLO ZKOUŠKY	ADHEZE (Mpa)	
	Bevedan-Bevedol WF	Bevedan-Bevedol WF
	+ prachovec	+ střednězrný pískovec
1	4,4	3,0
2	4,7	3,4
3	3,5	2,9
4	3,6	2,9
5	3,6	3,9
6	-	3,0
7	-	4,1
8	-	3,4
Průměrná hodnota	4,0	3,3
Směrodat. odchylka	0,49	0,43

U všech zkoušek v těchto dvou výše uvedených tabulkách došlo k porušení na kontaktu horniny s inj. pryskyřicí

Získané poznatky lze stručně shrnout:

- srovnatelné výsledky lze získat pouze ze zkoušek stejného druhu
- přímá metoda, tj zkouška prostým tahem, je omezena pevností hornin, zejména na jejich namáháním v čelistech lisu
- zkouška sousými ravníky v axiátoru poskytují nejvyrovnanější výsledky a je vhodná pro komparativní zkoušky injektážních medií.

Při výzkumu injektážních procesů pórovitých zemin a porušených hornin v tlakových nádobách, naplněných horninovým materiálem, do nichž je injektováno příslušné médium, jsou sledovány parametry tlaku média u čerpadla a v nádobě, objem injektované látky a její šíření v hornině. Schema zařízení pro tyto zkoušky je uvedeno na obr. 12. Tlakové nádoby pro tyto zkoušky mají různý tvar a rozměry. Pro sledování postupu injektáže se používá silnostěnné roury o vnitřním průměru 145 mm a délce 2 m s pravidelně rozmístěnými tlakovými čidly (obr. 13).

Výsledek měření injektážního tlaku při pokusu s injektáží polyuretanové pryskyřice Bevedan - Bevedol WF do prostředí rozdrobených karbonických břidlic v uzavřené tlakové nádobě je uveden na obr. 14. Tento pokus byl proveden v souvislosti se sanací mostního pilíře silničního mostu v Krnově, poškozeného při povodních.

Návrh sanace spočíval ve vyplnění kaverny břidlicemi za předpokladu, že materiál záhozu lze dostatečně zpevnit a zakotvit do únosného podloží více-
stupňovou tlakovou injektáží polyuretanovou pryskyřicí v kombinaci s injektážními zavrtávacími kotvami.

V souladu s předpokládanými podmínkami injektáže in situ probíhala samotná injektáž polyuretanovou pryskyřicí Bevedan - Bevedol WF v tlakové nádobě naplněné drť z karbonických břidlic ponořenou do vody s možností odvodňování břidlice v průběhu injektáže. Byly provedeny tři injektáže. Objem horninového materiálu v injektážní nádobě byl cca 17 dm³ s porovitostí okolo 40 %, množství vyčerpané pryskyřice se pohybovalo od 5 do 6 l na jeden injektážní pokus, doba injektáže byla v rozmezí 4 až 5 minut. Na obr. 14 můžeme sledovat nárůst tlaku během a po skončení injektáže (konec injektáže představuje označený bod na znázorněné křivce). Z odečtených hodnot tlaků na manometrech injektážního čerpadla, které dosahovaly v závěru injektáže (posledních 20s) max. 0,5 MPa a z výše zmíněného záznamu tlaku v nádobě můžeme konstatovat, že tlak v injektážní nádobě při reakci obou složek vzrostl cca na čtyřnásobek maximálního injektážního tlaku na čerpadle. Pevnost v prostém tlaku takto připraveného geokompozitu byla v rozmezí 1,8 - 4 MPa (obr. 15).

Tlakové nádoby pro zkoušky injektáže jsou zpravidla rozebíratelné, takže celé



Obr. 13

Dlouhá injektážní nádoba s možností měření tlaku uvnitř nádoby
Long grouting vessel with pressure gauges

Tab. 3

Resulting values of adhesive tensile strength of coarse-grained sandstone and siltstone with grout Bevedan - Bevedol WF - sleeve fracturing test

TEST NUMBER	ADHESIVE TENSILE STRENGTH (Mpa)	
	Bevedan-Bevedol WF	Bevedan-Bevedol WF
	+ siltstone	+ coarse-grained sandstone
1	4,4	3,0
2	4,7	3,4
3	3,5	2,9
4	3,6	2,9
5	3,6	3,9
6	-	3,0
7	-	4,1
8	-	3,4
Average value	4,0	3,3
Standard deviation	0,49	0,43

In all tests from the Tab. 2 and 3 failures occurred in the contact of grout and rock in tested fissures.

The demonstrated results can be summarised :

- nominally comparable results can be obtained from the same kind of tests
- the direct method, .i.e. simple tensile strength test is limited by rock strength, especially by stress in clasped jaws
- sleeve fracturing tests provide good level results; the test is acceptable for comparative tests of grouts.

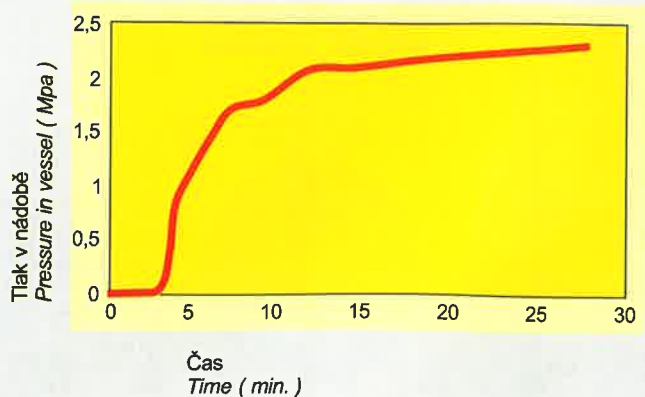
Research of grouting process in porous soils and crushed rocks in pressure vessels includes measurements of grouting pressure in pump and inside the vessel, volume of grout and its spreading in soil. Scheme of testing arrangement is shown in the fig. 12. Pressure tanks for the tests have different shape and dimension. Thick-wall tube with inner diameter 145 mm and length 2 m with regularly situated pressure gauges is used for measurement of grout flow (Fig. 13).

The record of grouting pressure measurement in case of grout Bevedan - Bevedol WF with crushed carboniferous shales in closed pressure tank is shown in the fig. 14. The test was executed in the frame of maintenance of road bridge pier in Krnov, damaged during floods.

Design of the maintenance included filling of risen cavern with carboniferous shales with condition, that it would be possible to strengthen the rock fill and to anchor it to the bearing sub-base with the aid of multistage grouting and rock bolts.

To conform with real conditions of grouting, the test of the grout Bevedan - Bevedol WF was executed in vessel, filled with crushed shale with water, with drainage during grouting process. Three tests were realised; volume of rock material was app. 17 dm³, porosity 40%, volume of grout 6 - 7 l per test, grouting time 4 - 5 min. The fig. 14 demonstrates increasing of pressure during grouting and after its ending (the marked point on the curve represents the end of injection). Measured values of pressure in grouting pump, which reached at the end app. 0,5 MPa and measured values of pressure in the tank show, that the pressure in the tank increased during reaction of both components app. four times. Uniaxial compressive strength of result geocomposite was 1,8 - 4 MPa (Fig. 15).

Pressure vessels used for tests can be taken into pieces, so all injected body



Obr.14

Průběh tlaku v injektážní nádobě
The course of pressure in grouting vessel

injektované těleso lze vyjmout a použít pro tvarování zkušebních vzorků pro zkoušky fyzikálních a mechanických vlastností vytvořených geokompozitů.

Zkoušky vzorků geokompozitů v jednoosém tlaku ukázaly, že charakter deformačních křivek umožňuje rozdělit zkoušené materiály do několika skupin podle charakteru deformace, který souvisí s původním horninovým materiálem, druhem injektážního média a texturou vzorku. Všechny skupiny s rozdílnou pevností v tlaku se přitom vyznačují vysokým stupněm přetvárnosti za mezí porušení a vysokými hodnotami reziduální pevnosti. Na obr. 15 a 16 jsou uvedeny charakteristické deformační křivky zkoušek pevnosti geokompozitů v jednoosém tlaku. Obr. 15 reprezentuje vysoce plastický geokompozit, tvořený úlomkovitými karbonskými břidlicemi, zpevněnými injektáží Bevedan - Bevedol WF, obr. 16 ukazuje výrazně pevnější, ale křehký materiál, který vzniknul injektáží úlomkovitého karbonského uhlí polyuretanovou pryskyřicí Bevedan - Bevedol S.

Poznatky, uvedené v tomto příspěvku, svědčí o tom, že laboratorní výzkum chemických injektážních hmot a geokompozitů se v současnosti rozvíjí a v mnoha případech vyžaduje přístupy, rozdílné od standardních laboratorních metod v mechanice hornin. Ústav geoniky AV ČR v Ostravě, který se soustavně zabývá touto problematikou, úzce spolupracuje s dodavatelskými a realizačními firmami při dalším vývoji laboratorních metod a vybavení, umožňujících získat teoretické i praktické poznatky z této oblasti.

Tento článek byl zpracován s podporou grantových projektů GAČR 105/97/0967 a GAAV B 3086907.

LITERATURA

1. Widmann R. (koordinátor), 1996 : Commission on Rock Grouting (Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 33 No. 8, pp. 803 - 847)
2. Janiček D., Šňupárek R., Souček K., 1997 : Nové typy injektážních materiálů fy CarboTech pro podzemní stavitelství (Sborník konference Geotechnika 97, Slovensko - Podbánské, str. 69 - 75)
3. Šňupárek R., Martinec P., Souček K., 1999 : Přetvárné vlastnosti polyuretanových injektážních pryskyřic a geokompozitů. (Sborník příspěvků 4. mezinárodního semináře - Zpevňování a těsnění hornin a stavebních konstrukcí injektážemi a kotvením VŠB TU, Ostrava, str. 72 - 78)
4. Souček K., Šimkovičová J., Mikšík Z., 1999 : Výběr zkušebních metod pro zjišťování přilnavosti dvousložkových polyuretanových injektážních pryskyřic k povrchu hornin (Sborník konference - 2. Česko-polské geomechanické sympozium, Documenta Geonica, Ostrava, v tisku)
5. Souček K., Šimkovičová J., 1998 : Viskozita dvousložkových injektážních pryskyřic (Sborník konference Hornická Příbram ve vědě a technice, sekce S, Příbram)

can be removed and used for tests of physical and mechanical properties of created geocomposites.

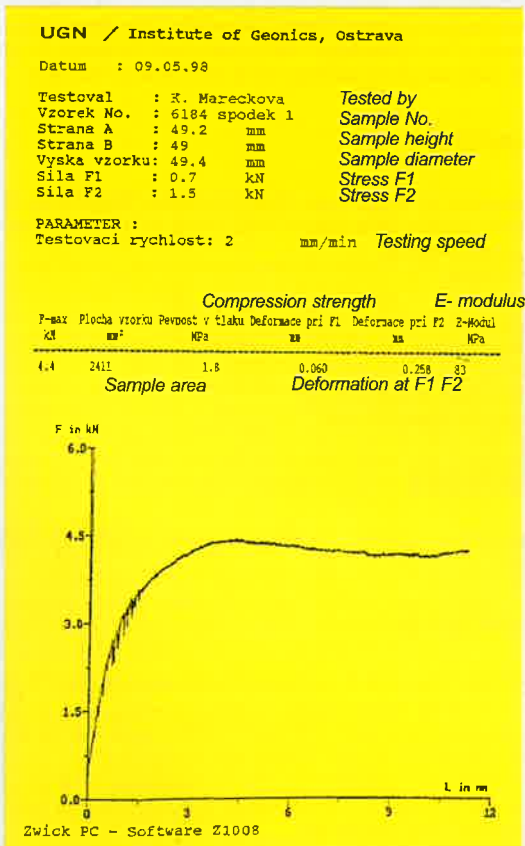
Uniaxial compressive tests of geocomposites demonstrated, that characteristics of deformation curves make it possible to divide tested materials into several groups according to kind of deformation which is connected with type of rock, grout and texture of injected sample. All groups with different values of compressive strength are characterised by high deformation over ultimate strength and high values of residual strength. The fig. 15 and 16 show characteristic deformation curves from uniaxial compressive tests of different geocomposites. The fig. 15 represents high plastic material consisting of fragmented shales, grouted with polyurethane resin Bevedan - Bevedol WF, fig. 16 shows much stronger but more fragile geocomposite, arisen from fragmented coal injected by grout Bevedan - Bevedol S.

The presented results testify, that the laboratory research of chemical grouts and geocomposites has recently developed and often requires approaches different from standard laboratory tests in rock mechanics or building industries. Institute of Geonics AVER in Ostrava, which systematically deals with the problems, closely collaborates with suppliers and executing firms in the further advancement of laboratory methods and equipment, providing more theoretical and practical knowledge of chemical grouting.

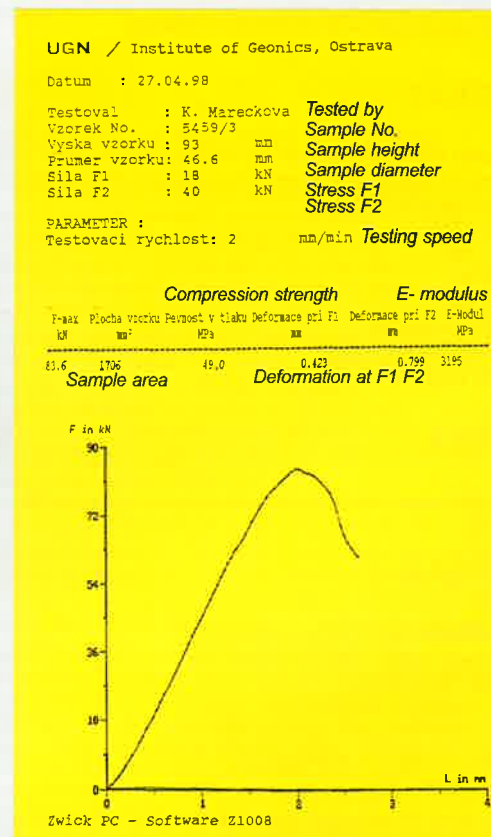
The article was prepared with the aid of the grant projects GAER 105/97/0967 and GAAV B 3086907.

REFERENCES

1. Widmann R. (ed), 1993 : Grouting in Rock and Concrete (A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield)
2. Janiček D., Šňupárek R., Souček K., 1997 : The new kinds of grouts from CarboTech for underground structures (Proc. Conf. Geotechnika 97, Slovakia - Podbánské)
3. Šňupárek R., Martinec P., Souček K., 1999 : Deformation properties of polyurethane grouts and geocomposites (Proc. Conf. Reinforcing and sealing of rocks and constructions using grouting and bolting, VŠB TU Ostrava).
4. Souček K., Šimkovičová J., Mikšík Z., 1999 : Choice of testing methods of adhesion of two-component polyurethane resins to rock surface (Proc. Conf. 2. Czech - Polish Geomechanics Symp., Documenta geonica, Ostrava, in press)
5. Souček K., Šimkovičová J., 1998 : Viscosity of two-component grouts (Proc. Conf. Mining Příbram section S, Příbram)



Obr 15
Záznam zkoušky pevnosti v jednoosém tlaku
Record of uniaxial compressive strength test



Obr 16
Záznam zkoušky pevnosti v jednoosém tlaku
Record of uniaxial compressive strength test

TECHNICKÉ ZAJÍMAVOSTI

TECHNICAL MATTERS OF INTEREST

PŘÍPRAVA ZPRACOVÁNÍ TECHNICKÝCH PODMÍNEK „PROVOZ, SPRÁVA A ÚDRŽBA TUNELŮ NA POZEMNÍCH KOMUNIKACÍCH“.

V roce 1997 bylo Ministerstvem dopravy a spojů zadáno zpracování technických podmínek pro technologické vybavení tunelů na pozemních komunikacích. Ty byly vydány v roce 1998 jako TP98 „Technologické vybavení tunelů na pozemních komunikacích“. Čerpají z nich nejenom projektanti, ale i investoři, správci a provozovatelé tunelů. Vzhledem k rychlému vývoji technických zařízení a novým poznatkům získaných na základě analýzy letošních nehod v tunelech se v příštím roce bude zpracovávat jejich aktualizace. Slovenská správa ciest, díky kladnému postoji Ministerstva dopravy a spojů (MDS), připravuje v současnosti jejich překlad a dílčí aktualizaci.

Velmi aktuální otázkou je nejenom vybavení tunelů potřebnou technologií, ale i jejich následné optimální provozování. Tunelové dílo je investičně velmi náročné a následný provoz, bez respektování požadavků na ekonomiku, bezpečnost a ekologii by mohl celé dílo znehodnotit. To si uvědomilo i MDS a zadalo úlohu zpracování technických podmínek pro provoz, správu a údržbu tunelů na pozemních komunikacích. Jedná se o velmi aktuální dokument, neboť k datu psaní tohoto příspěvku je v provozu pět nově otevřených tunelů – Strahov, Těšnov, Hřebeč, Pisárecký a Hlinky. Zároveň jde o progresivní dokument, neboť podobně koncipované technické podmínky nejsou v Evropě dopsud zpracovány. Technické podmínky jsou zpracovávány v rámci Tunelové sekce Silniční společnosti.

Základní členění odpovídá následujícím kapitolám:

KAPITOLA 1

Zpracování požadavků na provozní dokumentaci ve formě zobecnění, které bude platné pro tunely na pozemních komunikacích (PK) ve struktuře:

- Evidenční dokumentace
- Tunelová kniha
- Dopravní řád
- Provozní řád
- Havarijní plán
- Řád běžného provozu
- Řád mimořádného provozu
- Řád havarijního provozu

KAPITOLA 2

Zpracování požadavků na správní dokumentaci tunelů na PK

KAPITOLA 3

1. Provozování tunelů v řádném/mimořádném režimu
Provozování tunelů v řádném režimu znamená vymezení pravomocí k řízení na všech hierarchických úrovních podle platných zákonů a nařízení. Dále budou stanovena rozhraní mezi dopravním a technologickým systémem a bude definováno, jaké stavy lze považovat ještě za řádný režim. Tyto popisy budou vyjádřeny v algoritmizované podobě, ve formě operativních karet apod.
2. Požadavky na technologické a stavební vybavení z hlediska bezpečnosti.
Bude vytvořen základ po analýze rizik a rizikový management pro účastníky dopravy. Součástí řešení je definování mimořádných a havarijních stavů a jejich vazeb na systém řízení. Předmětem bude metodika pro simulování mimořádných stavů a návrh scénářů pro jejich praktické zkoušení. Předpokládá se základní členění dle technologie na
 - požár (fatální situace)

PREPARATION FOR ELABORATING TECHNICAL CONDITIONS „OPERATION, ADMINISTRATION AND MAINTENANCE OF ROAD TUNNELS“

In the year 1997, the Ministry of Transport and Communications ordered an elaboration of technical conditions for technological equipment of road tunnels. Said technical conditions were issued in the year 1998 as TP98 - „Technological equipment of road tunnels“. They are the source of information not only for designers, but for investors, administrators and operators of tunnels too. With respect to a quick development of technical equipment and to new knowledge gained on the basis of analyses of tunnel accidents occurred in this year, an updating of said technical conditions shall be elaborated within the next year. The Slovak Road Administration, due to a positive attitude of the Ministry of Transport and Communications (MTC), prepares these days their translation and partial updating.

The question of the day resides not only in equipping tunnels with needed technology, but even in their following optimum operation. A tunnelling work is very exacting from the investment point of view, and the following operation, without respecting requirements concerning its economy, safety and ecology could debase the whole work. It was evident even to the MDC, and that is why it placed the task to elaborate technical conditions for operation, administration and maintenance of road tunnels. It is a very topical document, because to the date of writing of this article there have been set into operation five newly opened tunnels, viz. Strahov, Těšnov, Hřebeč, Pisárky and Hlinky. Simultaneously it is a progressive document, because similarly drafted technical conditions have not yet been elaborated in Europe. Technical conditions have been elaborated within the framework of the Tunnelling Section of the Road Company.

The basic articulation corresponds to the following chapters:

CHAPTER 1

Elaboration of requirements for an operational documentation in a generalizing form, which shall be valid for road tunnels (RT) in the structure:

- Documentation files
- Tunnel Book
- Traffic rules
- Operational rules
- Emergency plan
- Ordinary operation rules
- Extraordinary operation rules
- Emergency operation rules

CHAPTER 2

Elaboration of requirements for administration documentation concerning road tunnels.

CHAPTER 3

1. Operation of tunnels in an ordinary/extraordinary regime: To operate tunnels in an ordinary regime means to define control powers in every hierarchic levels according to laws and orders. Further, there shall be laid down interfaces between the transport system and technological one, and it shall be defined which states and situations may be considered still as an ordinary regime. Said descriptions shall be expressed in an algorithmized form, in the form of operative cards, and the like.
2. Requirements for a technological and building equipment with respect to safety:
It will be formed a basis for analyzing risks and risk management for traffic participants. Definitions of extraordinary and emergency states and situations and their feedback to the control system form a part of the solution. Its subject shall reside in the methodology for simulating extraordinary situations and in

- bezpečnosti zařízení
- ostatní technologie

Každý z tunelů musí vyhovovat základním principům zabezpečujícím bezpečnou jízdu v tunelu. Proto budou precizována kritéria bezpečnosti vycházející z platných ČSN a ostatních TP.

3. Údržba tunelů

Z hlediska údržby bude definována terminologie: řádná údržba (běžná/periodická), opravy a rekonstrukce. Dále budou stanoveny zásady pro údržbu a opravy, dokumentování a následné vyhodnocování. Způsoby vyhodnocování subsystému technologie (ventilace, osvětlení, apod.). Požadavky na funkční zkoušky, měřicí postupy, metrologie / orientační měření CO, osvětlení atd.).

KAPITOLA 4

1. Zpracování metodiky pro vyhodnocování dopravních a technologických dat. Návrh metodiky pro vyhodnocování dopravních dat a jejich následné zpracování. Metody pro zjišťování trendů a prognóz dopravy. Metodika záznamu a vyhodnocování technologických dat (osvětlení, ventilace). Metodika pro zaznamenávání, vyhodnocování a ukládání záznamů dopravních nehod.
2. Postupy pro stanovení a vyhodnocování provozní spolehlivosti.
3. Sledování a vyhodnocování kvality (stavební řešení, technologické vybavení atd.) díla z hlediska výskytu mimořádných událostí.

KAPITOLA 5

1. Stanovení metodiky pro vyhodnocování a dlouhodobé sledování nákladů na provoz tunelů a souvisejících systémů.
2. Multikriteriální vyhodnocování ekologických přínosů tunelů.

Technické podmínky jsou zpracovávány širokým řešitelským kolektivem, jehož členy jsou:

Technická správa komunikací, Brněnské komunikace, Policejní presidium policie ČR, Ředitelství silnic a dálnic, Ministerstvo vnitra - Hasičský záchranný sbor, Fakulta dopravní ČVUT, Eltodo dopravní systémy, Pragoprojekt a Satra. Kolektiv řešitelů vede Doc. Ing. Pavel Příbyl, CSc. ze společnosti Eltodo a. s.

První kapitoly budou zpracovány do konce tohoto roku a konečný termín zpracování je červen příštího roku. Ministerstvo dopravy a spojů nabídlo Ministerstvu dopravy, pošt a telekomunikací Slovenské republiky spolupráci slovenských kolegů na přípravě těchto důležitých technických podmínek.

PRINCIP METODY SOILFRAC

Všude, kde není možno použít klasické metody injektáže pro zakládání nebo sanaci existujícího založení a dále v případech, kdy je nutno dosáhnout řízených deformací objektů, je možno použít metodu injektáže Soilfrac. Proto nachází uplatnění především v podzemním stavitelství. Vývoj speciální měřicí a regulační techniky a postupů s tím spojených dnes umožňuje provádět řízené zdvihání objektů až do hodnoty několika decimetrů. Původně byl princip této metody injektáže použit při těžbě ropy, kdy byly v zemině pomocí injektáže vytvořeny kanály, kterými mohla ropa snadněji proudit k dopravním pumpám. Tuto metodu dále rozpracovali inženýři firmy Keller, aby tak mohli najít řešení celé řady problémů ve speciálním zakládání. Tato metoda je registrována pod ochrannou známkou SOILFRAC®.

Popis metody SOILFRAC®

Pomocí tlakové injektáže se v zemině vytvoří řada kanálů (fracs, odkud je také odvozen název metody SOILFRAC®), vyplněných injektážní směsí, která postupně ztvrdne. Několikanasobným injektováním je dosaženo zlepšení jakékoli zeminy a v případě potřeby je možno provádět řízené zdvihy. Metodu SOILFRAC® je možno použít jednak pro sanaci základů, tak i po zdvihání pokleslých objektů, ať již byly poklesy způsobeny přírodními vlivy či lidskou činností, např. podzemního díla.

Použití metody SOILFRAC® v podzemním stavitelství

Metodu SOILFRAC® je možno použít pro ochranu proti sedání způsobeným výstavbou podzemních děl. Z pomocných šachet je zabudována mezi strop tunelu a základovou spárou podtunelovaných objektů soustava vodorovně vrtaných injektážních trubek opatřených manžetami. Budovy musí být opatřeny elektronickým měřicím systémem. Primární injektáž slouží ještě ke zpevnění základové půdy a nezpůsobí nadzdvihnutí objektu. Další injektážní stupně způsobí nadzdvihnutí objektu až do výše a tvaru, který odpovídá převrácené předpokládané poklesové křivce způsobené výrubem podzemního díla. Tunel je potom ražen plným profilem nebo dle místních podmínek členěným profilem horizontálně či vertikálně.

a draft of scripts for their practical testing. It is supposed that the basic classification with respect to the technology will be made as follows:

- fire (fatal situation)
- safety equipment
- other technology

3. Maintenance of tunnels:

From the maintenance point of view, there will be defined the following terminology: due maintenance (usual/periodical), repairs and reconstructions. There will be also laid down rules for maintenance and repairs, documentation and subsequent evaluation, methods for evaluating the technological subsystem (ventilation, lighting, and the like), requirements for function tests, measuring methods, metrology (informative measuring of CO, illumination, etc.).

CHAPTER 4

1. Elaboration of the methodology for evaluating traffic data and technological ones:
Draft of methodology for evaluating traffic data and their subsequent processing. Methods for finding out trends and prognoses of traffic. Methodology of recording and evaluating technological data (illumination, ventilation). Methodology for recording, evaluating and filing traffic accidents.
2. Methods for laying down and evaluating operational reliability.
3. Monitoring and evaluating of quality (structural solution, technological equipment, etc.) of the work with respect to the occurrence of extraordinary events.

CHAPTER 5

1. Laying down of the methodology for evaluating and monitoring costs for a long time concerning the operation of tunnels and corresponding systems.
2. Multicriterial evaluation of ecological contributions of tunnels.

Technical conditions are being elaborated by a large team, the following organizations are members of it:

Technical Road Administration, Roads of Brno, Police Board of the Czech Republic, Management for Roads and Motorways, Ministry of Interior - Rescue team of firemen, Faculty of Transport of the Czech Technical University, Eltodo-Transport Systems, Pragoprojekt and Satra. This team is managed by Doc. Ing. Pavel Příbyl CSc., of the company Eltodo a.s.

First chapters shall be elaborated till the end of this year and the final term of completing is June 2000. The Ministry of Transport and Communications offered to the Ministry of Transport, Post and Telecommunication a participation of Slovak colleagues as to the preparation of said important technical conditions.

Ing. Pavel Příbyl, CSc.

PRINCIPLE OF THE METHOD SOILFRAC

Wherever it is not possible to apply a classical grouting method for foundation or rehabilitation of existing foundation, and then in cases when it is necessary to achieve controlled deformations of buildings, it is possible to apply the grouting method Soilfrac. That is why it is applied in the first place in the underground engineering. A development of measuring and control instruments and processes relating to it, makes it possible at present, to carry out controlled elevating of buildings by up to several decimetres. Originally, the principle of this grouting method was applied for oil exploitation, when channels in soil were created, by means of grouting, through which oil could flow easier to transport pumps. This method was further developed by experts of the firm Keller in such a way that they are able to find a solution of many problems of special foundation works. This method has been registered under the trade mark SOILFRAC®.

Description of the method SOILFRAC®

By means of pressure grouting, there shall be made in soil many channels - fracs (this is the origin of the method name: SOIL-FRAC®) filled with a grouting mixture which hardens gradually. By means of grouting carried out several times, any soil is improved, and in case of need, it is possible to perform controlled elevating. The method soilfrac can be applied both for a foundation rehabilitation and for elevating subsided buildings, let the subsidence be caused by natural effects or by human activities, e.g. by an underground work.

Application of the method SOILFRAC® in underground engineering

The method SOILFRAC® can be applied for protecting buildings against subsidence caused by construction of underground works. A system of horizontally drilled tube a' manchete pipes in the space between a tunnel roof and the foundation of undertunnelled buildings is performed from auxiliary shafts. The buildings must be provided with an electronic measuring system. The primary grouting serves for reinforcing of the foundation soil and it does not cause a lifting of the building. Further grouting steps shall cause lifting of the building up to the elevation and the form which correspond with an inverted subsidence curve, caused by the excavation of the respective underground work. Then the tunnel is driven in a full profile or, according to local conditions, by means of a profile articulated in a horizontal or vertical way.

Ing. Radek Čuda

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ

NEWS FROM TUNNELLING COMMITTEE CONFERENCES

INFORMACE O 9. MEZINÁRODNÍM KONGRESU ISRM

Ve dnech 24. až 28. srpna 1999 proběhl v Paříži už 9. mezinárodní kongres mechaniky hornin, který každé 4 roky organizuje Mezinárodní společnost mechaniky hornin ISRM. Jeho hlavní myšlenkou bylo «Poučení z dvacátého a výzvy jedenadvacátého století».

Konference byla organizována velmi moderním způsobem. Ke každému hlavnímu tématu byla přednesena generální zpráva, shrnující a hodnotící přijaté příspěvky. Dále byl vždy k hlavnímu tématu konference přednesen význačným světovým odborníkem hlavní referát. To vše bylo doplněno vhodně volenými případovými studiemi (Case history).

Ke každému tématu pak byly předneseny nejvýznamnější vybrané příspěvky. Kromě toho byla organizována celá řada workshopů. Jejich průběh byl velmi dobře moderován a do diskuse byla zpravidla vtažena většina účastníků. Pro mne osobně byly největším přínosem. Celou dobu kongresu probíhalo jednání na dvou až třech místech současně, takže si každý mohl vybrat témata pro něho zajímavá a maximálně efektivně využít čas strávený na kongresu.

Všichni příspěvovatelé dostali možnost prezentovat své příspěvky formou posterů, což ve velké většině učinili. Postery byly proto vyměňovány každý den a vhodně, zejména dokumentačním materiálem, doplňovaly příspěvky uveřejněné ve sborníku. Konference byla také doprovázena obvyklou prodejní výstavou odborných publikací nakladatelství Balkema a Wiley, výstavou přístrojové techniky a stánkami řady konsultačních firem a vědeckých institucí.

Ze stěžejních referátů a ostatních kongresových akcí lze z hlediska zajímavosti pro členy tunelářské společnosti vybrat následující:

Hlavní přednášky

Vývoj mechaniky hornin ve Francii	M. Panet	Francie
Interpretace měření při výstavbě tunelů	S. Sakurai	Japonsko
Mechanika hornin v dolech - včera, dnes a zítra	M. Hood	Kanada
Význam mechaniky hornin v petrolejářském inženýrství	J. C. Roegiers	USA

Generální zprávy

Mechanika hornin a bezpečnost životního prostředí	N. Barton	Norsko
	Van der Merwe	J. Afrika
Vztahy mezi mechanickými, tepelnými, hydraulickými a chemickými projevy hornin	E. Detournay	USA
Polní zkoušky a měření, monitoring	Van Sint Jan	Chile
	O. Stephanson	Švédsko
	M. Steiner	Švýcarsko
Dynamika skalních masivů a tektonofyzika	A. Mc Garr	USA
	M. Dubinsky	Polsko

Případové studie a další zajímavé přednášky

Mechanické vlastnosti argilitů a břidlic na základě zpětné analýzy na projektu Uhri v Himalájích	J. Brantamark	Švédsko
Zásady kontroly v oblastech tlačivých hornin u tunelu St Gothard	Y. Chang	Švédsko
Stabilitní problémy přirozených skalních svahů u národního památníku Masada	K. Kovari	Švýcarsko
Viaduct v Millau	H. Hatzor	Izrael
Záhady horninového masivu	M. Rat	Francie
Instrumentace a kontrolní sledování deformací u tunelu v oblastech vysokého napětí	H. H. Einstein	USA
Přehrada Tři hrdla	C. Sevume	J. Afrika
	J. Zhang, W. Zhou	Čína

Workshopy

Hydraulické vlastnosti hornin	A. Zettler	Rakousko
Kreep v horninách	G. Barla	Itálie
Mechanické efekty nukleárních podzemních pokusů	C. Fairhurst	USA
	V. Aduškin	Rusko
Užitečnost polních zkoušek hornin	H. H. Einstein	USA
	J. A. Hudson	Anglie
Nepropustnost podzemních úložišť odpadů	M. Walner	Německo
	G. Marsily	Francie
Pohyby skalních masivů	M. Bonnard	Švýcarsko
	F. Cornet	Francie

Celkem se kongresu zúčastnilo okolo 600 specialistů ze 40 zemí celého světa. Z České republiky byli přítomni Pavel Konečný z Ústavu Geoniky v Ostravě, Vladimír Petros z Technické univerzity v Ostravě, Vladimír Rudajev z Ústavu struktur ČAV, Georges Takla z DBP Paskov a Alexandr Rozsypal z SG-Geotechniky z Prahy. Z České republiky byly také na kongresu prezentovány 4 odborné příspěvky, které se v záplavě informací neztratily.

Je třeba konstatovat, že kongres měl vysokou odbornou i společenskou úroveň. Většina příspěvků i diskuse jako by skutečně reagovala na výzvy, které pro nás, geotechniky i stavitele tunelů, klade příští tisíciletí.

Pro české inženýry je navíc potěšující, že prezidentem ISRM pro další 4 roky byl zvolen Marc Panet z Francie, který má o úrovni české geotechniky dobrý přehled a k České republice má velmi blízký vztah.

INFORMATION ON THE 9TH INTERNATIONAL CONGRESS OF ISRM

In the period from August 24 till August 26, there took place in Paris the 9th International Congress of Rock Mechanics, which was organized by the International Society of Rock Mechanics - ISRM. Its leading idea was „Enlightenment of the twentieth century and challenge of the twenty first century”.

The conference was organized in a very modern way. To every main subject, there was delivered a general report, summarizing and evaluating accepted papers. Then the main paper was delivered to the main subject of the conference by a world specialist. This all was completed with a suitably chosen case history.

Then, to each subject, the most important selected papers were delivered. Besides that, many workshops were organized. Their course was moderated very well and the majority of participants got involved into the discussion. In my opinion it was the most important contribution. During the whole time of the congress, proceedings took place on two or three places simultaneously, so that everybody could choose subjects in which he was interested, and so to utilize the time spent on the congress as effectively as possible.

All participants had the opportunity to present their papers in the form of posters, which was utilized by many of them. That is why posters were replaced every day, particularly with documentation materials, and they were completed with papers published on the symposium. The conference was also accompanied with a usual sale exhibition of professional publications of publishers Balkema & Wiley, with an exposition of instrumentation technology and with stalls of many consulting firms and scientific institutions.

As to the most important papers and other congress actions, the following may be selected according to the interest of members of the tunnelling society:

Main papers

Development of rock mechanics in France	M. Panet	France
Interpretation of measurements during a tunnel construction	S. Sakurai	Japan
Rock mechanics in mines - yesterday, today and tomorrow	M. Hood	Canada
Importance of rock mechanics in oil engineering	J. C. Roegiers	USA

General reports

Rock mechanics and safety of environment	N. Barton	Norway
	Van der Merwe	South Africa
Relations between mechanical, thermal, hydraulic and chemical reactions of rocks	E. Detournay	USA
Field test and measuring, monitoring	Van Sint Jan	Chile
	O. Stephanson	Sweden
	M. Steiner	Switzerland
Dynamics of a rock massif and tectonic physics	A. Mc Garr	USA
	M. Dubinsky	Poland

Case histories and further interesting papers

Mechanical properties of argillites and slates on the basis of an analysis of the Uhri in Himalayas Project	J. Brantamark	Sweden
Principles of control in areas of squeezing rocks in the tunnel St. Gothard	Y. Chang	Sweden
Stability problems of natural rocky slopes at the national memorial Masada	K. Kovari	Switzerland
Viaduct in Millau	H. Hatzor	Izrael
Mysteries of a rock massif	M. Rat	France
Instrumentation and inspection monitoring of tunnel deformations in zones of high stresses	H. H. Einstein	USA
The dam Three Necks	G. Sevume	South Africa
	J. Zhang	China
	W. Zhou	China

Workshops

Hydraulic properties of rocks	A. Zettler	Austria
Creep in rocks	G. Barla	Italy
Mechanical effects of nuclear underground tests	C. Fairhurst	USA
Usefulness of field rock tests	V. Aduškin	Russia
	H. H. Einstein	USA
	J. A. Hudson	England
Impermeability of underground deposits of waste	M. Walner	Germany
	G. Marsily	France
Movements of a rocky massifs	M. Bonnard	Switzerland
	F. Cornet	France

On the Congress there took part about 600 specialists from 40 countries of the whole world. From the Czech Republic there were present Pavel Konečný of the Institute of Geonics in Ostrava, Vladimír Petros of the Technical University in Ostrava, Vladimír Rudajev of the Institute of Structures of the Czech Academy of Sciences, Georges Takla of DBP Paskov and Alexander Rozsypal of SG-Geotechnika of Prague. On the Congress there were also presented four professional papers from the Czech Republic which were not lost in the affluence of information.

It is necessary to state that the Congress had a high professional and social level. The majority of papers and discussions really reflected tasks which in front of us, geotechnicians and tunnel constructors, places the next millennium.

For Czech engineers, it is also pleasant that Mr. Marc Panet from France was elected as the President of ISRM for next four years, who is very well informed of the level of the Czech geotechnicians, and who has a close relation to the Czech Republic.

Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSC.

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU

CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

Výjezdní zasedání redakční rady časopisu TUNEL se uskutečnilo 1. října t.r. v Levoči na Slovensku. O bohatý a odborně zajímavý program se postarala Slovenská tunelářská asociace reprezentovaná společnostmi TERRAPROJEKT a DOPRASTAV z Bratislavy, BANSKÉ STAVBY Prievidza a URANPRES ze Spišské Nové Vsi. O dopravu se postarala SUBTERRA a.s. Účastníci zasedání měli příležitost prohlédnout si staveniště tunelu Branisko a tunelu Višňová, jejichž výstavbu budeme na stránkách našeho časopisu průběžně sledovat. Redakční rada uzavřela obsah tohoto čísla a schválila náplň čísla 1/2000.

Zasedání přípravného výboru konference PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2000 se konalo v Praze dne 8. října. Kromě běžné kontroly stavu zajištění potřebných konferenčních a ubytovacích kapacit, organizačních služeb a edice tiskovin byl hlavním bodem programu výběr příspěvků do Sborníku podle zaslaných anotací. Kromě již došlých 53 přihlášek byly avizovány další příspěvky. Všichni vybraní autoři byli do konce října vyzváni k předložení v konečné úpravě dle zaslaných pokynů do 1. února 2000. Příspěvky byly rozděleny do jednotlivých sekcí konference:

- A. Ekologické aspekty podzemních staveb
- B. Vývoj, výzkum, průzkum a projektování podzemních staveb
- C. Provádění a vybavení podzemních staveb
- D. Údržba, sanace a rekonstrukce podzemních staveb

Konferenci pořádá Český tunelářský komitét v termínu 9. - 11. října 2000 v pražském hotelu Pyramida. Společenský večer se bude konat v **Nové Galerii Pražského hradu.** Při příležitosti konání konference bude zasedat **Executive Council ITA/AITES.**

Nový člen Českého tunelářského komitétu

Do roku 1999 vstoupil ČTuK s 39 členskými organizacemi a 21 individuálními členy. V polovině roku se novým - čtyřicátým členem stala společnost

KELLER - Speciální zakládání s.r.o.

K Ryšánci 16, PO Box 27, 147 54 Praha 4, tel.: 61262063, fax: 421402, e-mail: Office.Praha@Kellergrundbau.cz

Každého nového člena je třeba představit a proto jsme si vyžádali potřebné informace od Ing. Radka Čudy, vedoucího zastoupení pro ČR:

Firma KELLER - Speciální zakládání byla v České republice založena v roce 1993 a zabývá se prací speciálního zakládání v celé své šíři, jako jsou piloty, mikropiloty, předepjaté kotvy, injektáže a zejména trysková injektáž, hloubkové vibrační hutnění, hřebíkování zemin a další speciální metody. Firma KELLER realizovala v České republice již řadu technicky obtížných projektů, a to zejména technologií tryskové injektáže a hloubkového vibračního ztuhnutí.

V současné době se na stavbách firmy KELLER používá trysková injektáž typu Soilcrete T, což je tříložková trysková injektáž (paprsek tlakové vody obalený stlačeným vzduchem a paprsek cementové suspenze), a tryskovou injektáž Soilcrete D (paprsek cementové suspenze obalený stlačeným vzduchem). Touto technologií je možno dosáhnout průměru sloupů běžně 1,6 m a to i v obtížných geologiích jako jsou jíly nebo silty. Dále je možno provádět tryskovou injektáž typu Soilcrete S (paprsek cementové suspenze), ale tato metoda se již téměř nepoužívá.

Trysková injektáž je prováděna zařízením firmy KELLER, které je vyráběno ve vlastním výrobním závodě.

Metodou tryskové injektáže Soilcrete T byly realizovány v České republice zejména tyto projekty:

- Zajištění stavební jámy a podchyzení základů pro objekt Václavské nám. 33, Praha 1
- Zajištění stavební jámy a zhotovení těsnící lamely proti podzemní vodě pomocí tryskové injektáže pro objekt Na Bělidle 21, Praha 5
- Zajištění stavební jámy a podchyzení základů pro podzemní garáže v objektu Pštrossova 24 - 28, Praha 1
- Zajištění stavební jámy a podchyzení základů pro podzemní garáže v objektu Česká pojišťovna, Vladislavova ul., Praha 1

Další progresivní technologií firmy KELLER je hloubkové vibrační hutnění.

Touto technologií byly realizovány zejména následující projekty:

- Založení chladicí věže pro teplárnu Ústí nad Labem v Trmčicích
- Založení chladicí věže pro Energozentrum Kladno
- Založení skladu energosádrovce pro elektrárnu Pruněřov

Stroje a zařízení pro hloubkové vibrační hutnění jsou rovněž vyráběny ve vlastním výrobním závodě.

The away meeting of the Editorial Board of the Journal TUNEL

It took place on October 1, of this year in Levoča, in Slovakia. The eventful and professionally interesting agenda was ensured by the Slovak Tunnelling Association represented by companies TETRAPROJECT and DOPRASTAV from Bratislava, BANSKÉ STAVBY Prievidza and URANPRES from Spišská Nová Ves. The transport was organized by SUBTERRA, a.s. Participants of the meeting had the opportunity to take part in an excursion on the construction site of the tunnel Branisko and of the tunnel Višňová, of the construction of which the readers of this journal shall be informed runningly. The Editorial Board determined the contents of this issue and preliminarily approved the contents of the issue 1/2000 too.

Meeting of the preparatory committee of the conference UNDERGROUND STRUCTURES PRAHA 2000

It took place in Prague, on October 8. Besides a usual inspection of the situation in ensuring needed conference capacities and accommodation ones, services of organization and issuing of printed materials, the chief agenda point was the problem how to select papers for the symposium according to received annotations. Besides already received 53 announcements of participation, there were announced further papers. All selected authors were informed not later than at the end of October, of acceptance of their papers and they were asked to present the papers in the final version according to our instructions, and to dispatch them so that we may receive the papers not later than on February 1, 2000. The papers were ranked into individual sections of the conference:

- A. Ecological aspects of underground structures
- B. Development, research, investigation and design of underground structures
- C. Realization and equipment of underground structures
- D. Maintenance, rehabilitation and reconstruction of underground structures.

The conference is organized by the Czech Tunnelling Committee in the period from October 9 till 11, 2000, in the Prague hotel Pyramida. The final evening party shall take place in the New Gallery of the Prague Castle. At the occasion of this conference there will also take place a session of the Executive Council of ITA/AITES.

New member of the Czech tunnelling Committee

CTuK entered the year 1999 with 39 member organizations and 21 individual members. In the half of the year, the following company became the fortieth member: KELLER - Speciální zakládání s.r.o.

K Ryšánci 16, P.O.Box 27, 147 54 Prague 4, Phone No.: 61262063, Facsimile: 421402, e-mail: Office.Praha@Kellergrundbau.cz

Each member is to be introduced, and that is why we asked Ing. Radek Čuda, Manager of the representation for the Czech Republic, for needed information:

The firm Keller - Special foundations, was founded in the Czech Republic in the year 1993 and its activities concern works of special foundations within the whole spectre, such as piles, micro-piles, pretensioned anchors, grouting and particularly jet grouting, deep vibration compacting, soil nailing and further special methods. The firm KELLER has already realized in the Czech Republic many difficult operations, particularly technologies of jet grouting and of deep vibration compacting.

At present, on constructions of the firm KELLER there is applied the jet grouting of the type Soilcrete T, which is a three-component jet grouting (a jet of pressure water packed in pressure air, and a jet of a cement suspension), and the jet grouting Soilcrete D (a jet of a cement suspension packed in pressure air). When applying said technologies, it is possible to get the column diameter of 1.6 m even under complicated geological conditions such as clays or silts. It is also possible to carry out the blast grouting of the type Soilcrete S (a jet of a cement suspension), but this method is practically no more applied.

Jet grouting operations are performed by means of equipment of the firm KELLER which is manufactured in its own factory.

Particularly the following works have been realized in the Czech Republic by means of the method of jet grouting of the type Soilcrete T:

- securing of a construction pit and underpinning of the building in Wenceslas Square No. 33, Prague 1,
- securing of a construction pit and making a sealing wall against ground water by means of jet grouting for the building in the street Na Bělidle 21, Prague 5,
- securing of a construction pit and underpinning of underground garages in the building in the street Pštrossova 24 - 28, Prague 1,
- securing of a construction pit and underpinning of underground garages in the building of the Czech Insurance Company, Vladislavova Street, Prague 1.

Deep vibration compacting is another progressive technology of the firm Keller. Particularly the following works were realized by means of this technology:

- foundation of the cooling tower for the district heating plant of Ústí nad Labem at Trmice,
- foundation of the cooling tower for Energozentrum Kladno,
- foundation of a storehouse for plaster stone of the power-station Pruněřov.

Machines and equipment for deep vibration compacting are also produced in the above mentioned factory of the firm KELLER.

Ing. Karel Matzner

ZPRAVODAJSTVÍ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE

SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE

Po májovom valnom zhromaždení STA sa ujali svojich funkcií novozvolení funkcionári a novozvolené orgány STA. Ťažisko aktivity spočíva na pleciach nového prezidenta STA a KOMITÉTU. Na začiatku svojho štvorročného funkčného obdobia sa komitét STA v prvom rade zaoberal konečnou úpravou stanov STA a koncipovaním programu činnosti na celé funkčné obdobie. Podľa nových stanov sa zmenil nielen názov spoločnosti, ale aj názvy niektorých funkcií a orgánov STA vrátane upresnenia ich úloh a rozsahu pôsobnosti. Takisto sa upresnili záväzky a práva subjektov členskej základne. Týka sa to najmä diferencovania členských príspevkov a váhy hlasovania v rozhodovacom procese orgánov STA.

Program činnosti STA sa postupne naplňa a upresňuje v tejto štruktúre:

- vnútroorganizačný chod
- spolupráca s členskou základňou
- pôsobenie na politické, štátne, podnikateľské, vedecké, odborné a mienkotvorné kruhy
- vzdelávacie aktivity
- kontakty a spolupráca s podobnými organizáciami (Český tunelársky komitét, Slovenská banícka spoločnosť, cestárske a stavbárske záujmové organizácie)
- spolupráca s vysokými školami a vedeckými ústavmi
- edičná a publikačná činnosť
- normotvorná činnosť
- národná a medzinárodná reprezentácia
- ostatné aktivity

Komitét STA koordinoval prípravu výjazdového rokovania redakčnej rady časopisu Tunel, ktoré sa uskutočnilo v Levoči s exkurziou na tuneli Branisko a prieskumnej štôlni tunela Višňová pri Žiline v dňoch 30. 9. až 2. 10. 1999. Hostiteľskými organizáciami tohoto výjazdového rokovania boli Banské stavby, a. s. Prievidza a Uranpres, s. r. o. Spišská Nová Ves.

Na tuneli Branisko sa v auguste t. r. skončili razičské práce. Hodnotenie slovenskej tunelárskej premiéry vyznieva v štádiu ukončenia razičských prác po všetkých stránkach priaznivo. Razenie tunela prebehlo hladko, bezhavarijne, vo vysokom tempe a veľmi dobrej kvalite. Z viacerých hľadísk priebeh stavby tunela Branisko znesie porovnanie so svetovou úrovňou. Účastníci výjazdového rokovania sa mohli s výsledkom prác slovenských tunelárov presvedčiť na vlastné oči. V čase exkurzie boli už rozbehnuté betonárske práce od obidvoch portálov. Od ZP je dodávateľskou organizáciou betonárskych prác Váhostav, a. s. Žilina a od VP Hydrostav, a. s. Bratislava.

Slovenské tunelárske firmy zúčastňujúce sa na výstavbe diaľnic na jednej strane postihla kríza zapríčinená prudkou redukciami tempa a rozsahu výstavby podľa pôvodne odštartovaného diaľničného programu. Na druhej strane sa podarilo vláde a investorovi vyrovnať ku koncu III. štvrtroka 1999 dlhotrvajúci sklz v prefinancovaní prác.

Práce na prieskumnej štôlni najdlhšieho diaľničného tunela v SR Višňová odštartovali od ZP vrtno-trhavínovou technológiou v novembri 1998. O dva mesiace neskôr v januári 1999 odštartovali razičské práce od VP, kde sa nasadil tunelovací stroj priemeru 3,5 m. Účastníci exkurzie sa mohli presvedčiť o zložitých geologických podmienkach i o tom, ako si dodávateľská organizácia Doprastav, a. s. Bratislava a jeho subdodávateľ Metrostav Slovakia a. s. vedeli s týmito ťažkými podmienkami poradiť.

Ing. Jozef FRANKOVSKÝ,
sekretár komitétu STA
Secretary of the STA Committee

INFORMATION CONCERNING THE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION

After the General Meeting of STA in May, new elected functionaries and bodies took their offices and powers. The responsibility for activities and tasks have been taken over by the new President of STA and by the COMMITTEE. At the beginning of the four year term of office, the Committee of STA paid attention in the first place to the final version of the Rules of STA and to the draft of the Program of Activity for the whole term of office. According to new Rules of STA there have been changed not only the name of the company, but also names of several offices and bodies of STA, inclusive their tasks and extent of activity. There have been also made more accurate several rights of members of the company. It concerns particularly differences in subscriptions and the weight of votes in a process of making decisions of bodies of STA.

The program of activity of STA will be gradually completed and made more accurate in the following structure:

- internal work of the company
- cooperation with members
- influence upon political, entrepreneurial, scientific, professional and state bodies as well as upon public relations
- educational activities
- contacts and cooperation with analogous organizations (Czech Tunnelling Committee, Slovak Mining Company, road constructing and other building companies)
- cooperation with universities and scientific institutions
- editorial and publishing activities
- activity at elaborating technical standards
- home and international representation
- other activities

The Committee of STA coordinated the preparation of an away meeting of the Board of Editors of the journal TUNEL, which took place in Levoča, together with an excursion into the tunnel Branisko and into the trial gallery of the tunnel Višňová in the term from September 30 till October 2, 1999. The companies Banské stavby, a.s., Prievidza, and Uranpres s.r.o., Spišská Nová Ves, were the hosts of said away meeting.

Driving operations on the Branisko tunnel were completed this year, in August. The evaluation of the Slovak tunnelling first run in the stage of termination of driving works was positive in all respects. The tunnel driving was made without considerable problems, without any breakdown, in a good pace and in a high quality. In many aspects, the course of construction of the tunnel Branisko may be successfully compared to the world level. The participants of the away meeting could see themselves the result of the work of Slovak tunnelling workers. In the time of the excursion there were started concreting works from both portals. Váhostav, a.s., Žilina, is the contractor for concreting works carried out from the western portal, and VP Hydrostav, a.s., Bratislava, is the contractor of said works performed from the eastern portal.

The Slovak tunnelling firms taking part in construction of motorways were influenced, on the one hand, by a crisis caused by a considerable reduction of advance rate and extent of the originally started motorway programme. On the other hand, the government and the owner were successful in settling the delay in financing the works at the end of the IIIrd quarter.

Drill and blast works started the construction of the trial gallery of the tunnel Višňová, the longest motorway tunnel in the Slovak Republic, in November 1998, viz. from the western portal. Two month later, in January 1999, there were started driving works from the eastern portal, where a tunnel boring machine of Dia 3.5 m was installed and set into operation. The participants of the excursion could make sure about complicated geological conditions and also how the contractor Doprastav, a.s. Bratislava and its subcontractor - Metrostav a.s., Slovakia, solved problems concerning said difficult conditions.

STANICE METRA *RAJSKÁ ZAHRADA*
ZÍSKALA OCENĚNÍ *STAVBA ROKU 1999*

METROSTATION *RAJSKÁ ZAHRADA*
AWARDED BY DIPLOMA
CONSTRUCTION OF THE YEAR 1999

PROJEKTOVAL

DESIGNED BY



METROPROJEKT Praha a.s.

česká projektová a inženýrská
akciová společnost

Czech design and engineering
joint - stock company

Dle Vašich požadavků zpracujeme
pro Vás :

- rozborové studie a analýzy investic
- projektovou dokumentaci všech stupňů
- transformaci & autorizaci dokumentace zahraničních klientů podle českých norem a předpisů
- poradenskou a konzultační činnost

Kontaktní spojení :

According to your requirements we elaborate
for you :

- pre - investment studies & analyses
- project documentation at all levels
- transformation & authorisation of project documentation of foreign clients in compliance with Czech norms and regulations
- advisory & consulting services

Contact address :

METROPROJEKT Praha a.s.
Nám. I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2, Czech Republic.
Phone: + (420 2) 96 204 121, Fax: + (420 2) 96 204 122
E - mail: metroprojekt@metroprojekt.cz

DOLEXPERT - GEOTECHNIKA

◇ firma s mnohaletými zkušenostmi při řešení geotechnických problémů inženýrských, podzemních a důlních staveb numerickými metodami.

Zpětná analýza a interpretace

- polních zkoušek
- výsledků měření in situ.

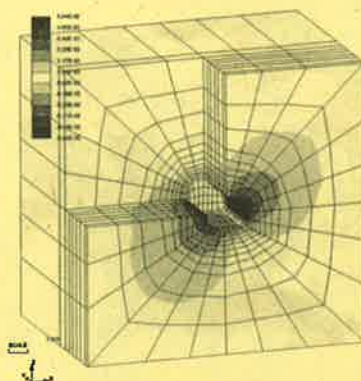
Posouzení vlivu *technologického postupu* výstavby na

- konvergenci výrubu
- stabilitu čelby
- sedání nadloží
- namáhání ostění.

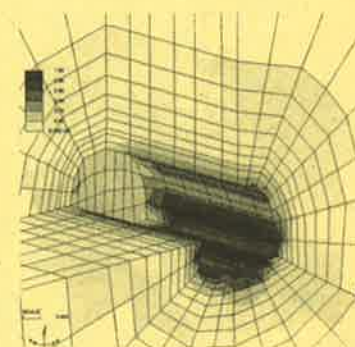
Programové vybavení

- pro řešení rozsáhlých prostorových a sružených úloh mechaniky kontinua a diskontinua.

Podzemní laboratoř BAF, Maďarsko (hl. 1100m)



← Sbližovací výpočty ke konvergenčním měřením



Mobilizace smykové pevnosti horninového masívu →

DOLEXPERT - GEOTECHNIKA

Ing. Marta Doležalová, CSc.
Nad Belvederem 3, 148 00 Praha 4
Tel./Fax: 02-7927426

Pracoviště:

Sokolská 44, 120 00 Praha 2
Tel.: 02-22108139 Fax: 02- 22108130
E-mail: dolezalova@pha.pvtnet.cz

Konečný termín k předání příspěvků
do Sborníku konference zpracovaných formou
„camera ready“ je 1. únor 2000

Deadline for submitting papers for the Conference
Proceedings elaborated by “camera ready” mode
is February 1, 2000

UNDERGROUND CONSTRUCTION
OUVRAGES SOUTERRAINS
UNTERTAGE BAUTEN
ПОДЗЕМНОЕ СООРУЖЕНИЯ
PODZEMNÍ STAVBY
PRAHA 2000


2000 / 10 / 9 - 11
PRAGUE · PRAG · ПРАГА · PRAHA

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE, Fakulta stavební – katedra geotechniky
otevřává v roce 2000 speciální kurs GEOTECHNICKÉ INŽENÝRSTVÍ.**

Studium je určeno pro stavební inženýry a bude zahájeno 30. 3. 2000.
Cílem kursu je prohloubení geotechnických znalostí a seznámení s nejnovějšími poznatky z oboru.

Bližší informace ohledně studia získáte na katedře geotechniky Stavební fakulty, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Tel.: 02/2435 4542 - Doc. Jettmar, e-mail: jettmar@fsv.cvut.cz
02/2435 4811 - Ing. Vávrová, e-mail: vavrovam@email.cz

MÁTE MOŽNOST POZNAT KVALITU

Underground
structures

Traffic structures
roads and bridges

Water service
and environmental
structures

Buildings for commerce
and industry

Utility network
and ducts

Rehabilitation
of underground
and reinforced
concrete structures

Dopravní stavby
silnice a mosty

Podzemní stavby
ražené a hloubené

Inženýrské sítě


Vodohospodářské
a ekologické stavby

Stavby pro obchod
a průmysl

Občanské stavby

Sanace podzemních
staveb
a železobetonových
konstrukcí

METROSTAV

Bezpečný podnik 

Certifikace dle ISO 9002



Kontaktní adresa: METROSTAV a.s. • DIVIZE 5 • Na Zatlance 1350/13 • 150 00 Praha 5
tel.: +420-2-51 01 55 58 • fax: +420-2-51 01 55 28 • www.metrostav.cz

SUBTERRA

CIVIL AND ENGINEERING STRUCTURES



- Transport, industrial, water management and apartment buildings.
- Underground civil engineering and mine structures.
The Certificate for performance of subsurface structures
- Engineering and supply activities.
The Certificate for engineering and supply activities
- Design activities, accredited laboratory

SUBTERRA a.s.
Bezová 1658
147 14 Prague 4
Czech Republic

Tel.: +420.2.4406 1111
Fax: +420.2.4446 6179
<http://www.subterra.cz>
E-mail: info@subterra.cz