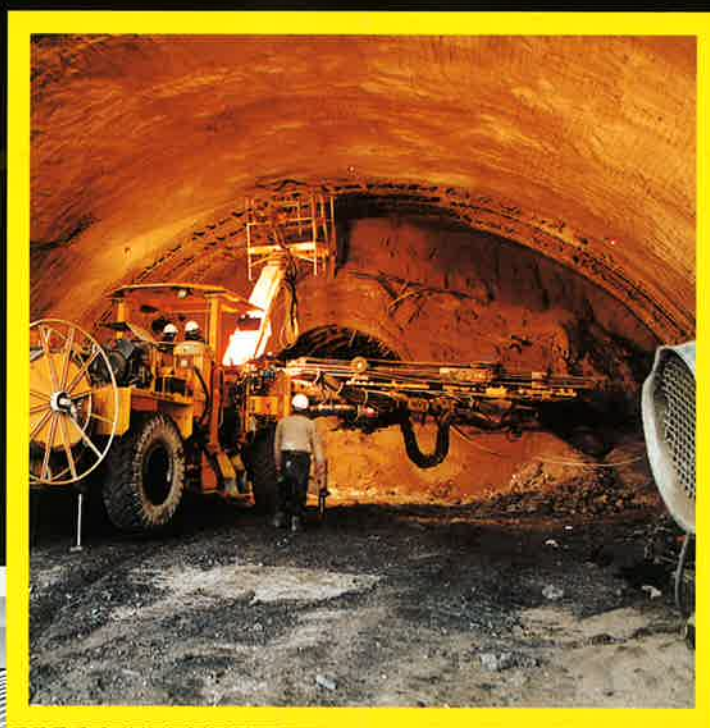


TUNEL

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

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



ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES

MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH AND SLOVAK TUNNELLING COMMITTEES

AD SERVIS TERRABOR, s. r. o.

Bělohorská 157/188
169 00 Praha 6

AMBERG ENGINEERING BRNO

Orlí 27
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.
Jirsíková 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 Hudlice, okr. Beroun

METROPROJEKT Praha, a. s.

I. P. Pavlova 1786/2
120 00 Praha 2

METROSTAV a. s.

Dělnická 12
170 04 Praha 7

OKD, DŮLNÍ PRŮZKUM

A BEZPEČNOST, a. s.
739 21 Paskov

POHL, 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 PRAHA, a. s.

divize 03
Dobronická 635
148 25 Praha 4

VOJENSKÉ STAVBY, a. s.

Revoluční 3
110 15 Praha 1

VOKD, a. s.

Československá 7
701 40 Ostrava

VYSOKÁ ŠKOLA BAŇSKÁ

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, a. s.

Werferova 1
040 11 Košice

GEOCONSULT, spol. s r. o.

Drieňová 27
826 56 Bratislava

GEOMONTA, spol. s r. o.

Sebedražská cesta 7
971 01 Prievidza

GEOSTATIK, spol. s r. o.

Bytčická 32
010 39 Žilina

HYDROSANING

Mojmírova 14, P. O. BOX 6
972 01 Bojnice

HYDROSTAV, a. s.

Miletičova 21
820 06 Bratislava

INCO, a. s.

Pri starej prachárni 14
831 50 Bratislava

INGEO, a. s.

Bytčická 16
010 01 Žilina

INŽINIERSKE STAVBY, a. s.

Priemyselná 7
042 45 Košice

IZOFOL, spol. s r. o.

Odborárska 52
831 02 Bratislava

KERKO, a. s.

Tomášikova 35
043 22 Košice

MAGISTRÁT hl. m. Bratislavy

Primaciálne nám. 1
814 99 Bratislava

RUDNÝ PROJEKT,

Inžiniering, a. s.
Festivalové nám. 1
041 95 Košice

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST

Továrenská 7
813 44 Bratislava

SLOVENSKÉ TUNELY spol. s r. o.

Lamačská 16
841 03 Bratislava

SOLHYDRO, spol. s r. o.

Ml. nivy 61, P. O. BOX 31
820 06 Bratislava

STRENA, spol. s r. o.

P. O. BOX 71, Ružova dolina
820 13 Bratislava

STU Bratislava, Stavebná fakulta

Radlinského 11
813 68 Bratislava

ŠPECIÁLNE ČINNOSTI

Ing. Ján Fabrický
Kuklovská 60
841 05 Bratislava

TECHNICKÁ UNIVERZITA

KOŠICE,

Fakulta Berg

Letná 9
042 00 Košice

TERAPROJEKT, a. s.

Podunajská 24
821 06 Bratislava

TUNEL NRC-SBS

Račianska 190
831 05 Bratislava

UNIVERZITA KOMENSKÉHO

Katedra inž. geológie

Mlynská dolina
842 15 Bratislava

URANPRES, spol. s r. o.

F. Kráľa 2
052 80 Spišská Nová Ves

ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV

KOŠICE

Watsonova 45
040 01 Košice

VÁHOSTAV, a. s., GR

Hlinská 40
011 18 Žilina

VŠDS Žilina,

Stavebná fakulta

Komenského 52
010 26 Žilina

VUIS – Zakladanie stavieb,

spol. s r. o.

Lamačská 8
817 14 Bratislava

ŽELEZNICE SR, GR

Klemensova 8
813 61 Bratislava

Tunel

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

OBSAH

Úvodník: Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc., ředitel společnosti Stavební geologie - Geotechnika, a.s.	str. 1
Podzemní zásobník plynu Příbram-Háje	str. 2
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Stavební fakulta ČVUT	
Tlakové uzávěry podzemního zásobníku	str. 11
Ing. Václav Braun, Josef Caletka, SUBTERRA, a.s.	
Těsnění vodního tlakového uzávěru podzemního zásobníku zemního plynu Háje	str. 17
Ing. Zdeněk Cigler, Ing. Josef Vymazal, CARBOGROUTING, a.s. Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., VŠB - TU Ostrava RNDr. Miloš Horáček, PLYNPROJEKT, a.s.	
Kavernový zásobník plynu	str. 24
Josef Teska, SG - GEOTECHNIKA, a.s.	
Realizace odvězdušňujícího vrtu do protipovodňové štoly v zátopové oblasti švýcarského Langenthalu	str. 27
Ing. Stanislav Kučík, Ing. Miroslav Janků, OKD, DPB PASKOV, a.s.	
Stará důlní díla v ostravském regionu a plyn	str. 32
Ing. Petr Nováček, OKD, DPB PASKOV, a.s.	
Výstavba tunelového privádzača vody v Sýrii	str. 37
Ing. Milan Cagán, Ing. Jozef Frankovský, Ing. Milan Pastierik, BANSKÉ STAVBY, a.s.	
Stavba Husovického tunelu Ing. Pavel Kubiček, ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ, a.s. Ing. Pavel Příbyl, CSc., ELTODO, a.s.	str. 42
Využití technologie AT - SYSTÉM v podzemním stavitelství Dípl. Ing. Josef Mocivnik, ALWAG - TECHNO, Rakousko Ing. Tomáš Zdražila, CARBOTECH BOHEMIA, s.r.o.	str. 47
Ze světa podzemních staveb	str. 51
Technické zajímavosti	str. 53
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu	str. 55
Spravodajstvo zo Slovenského tunelářského komitétu	str. 55
Kalendárium ITA/AITES	str. 56

REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik – METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč – POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar – IKE, s.r.o.
Ing. Josef Kutil – INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Miloslav Novotný – VODNÍ STAVBY PRAHA a. s., divize 03
Ing. Pavel Polák – METROSTAV, a. s.
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 Torner – AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík – SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK ITA/AITES: Ing. Jozef Frankovský – BANSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. – TERRAPROJEKT, a. s.

VYDAVATEL

Český tunelářský komitét a Slovenský tunelářský komitét 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. Miloslav Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Grafická úprava: Petr Míšek

Sazba, tisk: GRAFTOP

VOLUME 8, No. 2/99
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunnel

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

CONTENTS

Editorial: Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc., General manager of the joint-stock company Stavební geologie - Geotechnika, a.s.	pg. 1
Underground Gas Storage of Přeboram-Háje	pg. 2
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Faculty of Civil Engineering ČVUT	
Pressure Seals of an Underground Gas Storage	pg. 11
Ing. Václav Braun, Josef Čaletka, SUBTERRA, a.s.	
Sealing of Water Pressure Closure in the Háje Underground Natural Gas Storage	pg. 17
Ing. Zdeněk Cigler, Ing. Josef Vymazal, CARBOGROUTING, a.s.	
Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., VŠB - TU Ostrava	
RNDr. Miloš Horáček, PLYNPROJEKT, a.s.	
Cavern Gas Storage	pg. 24
Josef Teska, SG - GEOTECHNIKA, a.s.	
Implementation of the Ventilation Borehole into Drainage Tunnel in the Inundation Area near Lagenthal, Switzerland	pg. 27
Ing. Stanislav Kučík, Ing. Miroslav Janků, OKD, DPB PASKOV, a.s.	
Gas in Old Mining Works in Ostrava Region	pg. 32
Ing. Petr Nováček, OKD, DPB PASKOV, a.s.	
Construction of a Water Supply Tunnel in Syria	pg. 37
Ing. Milan Cagán, Ing. Jozef Frankovský, Ing. Milan Pastienik, BANSKÉ STAVBY, a.s.	
Husovice Tunnel Construction	
Ing. Pavel Kubiček, ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ, a.s.	
Ing. Pavel Příbyl, CSc., ELTODO, a.s.	pg. 42
Utilization of the AT - SYSTEM Technique in underground construction	
Dipl. Ing. Josef Mocivnik, ALWAG - TECHNO, Austria	
Ing. Tomáš Zdražila, CARBOTECH BOHEMIA, s.r.o.	pg. 47
World of Underground Constructions	pg. 51
Technical Matters of Interest	pg. 53
Czech Tunnelling Committee Reports	pg. 55
Slovak Tunnelling Committee Reports	pg. 55
Calendar ITA/AITES	pg. 56

EDITORIAL BOARD

Chairman: Ing. Petr Vozaník - METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. - ČVUT Praha
Ing. Igor Fryč - POHL, a. s.
Ing. Milan Krejcar - IKE, s.r.o.
Ing. Josef Kutil - INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.
Ing. Milošlav Novotný - VODNÍ STAVBY PRAHA, a. s., divize 03
Ing. Pavel Polák - METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Příbyl, CSc. - ELTODO, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. - METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Richard Šrůpárek, CSc. - Ústav geoniky AV ČR
Ing. Václav Torner - AQUATIS, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík - SUBTERRA, a. s.
ČTuK ITA/AITES: Ing. Karel Matzner
STK 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 Committee
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. Milošlav Novotný, Ing. Pavel Polák,
Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: Petr Míšek

Printed: GRAFTOP

Cover photo: Mrázovka tunnel, exploratory gallery (photo J. Husák)

VÁŽENÍ KOLEGOVÉ

úvodníky, jako je tento, obvykle bývají příležitostí k vyzvednutí nedávných úspěchů, připomenutí skvělosti té nebo oné firmy či k úvaze o důležitosti a perspektivnosti našeho oboru.

Domnívám se však, že období, ve kterém se všichni více či méně nacházíme, si vyžaduje hlubší zamyšlení, zaujmutí společného stanoviska a poté vhodnou akci.

Vstupujeme zcela určitě do období chudého na velké i malé stavby a to především v důsledku nedostatku finančních zdrojů. Nadějí nám samozřejmě je, že na konci tohoto „tunelu“ (jen nerad používám toto slovo v jiném významu, než je nám vlastní) se rýsuje světlo v podobě řady velkých konkrétních investičních záměrů. O perspektivě dlouhodobého růstu potřeby podzemních staveb, zejména ve velkých aglomeracích, není již dneska třeba pochybovat.

Co však dělat, abychom k tomuto „světlu“ dospěli?

Je třeba si uvědomit minimálně 3 rizika, se kterými se budeme muset vyrovnat.

- Z hlediska dlouhodobého bude český trh příliš malý na dostatek skutečně velkých staveb
- Na tento trh navíc dříve nebo později razantně vstoupí zahraniční firmy, vybavené obrovským finančním i technologickým potenciálem.
- V průběhu recese stavebních prací může dojít k takovému oslabení a ztrátě konkurenceschopnosti i v důsledku „vlčí“ konkurence mezi námi samými, že české firmy zeslábnou a poté neodolají tlaku zahraničních firem.

Je možné vůči těmto hrozbám něco podniknout, jakou úlohu má hrát Český tunelářský komitét v takové situaci?

Dovolím si předložit několik námětů.

- Především je třeba nepřipustit zničitelný způsob nekalého konkurenčního boje, který tuzemské subjekty oslabuje. Naopak je třeba jít cestou kooperací, sdružení, podílení se na projektech. Řetězec subjektů pracujících na tunelu Mrázovka je toho slibnou předzvěstí.
- Je žádoucí systematicky čelit tendencím tzv. „ekologických aktivit“, jejichž důsledkem je rušení nebo zpochybňování již schválených připravovaných projektů, jejichž financování je navíc zajištěno. (Stranou nechávám i fakt, že tyto aktivity jsou v převážné většině zástěrkou osobním zájmům a za důsledek mají naopak zhoršení životního prostředí celých oblastí. Namátkou lze uvést například Plzeň - D5 - obchvat; Praha Mrázovka, vnější okruh Praha, Blanka atp.). Je žádoucí zorganizovat profesionální vysvětlovací promyšlenou mediální kampaň s cílem vysvětlit, že takovéto počínání je ve své podstatě protieologické.
- Je nezbytné dál systematicky pokračovat nejen v podporách zvyšování know-how, ale i v zkvalitňování technické a technologické úrovně ve všech oblastech souvisejících s projektováním, realizací a provozováním podzemních staveb.
- Bylo by účelné vytvořit širší společenství prováděcích projekčních a konsultačních firem, které by bylo schopno proniknout na zahraniční trh. Zkušenost ukazuje, že i naše největší firmy jsou příliš slabé (nikoliv svými technickými schopnostmi, ale i finančním zázemím, komplexností, schopností se pohybovat v zahraničí, nést velká finanční rizika) na to, aby se samostatně prosadily.

Myslím, že Český tunelářský komitét by mohl v tomto směru sehrát významnou roli iniciátora a katalyzátora myšlenek a poté aktivit orientovaných ve výše uvedených směrech.



DEAR COLLEAGUES,

leaders, as this one, used to be an occasion to emphasize recent success, to recall excellent results of some firm or to commemorate importance and prospect of our professional line.

However, I am of the opinion that the period, we are living at present, requires a deeper thought. It is necessary to take both a common standpoint and then a suitable action.

We are surely entering a period, which will be poor in big and even small structures. It is caused, first of all, by a lack of financial means. Of course, there exists a hope that at the end of this "tunnel" (I do not like to apply this word in another meaning than it is characteristic for us, tunnellers) there appears a light in the shape of many particular investment plans. At present, it is not necessary to have doubts on a prospect of a long-term need of underground structures, particularly in large conurbations.

But what to do for achieving the said "light"?

It is necessary to realize three areas of risk at least, which must be taken into consideration:

- from the long-term prospect, the Czech market will be too small for a sufficient number of really big structures,
- more over, foreign firms, equipped with gigantic financial and technological means will enter this market, sooner or later, very aggressively,
- in the course of the building work recession there may take place such a weakening and loss of the competitiveness due to a "wolf's" competition among us that Czech firms will become so weak that they will be not able to resist the pressure of foreign firms.

Is it possible to do something against the said threats? Which function is to have the Czech Tunnelling Committee in such a situation?

I would like to present several suggestions:

- First of all it is necessary not to allow the destroying methods of unfair competition which weakens the domestic firms. In contrary, it is necessary to take a way of cooperation, association, sharing the work on projects. The chain of firms constructing the Mrázovka tunnel is a promising omen of it.
- It is desirable to oppose trends of the so called "ecological activities", the consequence of which is that already prepared and approved designs, the financing of which is ensured, are either cancelled or a doubt is cast on them. (I omit even the fact that said activities are mostly a curtain for personal interests, and their consequence results in worsening the environment of whole areas. At random I may mention e.g. the Plzeň - D5 - by-pass road, Prague Mrázovka, Prague outside circle road, Blanka, and the like.) It is desirable to organize a professional, explanatory, well considerate medial campaign with the aim to explain that such actions are antieological in fact.
- It is necessary to continue systematically not only in supporting the know-how increase, but also in increasing quality of the technical and technological level in all fields connected with design, realization and operation of underground structures.
- It would be expedient to form a larger group of realization firms, designing and consulting ones, which would be able to penetrate onto foreign markets. Experience shows that even our largest firms are too weak (not with respect to their technical ability but even with respect to their financial background, to the complexity, ability to orientate itself on foreign markets and to take considerable financial risks) to be able to undertake and to do business successfully and independently abroad.

I am of the opinion that the Czech Tunnelling Committee would be able to function as an important initiator and catalyst of thoughts and then of activities in the above mentioned fields.

Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSC.
ředitel společnosti
Stavební geologie - Geotechnika a.s.
Director of the company
Stavební geologie - Geotechnika a.s.

PODZEMNÍ ZÁSOBNÍK PLYNU PŘÍBRAM - HÁJE

UNDERGROUND GAS STORAGE OF HÁJE - PŘÍBRAM

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY, FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚVOD

Po osmi měsících úspěšného zkušebního provozu (včetně zimního období) byl na konci března 1999 slavnostně zprovozněn podzemní zásobník plynu v Háji u Příbrami.

Výstavba a následně užívání nového zásobníku plynu umožňuje řešit disproporce mezi poměrně rovnoměrnými dodávkami zemního plynu z dovozu (obr. 1) a nerovnoměrnou spotřebou. Rozdíl mezi nejnižší letní (červenec) a nejvyšší zimní (prosinec) spotřebou plynu činil v roce 1998 více než 1 mld m³ (obr. 2). Více než 150 dnů v roce je spotřeba plynu větší než dodávky z dovozu a ve stejné dlouhém období je proto nutné plyn čerpat ze stávajících zásobníků.

Podzemní zásobník plynu Příbram - Háje, zprovozněný blízko centra velké špičkové spotřeby (Praha a okolí), umožňuje díky svému tlakovacímu systému téměř okamžitý přechod z režimu těžby na režim plnění a naopak, takže je pohotově k dispozici stálý a vysoký těžební výkon, což je značnou předností oproti klasickým zásobníkům, u nichž těžební výkon v průběhu odtěžování trvale klesá. Tlakový PZP Háje v šak neslouží pouze zásobování Prahy a středočeského regionu, jeho propojení se soustavou plynovodů a dalších čtyř klasických podzemních zásobníků (Lobodice, Tvrdonice, Stramberk, Dolní Dunajovice) výrazně zvyšuje i spolehlivost zásobování plynem ze systému státního podniku TRANSGAS.

V denním tisku se objevily značně nadnesené spekulace o tom, kolik podzemní zásobník Příbram - Háje stál. Správná hodnota je 3,25 mld. Kč.

POPIS KONSTRUKCE

Spodní stavba PZP Háje je tvořena cca 45 km chodeb umístěných na ploše 1,5 km², v hloubce 950 m pod povrchem (obr. 3). Vyrubaná plocha příčného profilu chodeb je 10 - 12 m² (foto 1). Celkový objem podzemního prostoru pro uskladňování plynu činí 620 000 m³ a je vytvořen čtyřmi překopky a 65 páry zásobníkových chodeb, které jsou na čelech příčně propojeny. To usnadnilo jednak organizaci výstavby, jednak zlepšilo hydraulické podmínky při provozu zásobníku.

Celý systém chodeb byl vyražen ve spádu 5%, takže případné průsaky podzemní vody do zásobníku jsou svedeny do odvodňovací jímky, ze které je voda čerpána na povrch. Čerpaná množství jsou velmi malá, po dobu 8 měsíčního zkušebního provozu bylo vyčerpáno množství několika desítek m³.

Po dokončení kaverny byl podzemní zásobníkový prostor v přístupových překopkách uzavřen stavebně nejnáročnější částí celé konstrukce - dvěma páry tlakových železobetonových uzavěrů, tzv. zátek. Mezizátkový prostor je naplněn vodou, tvořící těsnící vodní clonu s regulovatelným přetlakem proti tlaku plynu ve zásobníku. To je umožněno funkcí vrtu vedeného z povrchu do mezizátkového prostoru - výška sloupce vody ve vrtu a přídavný tlak inertního plynu na její hladinu zajišťuje vždy dostatečný přetlak (min. 0,5 MPa) proti tlaku plynu v zásobníku.

Podzemní PZP je s nadzemní technologickou částí spojeno sedmi vrtů - odvodňovacím vrtem, již zmíněným vrtem do mezizátkového prostoru a 5 vtláčovacími vrtů pro přívod zemního plynu (foto 2).

Projektovaná kapacita zásobníku při tlaku do 9,5 MPa činí 55 mil. m³ plynu s možným denním těžebním výkonem 6 mil. m³. Po zaplavení přístupových překopků a šachty č. 16 podzemními vodami bude možné zvýšit maximální tlak v zásobníku na 12,5 MPa. Tím by se uskladňovací kapacita zvýšila na 72 mil. m³ plynu a denní těžební výkon na 9 mil. m³.

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM

Podzemní zásobník plynu Příbram - Háje je umístěn v oblasti rudního revíru Příbram, tvořeného polymetalickým a uranovým ložiskem. Polymetalické ložisko je vyvinuto zejména v sedimentálním komplexu hornin prekambického a kambričského stáří, uranové ložisko souvisí s exokontaktem středočeského plutonu. Na uranovém ložisku byly těžební a průzkumné práce prováděny v pásmu dlouhém cca 20 km, širokém 1 - 3 km a v hloubkách až 1800 m.

INTRODUCTION

After eight months of the successful test operation (including the winter season), the underground gas storage in Háje near Příbram was set into operation at the end of March in a festive way.

The construction and the subsequent use of the new underground gas storage makes it possible to solve disproportions between the relatively even deliveries of the natural gas from import (Figure 1) and uneven consumption. Difference between the lowest summer gas consumption (July) and the highest winter gas consumption (December) was more than 1 bil. cub. m in the year 1998 (Figure 2). More than 150 days in the year, the gas consumption is higher than imported deliveries, and in the same length of time it is necessary to take gas from existing gas storages.

The Příbram - Háje underground gas storage, set into operation near to the centre of a high peak consumption (Prague and its neighbourhood), makes it possible, due to its pressure system, a nearly immediate switch from the regime of drawing to the regime of filling and vice versa, so that there is always ready a constant and high drawing output which represents a considerable preference with respect to classic storage tanks, where the drawing output during the drawing regime plunges continually. The pressure UGS Háje, though, does not serve only for supplying Prague and the Middle Bohemian region, its connection to the system of gas pipe lines and further four classic underground storages (Lobodice, Tvrdonice, Stramberk, Dolní Dunajovice) increases considerably the reliability of gas supply from the system of the state owned enterprise TRANSGAS.

In the press there appeared a very exaggerated speculation concerning costs of the underground storage of Příbram - Háje. The correct value amounts to 3.25 billion CZK.

DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The underground UGS Háje consists of about 45 km of galleries situated on the area of 1.5 sq.km, in the depth of 950 m under the ground (Figure 3). The excavated area of the cross profile of galleries is 10 to 12 sq.m (photograph 1). Total volume of the underground space for storing gas amounts to 620 000 cub.m, and it is formed by four crosscuts and 65 pairs of storage galleries, the faces of which are interconnected in a cross way. It enabled the construction organization and improved hydraulic conditions during the storage operation.

The whole system of corridors was driven in a slope of 5 %, so that a penetration of underground water into the storage, if any, is directed to a drainage tank, from which water is pumped to the surface. Pumped quantities are very small. During eight months of the test operation only several tens of cub.m of water were pumped out.

After the cavern had been completed, the underground storage space in access crosscuts was closed by the most exciting part of the whole structure - by two pairs of pressure reinforced concrete seals, so called plugs. The space between the plugs, so called an interplug space, is filled with water, forming a sealing water curtain with a controlled overpressure against gas pressure from the storage. It is enabled by the function of a bore hole, made from the ground level into the interplug space - the water column height in the bore and the additional pressure of inert gas onto its surface ensures always a sufficient overpressure (min. 0.5 MPa) against the gas pressure in the storage.

The underground of the UGS facility is connected to the surface technological part by means of seven bore holes - a drainage bore hole, the mentioned bore into the interplug space, and 5 pressing bore holes for supply of natural gas (photograph 2).

The designed capacity of the storage at the pressure up to 9.5 MPa amounts to 55 mil cub.m of gas with a possible daily drawing output of 6 mil cub.m. After filling the access crosscuts and the shaft No. 16 with underground water, it will be possible to increase maximum pressure in the storage up to 12.5 MPa. In this way the storage capacity would be increased to 72 mil. cub.m of gas and the daily drawing output to 9 mil. cub.m.

ENGINEERING-GEOLOGICAL SURVEY

The underground gas storage Příbram - Háje is situated in the area of the ore district Příbram, formed by a polymetallic and uranium deposit. The polymetallic

Velmi intenzivní exploatace (z podzemní rudního revíru bylo odtěženo cca 40 až 50 milionů m³ hornin) významně ovlivnila původní stav napjatosti horninového masivu; obnova rovnovážného stavu byla vedle běžných procesů provázána řadou anomálních tlakových a deformačních projevů horninového masivu (Růžička, 1998).

Rozsáhlá těžební a průzkumná činnost v dané lokalitě nepochybně přinesla řadu cenných vědeckých poznatků a praktických zkušeností z hlediska chování horninového masivu při ražbě ve velkých hloubkách. Tyto poznatky, jejichž získávání není rozhodně ani časté ani snadné, by měly být cennými podklady při výstavbě podzemních staveb ve velkých hloubkách (skladiště medií, úložiště nebezpečných a jaderných odpadů apod.)

Na přelomu osmdesátých a devadesátých let byly exploatační práce na uranovém ložisku zastaveny a s využitím stávající těžní šachty č. 16 byl přibližně v letech 1988 - 1991 realizován v důlním poli Brod příbramského uranového revíru inženýrsko-geologický průzkum [1], který zmapoval podrobně geologickou a tektonickou stavbu severozápadní partie středočeského plutonu.

Z hlediska geologické stavby je podzemní zásobník plynu situován do hornin středočeského plutonu cca 1 - 2 km od jeho exokontaktu s proterozoickými či paleozoickými drobnými a břidlicemi, v hloubce téměř 1000 m pod povrchem. Horninový masiv je tvořen řadou vesměs velmi pevných (120 - 200 MPa) granitoidních i bazických hornin, z nichž nejvýznamnější zastoupení mají granity, granodiority, tonality a gabrodiority.

Tektonicky významnější porušení horninového masivu je pouze sporadické, původní porušení podél diskontinuit je často setřeno následnou silifikací. Hustota primárních a sekundárních diskontinuit je odlišná. Primární dlouze průběžné diskontinuity mají hustotu malou (600 až 2000 mm), sekundární diskontinuity hustotu střední (200 až 600 mm); diskontinuity jsou rovinné, drsné, sevřené a zcela nepropustné. Při ražbě se chovají jako predisponované plochy odlučnosti.

deposit arose particularly in a sedimentary complex of rocks of Precambrian and Cambrian age, the uranium deposit is in connection with the exocontact of the Middle-Bohemian Pluton. On the uranium deposit, there were performed mining and surveying works in a zone about 20 km long, 1 to 3 km wide and in depths up to 1 800 m.

A very intensive exploitation (from the underground of the ore district there was extracted about 40 to 50 mil. cub. m of ores) affected considerably the original state of the ore massif tensness. Restoration into the balanced state was accompanied, besides usual processes, with many anomalous pressure effects and deformation ones of the ore massif (RŮŽIČKA, 1998).

Extensive mining and survey activity in the said locality, of course, brought valuable scientific knowledge and practical experience with respect to the conditions of the ore massif, if excavation in a considerable depths is performed. The said knowledge, gaining of which is neither often nor easy, would form a valuable basis when implementing underground structures in considerable depths (storage of media, repositories of dangerous and nuclear waste, and the like).

At the end of eighties and at the beginning of nineties, the exploitation of the uranium deposit was stopped, and with utilization of the existing mining shaft No. 16, there was realized, approximately in the years 1988 to 1991, in the mining field Brod of the Příbram uranium district, an engineering-geological survey /1/ which investigated in details the geological and tectonic structure of the north-western parts of the Middle Bohemian pluton.

With respect to the geological structure, the underground gas storage is situated into the ores of the Middle-Bohemian pluton, about 1 to 2 km from its exocontact to proterozoic or paleozoic greywackes and slates, in the depth nearly 1000 m under the ground. The ore massif consists of several very solid (120 to 200 MPa) granitic and basic rock, the most important of which are granites, granodiorites, tonalites and gabrodiorites.

Tectonically more important defects of the rock massif are sporadic only, original failures along discontinuities are often obscured by a subsequent silification. The density of primary and secondary discontinuities is different. The primary long running discontinuities have a low density (600 to 2000 mm), secondary discontinuities have a middle density (200 to 600 mm). Discontinuities are planar, rough, tight and completely watertight. During driving operations they behave as predisposed areas of separation.

WATERTIGHTNESS, GASTIGHTNESS, CONTAMINATION

Results of the survey made it possible to find a geologically structural position suitable for the investment intention, viz. to situate a pressure underground gas storage there. The necessary precondition, as to the quality of the rock massif, was to comply with conditions of watertightness, gastightness and contaminations of the stored medium which does not endanger the health, as well as to fulfil conditions of a long-term stability, mostly of excavations without support.

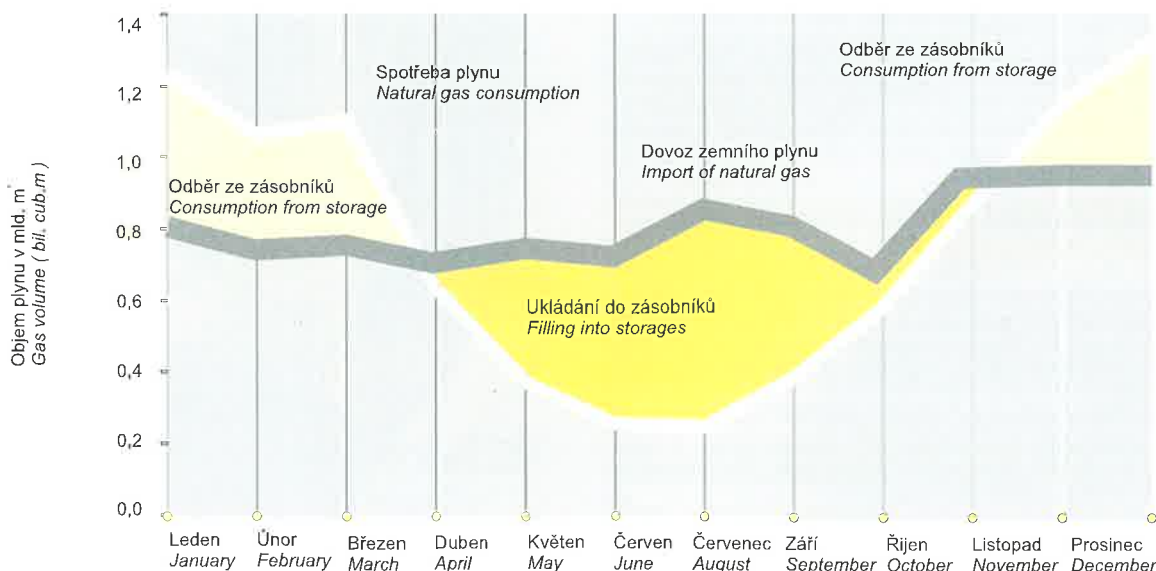
The surveying works drew the attention during all performed stages to monitoring of the natural saturation of the rock massif and to its watertightness. The saturation character might indicate and affect eventual later untightness of the storage due to permanently irrigated discontinuities communicating with the external environment.

Globally it may be stated that in the area of a geotechnical type of sound granitic rocks, i.e. in the prevailing part of the whole storage space, the filtration coefficient values move between orders 10⁻¹¹ and 10⁻¹² mps. From the technical point of view, the said values refer to a waterproof massif.

In the area of saturated discontinuities, taking place in the dominant way in the



Obr. 1
Struktura nákupu zemního plynu v České republice v roce 1999
Structure of national gas purchase in the Czech Republic the year 1999



Obr. 2
Dovoz a spotřeba zemního plynu leden - prosinec 1998
Import and consumption of natural gas January to December 1998

VODOTĚSNOST, PLYNOTĚSNOST, KONTAMINACE

Výsledky průzkumu umožnily nalézt geologickostrukturní pozici vhodnou pro investiční záměr umístit do daného prostoru tlakový podzemní zásobník plynu; nutným požadavkem na kvalitu horninového masivu bylo splnění podmínek vodotěsnosti, plynotěsnosti a zdraví neohrožující kontaminace skladovaného média, stejně tak jako splnění podmínek dlouhodobé stability převážně nevystrojených výrubů.

Průzkumné práce věnovaly ve všech prováděných etapách oprávněnou pozornost sledování přirozeného zvodnění skalního masivu a jeho propustnosti; charakter zvodnění mohl totiž indikovat a mít vliv na případné pozdější netěsnosti zásobníku v důsledku existence trvale zvodněných diskontinuit, komunikujících s vnějším prostředím.

Globálně lze konstatovat, že v oblasti hornin geotechnického typu zdravých granitoidů, tj. ve výrazně převažující části celého prostoru zásobníku, se pohybují hodnoty koeficientů filtrace mezi řády 10^{-11} a 10^{-12} m/s. Z technického hlediska představují tyto hodnoty masív nepropustný.

V oblasti zvodněných diskontinuit, vyskytujících se dominantně ve směru SZ - JV, ale i ve směru zhruba ortogonálním, jsou koeficienty filtrace vyšší a činí 10^{-10} m/s (výjimečně až 10-9 m/s). Ve většině případů byly naraženy rychle slábnoucí a vysychající přítoky z nevýznamných zvodněných poruch, z nichž během několika dnů vytekly všechny statické zásoby vody. Pokud byly ražbou zásobníkových chodeb zastíženy výraznější trvale zvodnělé poruchy, bylo rozhodnuto o jejich injektáži. Postupně byly injektáží likvidovány prakticky všechny trvalejší přítoky, takže po dokončení podzemní části vlastního zásobníku činily v polovině roku 1997 celkové přítoky do zásobníku méně než 0,001 l/s, což bylo zcela vyhovující z hlediska funkčnosti díla.

Rozhodujícím kritériem plynotěsnosti se staly testy propustnosti masivu zkouškami „in situ“, které berou v úvahu strukturní stavbu horninového masivu.

Na základě zkoušek VTZ (vodní tlakové zkoušky) a PTZ (zkoušky stlačeným vzduchem) lze konstatovat, že není zásadní rozdíl v chování masivu při zkouškách tlakovou vodou a tlakovým vzduchem. Z hlediska prodyšnosti (plynotěsnosti) lze tudíž masív KZP Příbram charakterizovat z podstatné části jako přirozeně nepropustný. Injektáží poruchových zvodněných pásem, v nichž by jinak docházelo k mírně zvýšené plynotěsnosti masivu, se dosáhlo i jeho plynotěsnosti.

V průběhu stavby PZP Příbram bylo v roce 1993 uskutečněno rozsáhlé měření exhalace radonu a Státním zdravotním ústavem posouzena možnost nebezpečné kontaminace uskladněného zemního plynu radonem, vznikajícím rozpadem radioaktivních prvků, obsažených v horninovém masivu.

Přestože možnost kontaminace zemního plynu radonem byla na základě zmíněných zkoušek označena jako nevýznamná, umístění PZP v poměrně blízkosti uranového rudného příbramského ložiska vyvolávalo přetrvávající obavy vyššího obsahu radonu v PZP a tím i v uskladněném plynu.

V letech 1994 - 95 byla proto realizována rozsáhlá měření rychlosti plošné exhalace radonu, při nichž byla vzata v úvahu geologická situace v prostoru zásobníku - petrografické typy hornin a poruchová pásma - která výrazně ovlivňují emanace radonu.

Z výsledků měření vyplynuly následující průkazné závěry:

- průměrné zjištěné obsahy přírodních radionuklidů U a Th a jsou nižší než průměrné hodnoty v Českém masivu,
- průměrná rychlost plošné exhalace radonu v PZP je minimálně o polovinu nižší než celosvětový průměr,
- za předpokladu provozního tlaku v zásobníku 2 až 9,5 MPa se obsah radonu v zemním plynu při jeho expanzi na hodnotu 0,1 MPa (v domácnosti) snižuje na hodnoty řádově v tisících Bq/m³ (průměrná hodnota ve vzduchu na severní polokouli činí 3 - 22 Bq/m³).

Podrobná měření exhalací radonu do prostoru PZP Příbram, jejichž vyhodnocení berou v úvahu jak geologické vlivy, tak základní technologické podmínky, dávají záruku naprosto nezávadnosti používání plynu z PZP z hlediska radiace zátěže obyvatelstva. Měření kontaminace zemního plynu radonem z roku 1998 tyto závěry potvrzují.

DLOUHODOBÁ STABILITA VÝRUBŮ ZÁSOBNÍKOVÝCH CHODEB

IG průzkum provedl hodnocení kvality horninového masivu podle pětiparametrové klasifikace RMR prof. Bieniawského, která se ukázala pro dané podmínky jako nejvhodnější. Pro základní a nejrozšířenější horninový typ (zdravé granitoidy) byla hodnota RMR > 80, což značí velmi dobrou kvalitu horninového masivu (Vrba, 1991).

Předpoklad stability nevystrojených výrubů o ploše 10 - 16 m² byl potvrzen i matematickým modelováním ražeb metodou MKP, která jako jeden z požadavků stanovila pro stropní část výrubu nejlépe kruhový profil, jehož pravidelnost bylo nutno zajistit vhodnou technologií trhačích prací.

Zásobníkové chodby vykazovaly při závěrečné kontrolní prohlídce v r. 1997 [2] vizuálně velmi dobrou stabilitu převážně nevystrojených výlomů při zachování podkovitého tvaru kruhové úseče (obr. 4a). Výjimky z tohoto obecného stavu bylo možno pozorovat v následujících případech:

- při vzniku odprysků
- při ražbě v poruchových pásmech.

NW - SE direction, but even in the direction being approximately orthogonal, the filtration coefficients are higher and amount to 10^{-10} mps, (exceptionally up to 10^{-9}). In most cases there were encountered quickly weakening and running dry inflows from minor saturated faulted rock, from which all static reserves of water flowed out within several days. If the heading encountered more important, permanently saturated faults, it was decided to perform a grouting. Step by step there were liquidated practically all more permanent inflows, so that after completing the underground part of the storage proper, total inflows into the storage represented, in the middle of the year 1997, less than 0.001 litres per sec., which was suitable with respect to the function of the work.

Tests of permeability by means of in-situ testing, which take into consideration the structural composition of the rock massif, became the decisive criterion of gastightness.

On the basis of WPT (water pressure tests) and CAT (compressed air tests), it may be stated that there is no fundamental difference in behaviour of the massif at tests by means of a pressure water test and compressed air. With respect to the permeability (gastightness), the Příbram massif may be characterized in its considerable part as naturally impermeable. By grouting of the faults in the saturated zones, where otherwise a slightly increased massif permeability occurs, there was achieved even its gastightness.

In the course of the UGS Příbram construction, in the year 1993, extensive measurements of radon exhalation were carried out, and the Public Health Authority evaluated the likelihood of a contamination of the stored natural gas by radon, arising by disintegration of radioactive elements comprised in the rock massif.

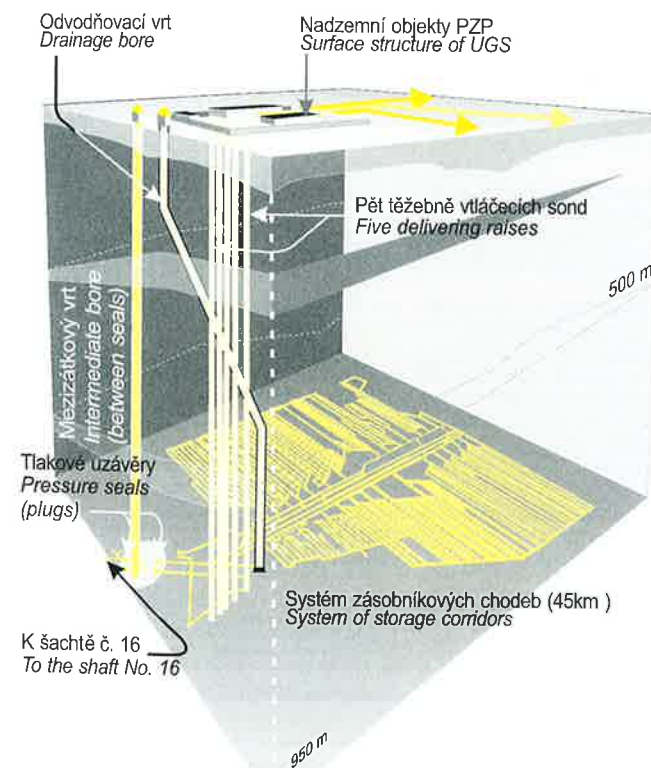
In spite of the fact that the possibility of a natural gas contamination by radon was indicated as unimportant, the location of the UGS near the Příbram uranium deposit caused so far existing fears with respect to a higher content of radon in the UGS, and in this way even in the stored gas.

That is why within the years 1994 to 1995 there were realized extensive measurements of the planary speed of the radon exhalation, and there was taken into consideration the geological situation in the storage area - petrographic types of rocks and fault zones - which considerably affects radon emanations.

From measurement results, the following, by evidence supported, conclusions were made:

- average content of natural U and Th radionuclides are lower than average values in the Bohemian massif
- the average velocity of the radon planary exhalation in UGS is min. by one half lower than the world average,
- provided that the operational pressure in the storage is 2 up to 9.5 MPa, the radon content in natural gas at its expansion to the value 0.1 MPa (in households) is decreased to values which can be expressed in thousands of Bq/cub.m (average value in atmosphere on the northern hemisphere amounts to 3 up to 22 Bq/cub.m).

Analogous measurements of radon exhalations into the space of the UGS Příbram, the evaluation of which take into consideration both geological influences and basic technological conditions, provide a security that the use of gas



Obr. 3
Schéma umístění podzemního zásobníku plynu (PZP)
Diagram of the underground gas storage (UGS) location

Odpřisky jsou fenoménem, který lze pozorovat při ražbě výrubů v křehkých horninách v prostředí vysoké primární napjatosti. V průběhu ražby překopů i zásobníkových chodeb PZP byl tento jev často zaznamenán (Smolař, 1999) a na některých čelbách došlo ke zvýšenému počtu úrazů lamáčů tenkými deskami horniny, odpráskávajícími z líce výrubu s dosti značnou kinetickou energií a za zvukových efektů (střílení horniny či „praskavky“).

Postupným oddělováním horninových šupin od líce výrubu se vytváří korytový „V“ tvar výrubu, při čemž osa tohoto koryta je vždy kolmá ke směru většího z hlavních napětí. Při konstalaci $\sigma_{\max} = \sigma_h$, která byla dle deformačních měření [1] typická pro partie horninového masivu v prostoru PZP (koeficient $K_s = \sigma_h : \sigma_v = 1,1$ až 1,3), se vytvářel tvar výrubu podle obr. 4b.

V **poruchových pásmech**, která nepříznivě ovlivňovala pevnost horninového masivu i tvary výrubů, byly zásobníkové chodby vyztužovány svorníkovou výstrojí se sítěmi, ocelovou TH-výstrojí, případně stříkaným betonem. Prostor vývalu byl zakládán poplícementovými tvárniciemi, případně dřevěnými hraněmi. Tvary výrubů jsou schematicky zachyceny na obr. 3c,d.

Dlouhodobá stabilita chodeb závisí na řadě činitelů mezi které patří zejména:

- pevnost horninového masivu a jeho porušení
- napětový stav v neporušeném masivu
- geometrická charakteristika díla
- úroveň a charakter napětového stavu po provedení díla
- velikost a druh napětových změn během provozu díla
- způsob vyztužení a trvanlivost vyztuže.

Stupeň dlouhodobé stability (SF) můžeme vyjádřit např. vztahem

$$SF = \frac{\sigma_d \cdot k_s \cdot k_w \cdot k_\xi}{\sigma_{\max}} > 1$$

- σ_d - pevnost horniny v tlaku
- σ_x - mez kluzu horniny
- k_s - součinitel strukturního oslabení
- k_w - součinitel vlivu vody na pevnostní vlastnosti ($k_w = 1$)
- k_ξ - součinitel dlouhodobé pevnosti
- σ_{\max} - maximální hodnota napětí v okolí díla ($\sigma_{\max} < 0,86 \sigma_x$ jako důsledek vlivu opakovaného namáhání tlakem plynu)

Tlaková pevnost horniny σ_d (granitu a jeho modifikací) se pohybovala od 120 do 200 MPa, přičemž mez kluzu horniny σ_x nebyla v žádném případě nižší než 80% meze pevnosti.

Strukturní vlastnosti horninového masivu lze vesměs charakterizovat (mimo poruchová pásma) průměrnou vzdáleností trhlin a puklin ve velikosti 0,2 - 1 m, čemuž odpovídala velikost $k_s \approx 0,8 - 0,9$.

S ohledem na namáhání pod mezí kluzu horniny ($\sigma_{\min} = 90$ MPa), byl součinitel dlouhodobé pevnosti uvažován velikostí $k_\xi = 0,8$.

Velikost σ_{\max} závisí především na geometrické pozici díla (hloubka, tvar díla, vzájemná superpozice účinků atd.) a napětovém stavu v neporušeném horninovém masivu, jehož charakteristikou je především součinitel bočního tlaku K_s . Velikost tohoto součinitele byla uvažována v hodnotách $K_s = 1,1 - 1,3$ dle průzkumných údajů [1].

K posouzení stability je nutno uvést, že vnitřní tlak plynu v PZP výrazně zlepšuje stupeň stability, protože obecně platí, že

$$\sigma_{\max,p} = \sigma_{\max} - p$$

p - tlak plynu

$\sigma_{\max,p}$ - max napětí v hornině při provozu zásobníku

from the UGS is quite unexceptionable with respect to radiation danger as to population. Measurements of the natural gas contamination with radon, made in the year 1998, certify the said conclusions.

LONG-TERM STABILITY OF THE GALLERIES EXCAVATIONS

The EG survey resulted in a quality evaluation of the rock massif according to the five-parameter classification by Prof. Bieniawský, which proved to be most suitable for the existing conditions. For the basic and most usual rock type (sound granitoides), the RMR value was bigger than 80, which characterizes a very good quality of the rock massif (VRBA, 1991).

The stability assumption of excavations without support, with the heading area of 10 to 16 sq.m, was certified even by a mathematical modelling of heading by means of the Finite Elements Method (FEM), which determined, as one of the requirements for the roof part, a circular profile as the most suitable, the regularity of which had to be ensured by a suitable technique of blasting works.

The storage galleries proved at the final inspection in the year 1997 /2/ visually a very good stability of the mostly unsupported excavations without any out-fit, at keeping the horseshoe shape of the segment of a circle (Figure 4a). Exceptions from this general condition could be seen in the following cases:

- if a bursting appeared
- if the driving was performed in fault zones with failures

The bursting off is a phenomenon which may be seen when driving in fragile rocks, in the environment of a high primary state of stress. In the course of cross-cuts and the storage corridors, the said phenomenon often took place (SMOLAR, 1999) and on some faces, there occurred an increased number of accidents of miners caused by thin slabs of the rock, bursting on the intrados of the excavation, having a considerable kinetic energy and giving out some shot-like sound effects.

By a gradual separating of rock scales from the excavation face there forms a trough "V" shape of the excavation, and the axis of the said trough is always perpendicular to the direction of the more intensive of the main stresses. At the situation when $\sigma_{\max} = \sigma_h$, which was according to the deformation measurements /1/ typical for parts of the rock massif in the space of the UGS (coefficient $K_s = \sigma_h : \sigma_v = 1.1$ to 1.3), there was formed the excavation shape according to Figure 4b.

In the faulted zones which unfavourably affected the stability of the rock massif and excavation shapes, the storage galleries were supported by rock bolts with wire meshes, yielding steel ribs, eventually with shotcrete. The space where a break of occurred was filled with ash-cement moulded blocks, or with wooden skids. Shapes of excavations are systematically shown in Figure 3c,d.

The long-term stability of corridors depends upon many factors, which are represented especially by the following ones:

- stability of the rock massif and its failures
- state of stress in a massif without failures
- geometrical characteristics of the works
- level and character of the state of stress after completion of the works
- value and kind of changes in the state of stress during the operation of the works
- method of support, and the service life of the support.

The level of a long-term stability (SF) may be expressed e.g. by the following relation:

$$SF = \frac{\sigma_d \cdot k_s \cdot k_w \cdot k_\xi}{\sigma_{\max}} > 1$$

- σ_d - compression strength of the rock
- σ_x - yield limit of the rock
- k_s - coefficient of the structural weakening
- k_w - coefficient of the water influence upon strength properties ($k_w = 1$)
- k_ξ - coefficient of the long-term strength
- σ_{\max} - maximum stress value in the neighbourhood of the work ($\sigma_{\max} < 0,86 \sigma_x$ as the consequence of the influence of repeated stressing by gas pressure)

Compression strength of the rock σ_d (of granite and of its modifications) varied from 120 to 200 MPa, and the yield limit of the rock σ_x was in no case lower than 80 % of the strength limit.

Structural properties of the rock massif can be characterized altogether (external zones with failures) by an average distance of cracks and fractures of the size: 0.2 to 1 m, with which the size $k_s = 0.8$ to 0.9 was corresponding.

With respect to the stress under the yield limit of the rock ($\sigma_{\min} = 90$ MPa), the coefficient of the long-term strength was considered in the value of $k_\xi = 0.8$.

The value of σ_{\max} depends above all upon the geometrical position of the excavation (depth, shape, mutual superposition of effects, etc.) and upon the stress condition in a rock massive without failures, the characteristics of which is represented, in the first place, by the coefficient of the side pressure K_s . The value of this coefficient was considered in values $K_s = 1.1$ to 1.3 according to survey data /1/.

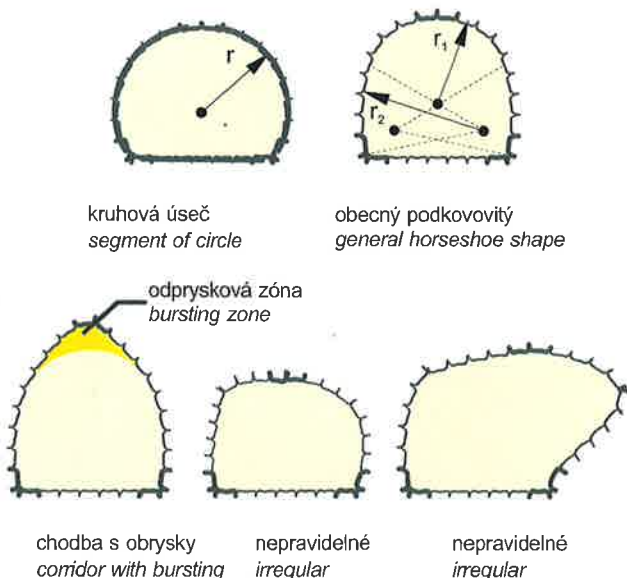
To the stability evaluation, it is necessary to note that the internal gas pressure in the UGS improves considerably the stability level, because it is generally valid that

$$\sigma_{\max,p} = \sigma_{\max} - p$$

p - gas pressure

σ_{\max} - max stress in the rock during the storage operation.

After the underground part of the storage had been completed, there was carried out, in an expert's opinion [2], the evaluation of the long-term stability of designed excavations and of most frequent atypical shapes of storage galleries.



Obr. 4

Tvary výrubů zásobníkových chodeb
Shapes of excavation of storage corrid

Po dokončení podzemní části zásobníku bylo v expertním posudku [2] provedeno posouzení dlouhodobé stability výrubů projektovaných a nejčastějších atypických tvarů zásobníkových chodeb.

Vybrané případy byly stabilně posouzeny pomocí programového systému PHASES (MKP - univerzita Toronto), přičemž byly řešeny vždy krajní hranice pevnosti horniny v prostém tlaku z intervalu 120 až 200 MPa, při čemž $\sigma_{01} = (0,1 \text{ až } 0,06) \sigma_c$.

Z provedeného řešení vyplynulo, že v horninách s velmi vysokou pevností (200 MPa) je dlouhodobá stabilita výrubů, včetně stability při opakovaném zatěžování a odlehčování, zajištěna s dostatečnou bezpečností.

V horninách s pevností 120 MPa vykazují výrubu poněkud nižší dlouhodobou stabilitu v důsledku možného vzniku tahových porušení ve stropě a v počvě průřezu.

Na základě rozboru výsledků lze konstatovat, že tahová porušení hornin v počvě výrubu nejsou pro provoz zásobníkových chodeb nebezpečná. Tahová porušení ve stropních částech klenutých výrubů jsou malé velikosti (obvykle výšky 0,5 - 0,6 m), takže mohou vést ke vzniku vývalů o objemu cca 1 - 1,5 m³, což nikterak podstatně neovlivní vzrůst odporů při proudění plynu chodbami. Po odeznění vývalů se vždy vytvoří autostabilní tvar průřezu.

U výrubů nepravidelných tvarů (zejména obdélníkových) může porušení stropních částí výrubů dosahovat výšky 1 - 1,5 m. Z toho resultují vývaly objemu 4 - 5 m³. Tyto vývaly mohou ovlivnit zvýšení odporů při proudění plynu, v žádném případě však nedojde k zaplnění zásobníkové chodby nakypřenou horninou. Opět vznikne autostabilní tvar výrubu.

Grafické výstupy řešení ve formě stupně dlouhodobé stability SF a izolinií maximálního napětí $\sigma_{1 \max} = \sigma_{\max}$ jsou pro nejfrekventovanější tvary výrubů uvedeny pro $\sigma_0 = 120 \text{ MPa}$ na obr. 5 a 6.

Representative cases were evaluated as to stability by means of PHASES software (FEM - Toronto University), and there were always solved extreme limits of rock stability in plain compression from the interval 120 to 200 MPa, where $\sigma_{01} = (0,1 \text{ to } 0,06) \sigma_c$.

It resulted from the performed solution that in rocks having a very high strength (200 MPa), a long-term stability of excavations, including the stability at a repeated loading and relieving, is secured with a sufficient safety.

In rocks having strength of 120 MPa, the long-term stability of excavations is lower, due to a possible occurrence of a tensile disturbance in the roof and in the floor of the cross section.

On the basis of the result analysis, it may be stated that tensile disturbances of rocks in the floor of the cross section are not dangerous for operation of the storage galleries. Tensile defects in ceiling parts of vaulted excavations are of small dimensions (usually 0.5 to 0.6 m high), so that they may cause breaking of in the volume about 1 to 1.5 cub.m which does not affects a resistance increase of gas passage through the galleries. After the breaking of has faded away, a self-stabilised cross section shape will always form.

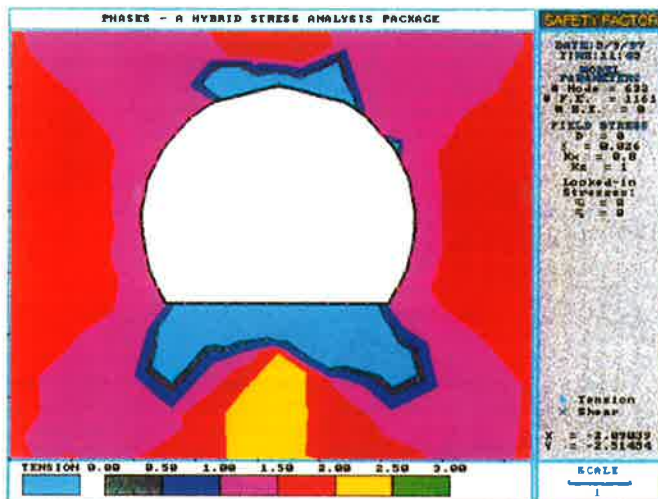
As to excavation of irregular shapes (particularly of an oblong shape), defects of the roof parts may be 1 up to 1.5 m high. It causes breaking of in the volume equal to 4 up to 5 cub.m. The said breaking of may cause an increase of resistance at gas streaming, but in no case the storage corridor might be filled with loose rock. There arises a selfstable excavation shape again.

Graphic solutions in the form of the stage of a long-term stability of the rock formation and of isolines of maximum stress $\sigma_{1 \max} = \sigma_{\max}$ are mentioned for the most frequent stoep shapes for $\sigma_0 = 120 \text{ MPa}$ on Figures 5 and 6.

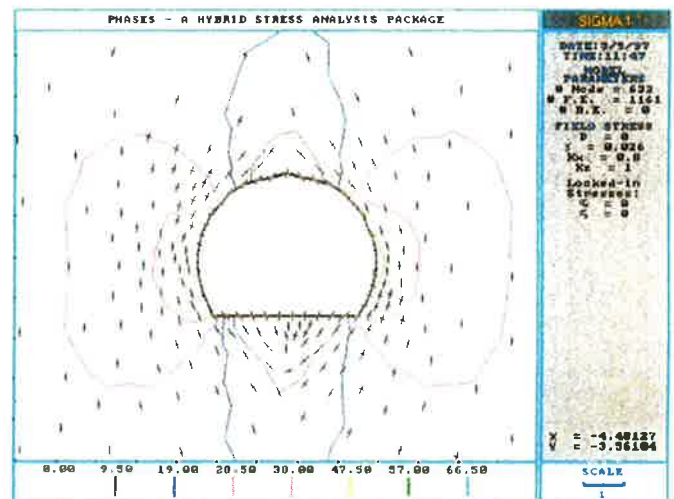
STORAGE SEALING PLUGS

The tightness of the storage after having been filled with gas, is ensured by a system of four pressure plugs in two access crosscuts. The interplug space is packed by a pressure water curtain.

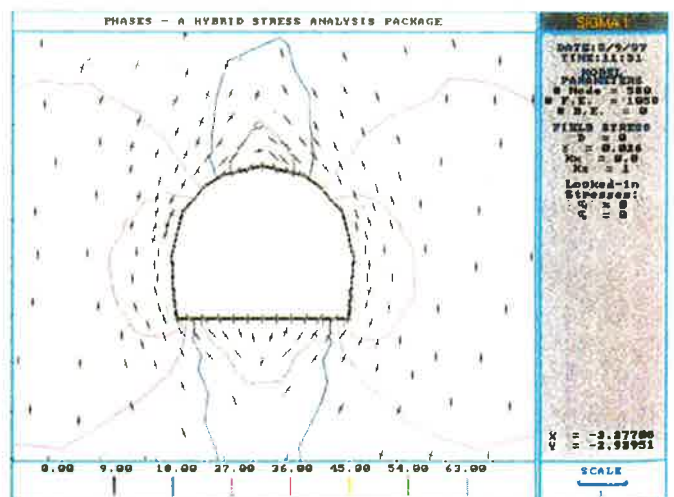
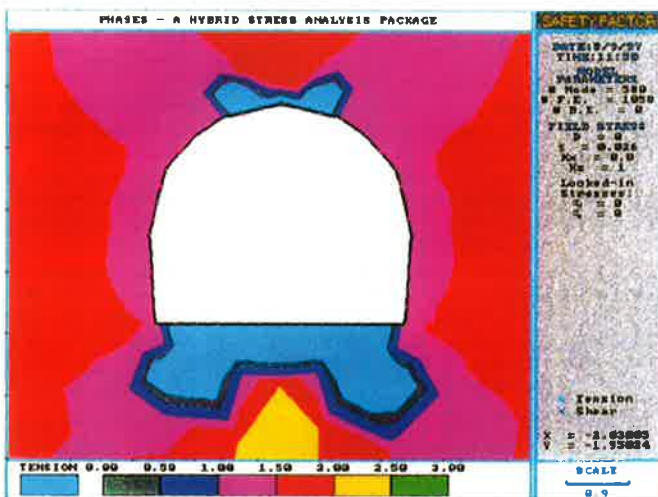
As the maximum assumed operational gas pressure in the storage is higher



a)



b)



Obr. 5 Výsledky řešení dlouhodobé stability - běžné tvary výrubů

a - stupeň dlouhodobé stability; b - σ_{\max}

Fig. 5 Solution results concerning the long-term stability - usual shapes of excavations

a - level of long-term stability; b - σ_1

TĚSNICÍ ZÁTKY PZP

Těsnost zásobníku po naplnění plynem je zajištěna systémem 4 tlakových zátek ve dvou přístupových překopectech. Mezizátkový prostor je těsněn tlakovou vodní clonou.

Protože maximální předpokládaný provozní tlak plynu v zásobníku je větší než hydrostatický tlak vody na plnou výšku nadloží (12,5 MPa > 9,5 MPa), je potřebný přetlak regulován tlakem dusíku na hladinu vody v zavodňovacím vrtu, vedném do mezizátkového prostoru.

Tlakové zátky musí být dostatečně pevné, kompaktní a hutné, a to nejen pokud se týká vlastního tělesa zátek, ale obdobné požadavky platí pro spáru mezi zátkou a okolním horninovým masivem. Tato spára musí zajistit zejména stejnou hodnotu únosnosti a vodotěsnosti ev. plynotěsnosti jako materiály, které se v této spáře stýkají. Z reálně dostupných stavebních materiálů bylo možno tyto požadavky úspěšně zajistit betonovými zátkami.

Z vhodné technologie pro realizaci betonových tlakových zátek lze považovat:

- monolitický beton
- prefabrikovaný beton
- prepekt beton
- stříkaný beton
- určité kombinace uvedených technologií.

U všech těchto technologií lze najít řadu předností i nedostatků. Po pečlivém rozboru problému navrhnul projektant provedení tlakových zátek ze stříkaného betonu B 30 s Kari sítěmi, které vyztužovaly těleso zátky proti namáhání prostorovým ohybem, vznikajícím v důsledku možného přetlaku na čelo zátky velikosti 12,5 MPa.

STATICKÉ ŘEŠENÍ ZÁTEK

Numerické modelování interakce tlakové zátky a horninového masivu prosto-

than the hydrostatic pressure of water onto the full overburden height (12.5 MPa > 9.5 MPa), the needed overpressure is controlled by nitrogen pressure onto the water surface in the irrigation bore hole directed into the interplug space.

The pressure plugs must be sufficiently strong, compact and consistent, viz. not only if it concerns the core of the plugs proper, but analogous requirements are valid for a gap between the plug and its surrounding rock massif. The said gap must guarantee at least the same value of bearing capacity and watertightness, or gastightness, as materials which are in contact in this gap. From really accessible building materials there could be successfully applied concrete plugs for the said requirements.

The following techniques could be considered as suitable for realizing the concrete plugs:

- monolithic concrete
- prefabricated concrete
- prepacked concrete
- shotcrete
- certain combination of the mentioned technologies.

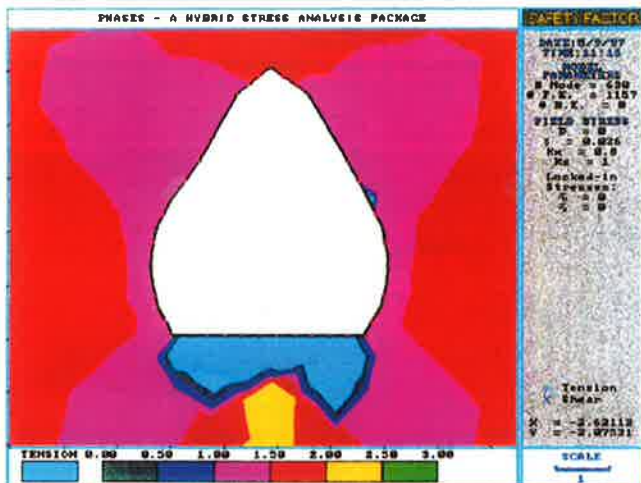
All the said techniques have many advantages and drawbacks. After a careful analysis of the problem, the designer designed the pressure plugs so that they may be made of shotcrete B 30 with Kari-nets which reinforced the plug body against the stress due to a spatial bending arising due to an overpressure of 12.5 MPa upon the plug face.

STATIC SOLUTION OF THE PLUGS

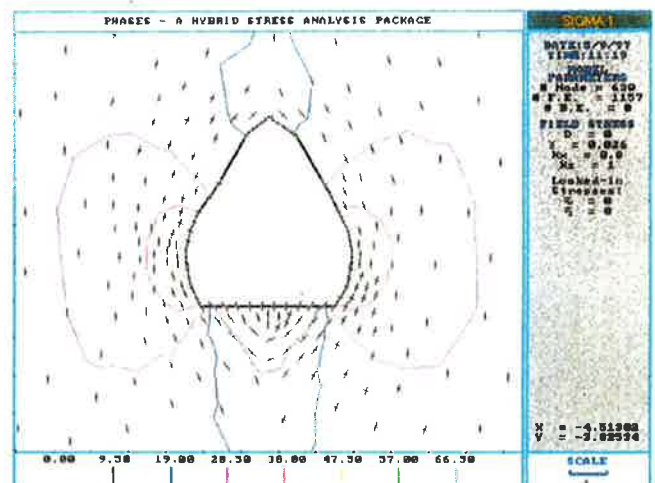
The numerical interaction modelling of the pressure plug and rock massif by means of a space model FEM (DOLEŽALOVÁ, 1993) proved that in shotcrete of the plug there arise, at maximum pressure, dangerous tensile and shearing stresses:

- maximum calculated tensile stress $\sigma_{\text{td}} = 2.5 \text{ MPa}$
- maximum calculated shearing stress $\tau_s = 5.1 \text{ MPa}$

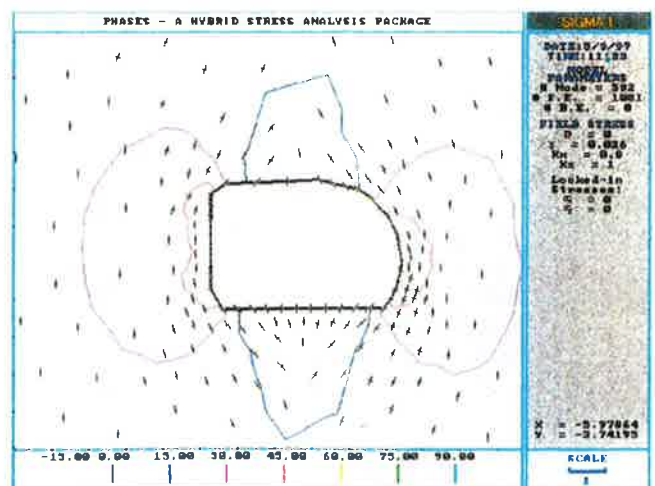
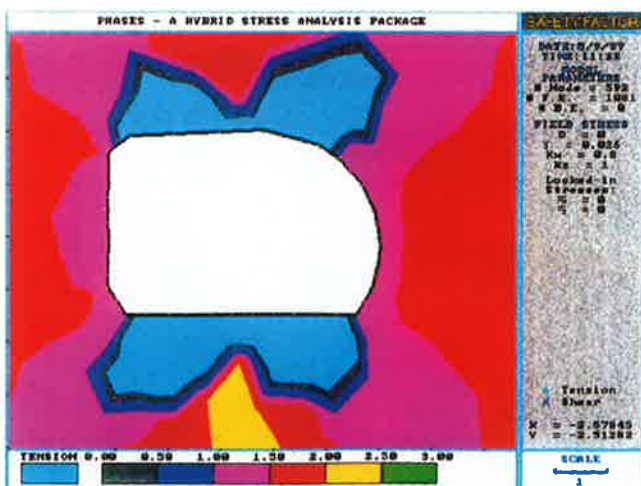
At the said stresses there was crossed, in many elements of the model plug,



a)



b)



Obr. 6 Výsledky řešení dlouhodobé stability - atypické tvary výrubů

a - stupeň dlouhodobé stability; b - σ_{max}

Fig. 6 Solution results concerning the long-term stability - atypical shapes of excavations

a - level of long-term stability; b - σ_{max}

rovým modelem MKP (Doležalová, 1993) ukázalo, že ve stříkaném betonu zátky vznikají při maximálním tlaku nebezpečná tahová a smyková namáhání:

- maximální výpočtové tahové namáhání $\sigma_{\text{td}} = 2,5 \text{ MPa}$
- maximální výpočtové smykové namáhání $\tau_{\text{d}} = 5,1 \text{ MPa}$.

Při těchto namáháních byla v mnoha elementech modelované zátky překročena výpočtová pevnost stříkaného betonu B 30 v tahu ($R_{\text{td}} = 1,2 \text{ MPa}$), na styku zátky s horninou byla téměř v polovině elementů vyčerpána smyková pevnost kontaktu.

Nutnost přenesení těchto namáhání vedla k návrhu použít sice stříkaného betonu, ale s rozptýlenou výztuží - stříkaný drátkobeton (Barták, 1994). Drátkobeton je ve srovnání s prostým betonem materiál kvalitnější, houževnatější. Rozptýlená výztuž zachycuje vyšší tlaková i tahová namáhání, brání vzniku mikrotrhlin od smršťování betonu a rozvoji tahových trhlin v konstrukci.

Nejvyšší hodnotu dosaženého tahového napětí $\sigma_{\text{td}} = 2,5 \text{ MPa}$ bylo možno pokrýt pevnostmi stříkaného drátkobetonu třídy F 40/3,8 (se zaručenou pevností v tlaku $R_{\text{tg}} = 40 \text{ MPa}$ a zaručenou pevností v příčném tahu $R_{\text{tg}} = 3,8 \text{ MPa}$), jehož výpočtová pevnost činí

$$R_{\text{td}} = \frac{R_{\text{tn}}}{\gamma_{\text{m}}} = \frac{R_{\text{tg}} \cdot x}{\gamma_{\text{m}}} = \frac{3,8 \times 0,85}{1,3} = 2,5 \text{ MPa}$$

Drátkobeton třídy F 40/3,8 byl navržen na objemové vyztužení = 0,85%, tj. 66,6 kg drátků v 1 m³ betonu.

Zavedením laboratorně odzkoušených pevnostních parametrů stříkaného drátkobetonu třídy F 40/3,8 (Trtík et al, 1995) bylo možno na základě výsledků analýzy napjatostního řešení prostorovou MKP konstatovat, že

- tlaková zátká plně vyhovovala namáhání prostorovým ohybem při maximálním provozním tlaku 12,5 MPa,
- kontakt zátky - hornina nebyl z podstatné části porušen smykem. Ve velmi omezeném rozsahu se však na kontaktu nacházely elementy, jejichž smykové namáhání vyhovovalo podmínce spolehlivosti; i když u jiného typu konstrukce by toto přetížení omezených oblastí bylo eliminováno redistribuováním namáháním, vzniklým při plastickém přetváření, u tlakové zátky plynového zásobníku představoval tento stav možnost zvýšení míry rizika selhání.

Pro mimořádnou investici typu tlakového zásobníku bylo třeba větší důraz položit na splnění podmínek spolehlivosti pro únosnost, použitelnost a životnost, než na protichůdné působící požadavky na hospodárnost konstrukce, což potvrzovaly zahraniční zkušenosti (Broch, 1992).

Z tohoto důvodu byly tlakové zátky na základě dalšího matematického modelování (Doležalová, 1997) posouzeny ve větších dimenzích při zachování původního základního tvaru (obr. 7). Zvětšení tlakových zátek na celkovou délku 10 m nepochoybně zlepšilo statické působení i nepropustnost zátek a pozitivně ovlivní jejich životnost (obr. 8).

REALIZACE A TLAKOVÉ ZKOUŠKY NA DEFINITIVNÍCH ZÁTKÁCH

Tlakovým uzávěrám (zátkám) a jejich spolehlivé funkci pevnostní i těsnící byla věnována mimořádná pozornost, protože na jejich kvalitě závisí bezpečná funkce celého zásobníku. Z toho důvodu byly přímo v podzemí realizovány dva velkopokusy - jednak provedení a zatěžovací zkouška pokusné zátky, jednak zkušební nástřík velkoobjemového drátkobetonového tělesa čerpadlem MEYCO SUPREMA s manipulátorem ALIVA. Tyto pokusné konstrukce a související činnosti byly pečlivě monitorovány z mnoha hledisek (výlomy, betonáž, tlakové zkoušky, vodotěsnost, stabilita), což umožnilo získání celé řady zásadních

the calculated tensile strength of B 30 shotcrete ($R_{\text{td}} = 1.2 \text{ MPa}$). In the contact of the plug with the rock, the shearing strength of the contact was used up, nearly in one half of elements.

The necessity of transferring said stresses resulted in the proposal to use shotcrete, but with a dispersed reinforcement - steel-fiber reinforced (SFR) shotcrete (Barták, 1994). SFR concrete, in comparison with plain concrete, is a material of a higher quality and tougher. The dispersed reinforcement catches higher compression stresses and tensile ones, prevents for microcracks, caused by concrete shrinking, to arise, and that said cracks in the structure may be enlarged.

The maximum value of the achieved tensile stress $\sigma_{\text{td}} = 2.5 \text{ MPa}$ could be covered by strengths of SFR shotcrete of the class F 40/3.8 (with a guaranteed compression strength: $R_{\text{tg}} = 40 \text{ MPa}$ and with a guaranteed cross tensile strength: $R_{\text{tg}} = 3.8 \text{ MPa}$), the calculated strength of which amounts to

$$R_{\text{td}} = \frac{R_{\text{tn}}}{\gamma_{\text{m}}} = \frac{R_{\text{tg}} \cdot x}{\gamma_{\text{m}}} = \frac{3,8 \times 0,85}{1,3} = 2,5 \text{ MPa}$$

Wire concrete of the class: F 40/3.8, was proposed to a volume reinforcing $u_v = 0.85 \%$, i.e. 66,6 kg of steel fibers in 1 cub.m of concrete.

After determining parameters of SFR concrete, tested in a laboratory way, of the class F 40/3.8 (Trtík et al, 1995) it was possible, on the basis of the analysis of the stress solution by the space FEM, to state, that

- the pressure plug was fully suitable for stress caused by a spatial bending at max. operational pressure of 12.5 MPa,
- the contact: plug - rock was not endangered by a shear considerably. In a very limited extent, though, there were found elements in the contact, the shearing stress of which was in compliance with the condition of reliability. In spite of the fact that as to another type of the structure, the said overload of limited areas would be eliminated by a redistributed stress, arisen at a plastic deformation concerning the gas storage plug, the said condition represented the possibility that the risk of failing will be increased.

For an extraordinary investment of such a type of a pressure storage, it was necessary to place more emphasis on performing reliability conditions concerning the load capacity, applicability and service life than on requirements of controversial influences concerning the structure economy, which was proved by foreign experience (Broch, 1992).

That is why the pressure plugs, on the basis of a further mathematic modeling (Doležalová, 1997), were judged in larger dimensions at keeping the original basic shape (Fig. 7). When making said pressure plugs bigger, viz. up to total length of 10 m, the static effect and the impermeability of the plugs were improved and their service life was affected in a positive way (Fig. 8).

REALIZATION AND PRESSURE TESTS WITH FINAL PLUGS

An extraordinary attention was paid to pressure seals (plugs) and to their reliable strength function and sealing one, because the safe function of the whole storage is depending upon their quality. That is why just in the underground, two extensive tests were realized - both performance and loading test of the test plug, and the test spraying of a big volume body, made of SFR shotcrete, by means of a MEYCO SUPREMA pump with an ALIVA manipulator. The said test structures and incident activities were carefully monitored from many points of view (excavations, concrete placing, pressure tests, watertightness, stability) which made it possible to obtain many fundamental pieces of knowledge applied when manufacturing the final plugs. The most fundamental information is described in details in further articles of TUNEL No. 2/99:

- An effective system of excavation for pressure plugs which accelerated considerably their realization at a more strict adherence to the excavated shape, and for a lower disturbance of their surroundings (photograph 3).



Foto 1 – Pohled do chodeb kavernového zásobníku
Photo 1 – View into galleries of the cavern storage

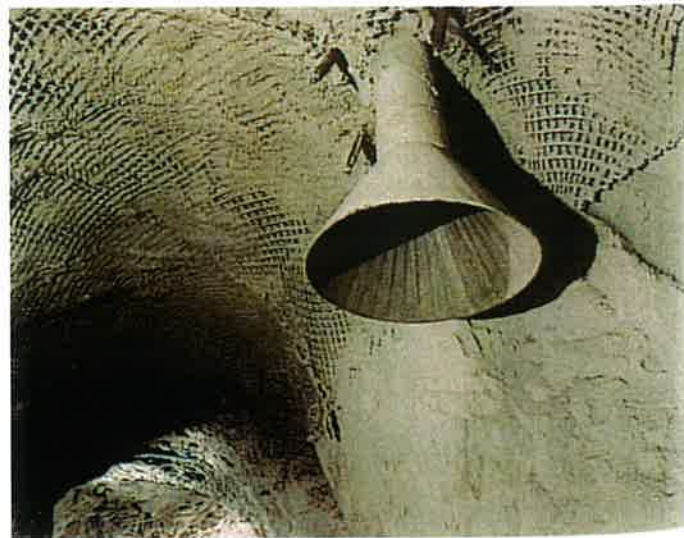


Foto 2 – Vyústění těžebně-vtláčečeho vrtu
Photo 2 – The mouth of the gas filling bore hole

poznatků, využitých při provádění definitivních zátek, z nichž ty nejzásadnější jsou podrobně popsány v dalších článcích TUNELU č. 2/99:

- Byl nalezen účinný systém pro provedení výlomů tlakových zátek, který podstatně urychlil jejich realizaci při přesnějším dodržení tvaru výlomů a menší rozvolnění jejich okolí (foto 3).
- Byl realizován dokonalý technologický postup přípravy betonové směsi a jejího ukládání (stříkání), což zaručilo kvalitní jak pevnostní, tak těsnící vlastnosti betonu. Konstrukce tlakových zátek ze stříkaného drátkobetonu je ve světě zcela unikátní (foto 4).
- Byl realizován velmi účinný systém zpevňovací a těsnící injektáže polyuretanovými hmotami. Rovněž tento systém je ojedinělý.
- Tlakové zkoušky prokázaly vysokou spolehlivost z hlediska únosnosti a dobrou shodu s predikovanými hodnotami z matematického modelu zátky.
- Těsnost tlakových zátek lze považovat za vynikající do hodnoty tlaku v mezizátkovém prostoru ve výši 8 MPa. Tento výsledek s velikostí průsaků menší jak 0,5 - 2 l/min. nebyl v ČR nikdy na podobných konstrukcích dosažen.
- Těsnost vnějších zátek za tlaku nad 8 MPa je poněkud nižší než předpokládal projekt. Tato skutečnost vedla k návrhu provozovat zkušební provoz zásobníku do tlaku 8 MPa a tlak postupně zvyšovat podle rychlosti nárůstu hladiny vody v dole až na požadovaných 12,5 MPa (na každých cca 80 - 100 m zvýšení hladiny nad úroveň 21. patra je možno zvýšit tlak v mezizátkovém prostoru o 1 MPa a tím i tlak plynu v zásobníku).
- Těsnost vnitřních zátek, podle výsledků měření objemových úniků vody za tlaku 14 barů, je naprosto vyhovující, protože tlaková diference u těchto zátek nepřekročí 5 barů.

ZÁVĚR

Podzemní zásobník plynu Píbram - Háje se podílí významnou měrou na skladovacích kapacitách zemního plynu v ČR a i z celosvětového hlediska se jedná o unikátní dílo. Jeho realizace dokumentuje možnost využití podzemního prostoru pro skladování energetických medií - na povrchu začíná být trochu těsně a nepřítis bezpečně. Uskladnění více než 70 mil. m³ zemního plynu prakticky bez nároků na povrchové pozemky - technologický nadzemní objekt s minimálními plošnými nároky je mimořádně zdařile architektonicky ztvárněn - musí potěšit

- There was realized a perfect technological preparation process of a concrete mixture and of its pouring (spraying), which secured properties of concrete quality both as to strength and as to tightness. The application eliminated very much negative effects of concrete shrinkage. The design of pressure plugs made of SFR shotcrete is unique in the world (photograph 4).
- There was realized a very effective system of grouting for support and sealing by means of polyurethane materials. This system is also unique.
- Pressure tests proved a high reliability with respect to the bearing capacity and a good conformity with predicted values of the mathematic plug model.
- The tightness of the pressure plugs may be considered as excellent up to the pressure value in the interplug space amounting to 8 MPa. This result with the quantity of percolation lower than 0.5 to 2 litres per minute has been not yet achieved in the Czech Republic in analogous structures.
- The tightness of outside plugs under pressure over 8 MPa is a little lower than it was assumed in the design. The said fact resulted in a proposal, to perform a test operation of the storage up to the pressure of 8 MPa, and then to increase the pressure step by step, with respect to the increase of the water surface in the mine, up to the requested 12.5 MPa (for each about 80 to 100 m of the water surface increase over the 21st level, the pressure in the interplug space may be increases by 1 MPa, and in this way the gas pressure in the storage too).
- The tightness of the inner plugs, with respect to the results of measurement of water volume escapes under pressure of 14 bars, is absolutely acceptable, because the pressure difference, as to these plugs, shall not cross 5 bars.

CONCLUSION

The underground gas storage of Píbram - Háje represents a considerable part of storing capacities of natural gas in the Czech Republic, and even from the world point of view, it is a unique work. Its realization proves the possibility to utilize an underground space for storing power media. The space on the ground surface starts to be tight and not too safe. To store more than 70 mil. cub.m of natural gas, in fact without requirements concerning lands - the technological surface building, with minimum area requirements, is exceptionally well made even from the architectonic point of view - must please everybody for whom protection and forming of environment are not only empty words.

Geotechnical experience gained during the construction of this underground gas storage is extraordinarily important with respect to the prospect of investiga-



Foto 3 – Výlom definitivní zátky a uzavírací prostor
Photo 3 – Excavation for the plug and the closing armour



Foto 4 – Stříkaný drátkobeton zátky
Photo 4 – Steel-fiber reinforced shotcrete of the plug

každého, pro nějž ochrana a tvorba životního prostředí není prázdným pojmem.

Geotechnické zkušenosti z výstavby podzemního zásobníku jsou mimořádně přínosné z hlediska průzkumných, projektových, prováděcích a monitorovacích prací na podzemních stavbách ve velkých hloubkách.

V České republice je již delší dobu sledována možnost či spíše potřeba výstavby podzemního hlubinného úložiště radioaktivního odpadu, především vyhořelého jaderného paliva. Umístění tohoto úložiště bude vyžadovat v našich podmínkách nalezení kvalitního granitového masivu, který bude rozfárán v hloubce min. 1000 m.

Paralela s podmínkami ražeb na PZP je zřejmá a nikoliv náhodou je v této souvislosti diskutována možnost výstavby podzemní laboratoře na výzkum problematiky ukládání vysoce radioaktivního odpadu v blízkosti PZP, s využitím šachty č. 16 jako přístupové komunikace. Není tudíž vyloučeno, že se s jámou č. 16, která je se svými 1838 m nehlubší jámou ve střední Evropě, a na níž byl 15. 7. 1998 oficiálně zastaven provoz, setkáme i v nepříliš vzdálené budoucnosti.

LITERATURA

- [1] Zásobník plynu Příbram - Brod, závěrečná zpráva o výsledcích geologicko-průzkumných prací. Zpracovala stavební geologie - geotechnika a.s., 2/92.
- [2] Odborný posudek na provedení výrubů PZP Příbram. Zpracovala stálá expertní skupina pro výstavbu PZP Háje - ALDORF, BARTÁK, ŠKOPEK, RICHTER - 7/97.
- BARTÁK, J. (1994): Posouzení únosnosti betonu zátek a zvýšení smykové pevnosti kontaktu zátky - hornina. Odborný posudek, 1/94.
- BARTÁK, J. (1996): Posouzení únosnosti zátek, kontaktní zóny a ostění překopu. Odborný posudek, 1/96.
- BROCH, E. (1992): A review of Norwegian high pressure concrete plugs. Hydropover 92, Balkema, Rotterdam 1992.
- DOLEŽALOVÁ, M. (1993): Modelování interakce tlakové zátky a horninového masivu prostorovým modelem MKP, 10/93.
- DOLEŽALOVÁ, M. (1997): Stanovení mezního zatížení tlakových uzávěrů metodou konečných prvků, 3/97.
- RŮŽIČKA, J. (1998): Geotechnické problémy stavební a exploatační činnosti ve větších a velkých hloubkách. In: Sborník sympozia „HORNICKÁ PŘÍBRAM 1998“, S 19, 7 stran.
- SMOLAŘ, Z. (1998): Lokální reakce horninového masivu na výrubu PZP Háje. In: Sborník sympozia „HORNICKÁ PŘÍBRAM 1998“, S 13, 6 stran.
- TRTÍK, K. et al (1995): Technická pomoc při přípravě a realizaci tlakových uzávěrů PZP Příbram, část 1 až 12, zpracováno pro SUBTERRU, a.s., 12/95.
- VRBA, O. (1991): Využití litosféry pro zlepšení životního prostředí - možnosti a realita. In: Sborník konference základání staveb brno 1991, str. 166-172.

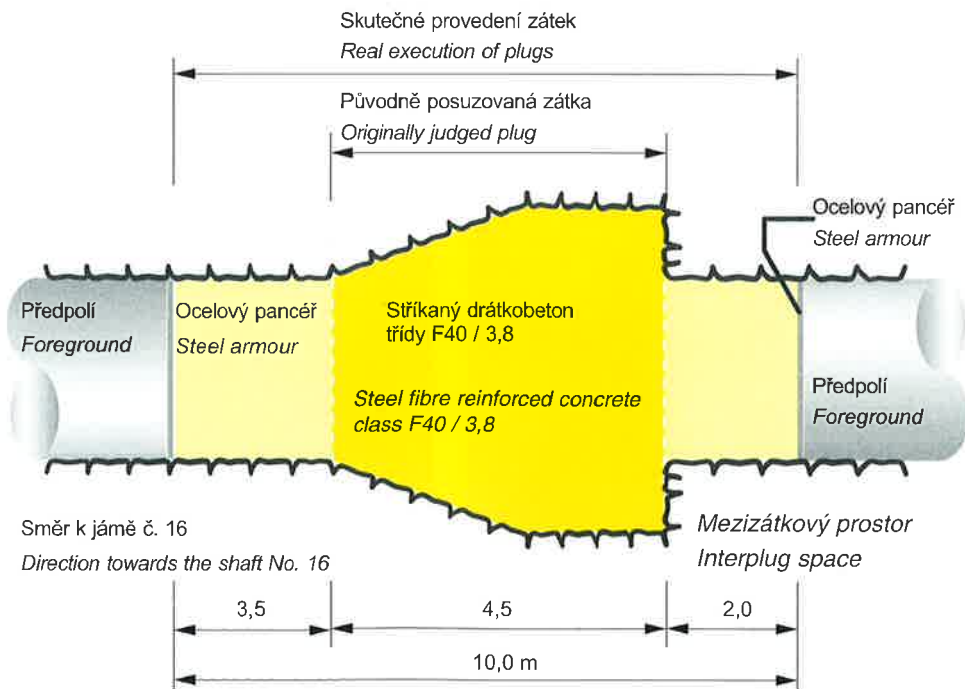
tion, engineering, operation and monitoring of underground structures to be built in extreme depths in the future.

In the Czech Republic there has been pursued for a long time a possibility, in fact a necessity, to construct a deep underground repository for radioactive waste, particularly of burnt out nuclear fuel. The location of said repository in our country will require to find a granite massif of high quality, in which driving works shall start in the depth of min. 1000 m.

It is evident that the solution is analogous with excavation of a UGS, and it is not a chance that in this connection there is discussed a possibility to construct an underground laboratory for a research of problems how to deposit very radioactive waste near UGS, with utilizing the shaft No. 16 as an access way. That is why it is not impossible that the pit No.16 which is with its 1838 m the deepest pit in Middle Europe, and the operation of which was officially stopped on July 15, 1998, will come in question in the near future again.

BIBLIOGRAPHY

- [1] Gas storage of Příbram - Brod, final report concerning results of geological-research works. Elaborated by STAVEBNÍ GEOLOGIE - GEOTECHNIKA a.s., 2/92
- [2] Expert's opinion for performing excavations in UGS Příbram. Elaborated by a permanent expert group for constructing UGS Háje - ALDORF, BARTÁK, ŠKOPEK, RICHTER - 7/97
- BARTÁK, J. (1994): Evaluation of bearing capacity of plug concrete and of the increase of the shearing strength concerning the plug - rock contact. Expert's opinion, 1/94
- BARTÁK, J. (1996): Evaluation of bearing capacity of plugs, contact zone and lining of the cross tunnel. Expert's opinion, 1/96.
- BROCH, E. (1992): A review of Norwegian high pressure concrete plugs. Hydropower 92, Balkema, Rotterdam 1992.
- DOLEŽALOVÁ, M. (1993): Modeling of the interaction of the pressure plug and of the rock massif by means of a FEM space model, 10/93.
- DOLEŽALOVÁ, M. (1997): Determination of the limit load of pressure seals by Finite Elements Method, 3/97.
- RŮŽIČKA, J. (1998): Geotechnical problems of building activities and exploitation, deep and very deep in the underground. In: Symposium "HORNICKÁ PŘÍBRAM 1998" page 19, 7 pages.
- SMOLAŘ, Z. (1998): Local reaction of the rock massif upon Háje UGS excavations. In: Symposium "HORNICKÁ PŘÍBRAM 1998" page 13, 6 pages.
- TRTÍK, K. et al (1995): Technical assistance at preparation and realization of Příbram UGS pressure seals, part I to 12, elaborated for SUBTERRA, a.s., 12/95.
- VRBA, O. (1991): Utilization of lithosphere for improving the environment - possibilities and reality. In: Symposium of the conference "FOUNDATION ENGINEERING - BRNO 1991", page 166 to 172.



Obr. 7

Velikost a tvar tlakových uzávěr (bez vyznačení injektáží a úpravy předpolí)

Size and shape of pressure seals (without indication of grouting and adaptation of the foreground)

TLAKOVÉ UZÁVĚRY PODZEMNÍHO ZÁSObNÍKU

PRESSURE SEALS OF AN UNDERGROUND STORAGE

ING. V. BRAUN, J. CALETKA A KOLEKTIV D01, SUBTERRA A.S.

ÚVOD

V současné době probíhá zkušební provoz na významné plynárenské stavbě dokončené v polovině roku 1998. Jedná se o podzemní zásobník zemního plynu v lokalitě Příbram-Háje, který je určen ke krátkodobé regulaci v nerovnováze mezi množstvím plynu přepravovaného ze zahraničí a jeho místní spotřebou. Řadí se mezi nejvýkonnější zařízení tohoto druhu a má sloužit pro oblast středních Čech včetně Prahy. Efektivita a vysokého výkonu dosahuje tím, že při ukládání je zemní plyn stlačován tlakem až 12,5 MPa. Tyto tlakové poměry je možné docílovat pouze v prostředích hlubinných podzemních zásobníků s odpovídající geologickou stavbou. Tento kavernový zásobník byl vylámán ve skalním masivu v hloubce cca 1000 m pod povrchem terénu. Pro realizaci tohoto díla byla využita stávající těžní věž se systémem podzemních chodeb vzniklých těžební činností uranových urd v minulém období.

Stavebník: Transgas s.p. Praha
Gen. Projektant: Plynoprojekt a.s.
Výšší dodavatel: DIAMO s.p., o.z. SUL Příbram
Výstavba zásobníku:

Jedním z technicky náročných objektů podzemní části této stavby bylo zhotovení tlakových uzávěrů zásobníku tzv. zátek.

KONSTRUKCE TLAKOVÝCH UZÁVĚRŮ

Oddělení akumulacího prostoru zásobníku od přístupových chodeb, kterými byl během výstavby odvážen veškerý odtěžený materiál z ražby kaverny, zajišťují tlakové uzávěry. Na obou překopech jsou navrženy dvojice hrází, mezi nimiž uzavřené chodby tvoří tzv. mezizátkový prostor, který je naplněn vodou a je určen pro regulační funkci v závislosti na plnění a prázdnění plynu v zásobníku.

Každá zátká musí svoji konstrukcí odolávat tlakové síle vyvolané rozdílem tlakových poměrů před a za zátkou a zamezovat pronikání plynu, resp. vody zátkou. Rozdíl tlaku během provozování zásobníku může dosáhnout hodnot až do 12,5 MPa (havarijní stav předpokládá 13,5 MPa), přičemž se bude měnit i směr působícího zatížení.

Zátky jsou vetknuty do horninového masivu, jsou provedeny z betonu vyztuženého rozptýlenou vyztuží – drákbetonem. Jejich délka je 10,0 m, průřez vychází z tvaru profilu stávající chodby překopů a jeho plocha se po délce mění od cca 13,5 m² do 34 m².

Výlomové práce objektu zátek byly započaty v dubnu roku 1997, stavební dokončenost objektu včetně úprav předpolí zátek nastala v dubnu roku 1998. Dodávku zajišťovala divize 01 Společnosti Subterra.

VÝLOM OBRYSU ZÁTEK

Samostatnou kapitolou zhotovení zátek plynového zásobníku je výlom prostoru budoucích zátek ve skalním masivu. Zátky byly celkem čtyři a byly navrženy na 5. a 6. překopu na 21. patře šachty 16 Příbram Háje.

Projekt požadoval vylomit prostor v podobě ideálního válce, zakončeného šikminou. Vlastní výlom spočíval v přibírkách délky cca 1,2 m po celém obvodu chodby a zhotovení šikminy. Objem výlomu jedné zátky byl v průměru 95 m³ rostlé horniny.

S ohledem na co nejvyšší nepropustnost hory v bezprostředním okolí zátek, požadoval projektant narušení horniny po výlomu maximálně do 20 cm od výrubu zátek. Z tohoto důvodu bylo rozhodnuto, že výlom se uskuteční „odlámáním“ horniny pomocí hydraulického rozpojovacího systému „DARDA“. Tento způsob se v praxi neosvědčil, neboť po každém vývrtu zůstaly cca 18 cm hluboké „přšřtaly“, dané konstrukcí hydraulického rozpojovacího klínu Dardy. Tyto zbytky vývrtů představovaly značný problém při jejich následném zaplnění stříkaným betonem a tím i nebezpečí netěsnosti okolí zátek. Navíc byl takovýto „výlom“ neúměrně zdoluhavý a neproduktivní.

Proto bylo rozhodnuto, že se výlom uskuteční pomocí trhacích prací. Projekt trhacích prací vypracovala odborná firma Bartoš Engineering z Brna. Dle tohoto projektu byla výlom přibírek rozdělena na VI fázi s tím, že se celková přibírka 1,2 m rozdělí na dva záběry à 0,6 m. Postupně se vystřelí boky, strop a nakonec

INTRODUCTION

A significant part of the gas distribution system, the underground natural gas storage in the Příbram locality, completed in the middle of 1998, is currently under the test operation. This storage, which will serve for the region of central Bohemia, including Prague, has been built to solve the need of a short term control of the imbalance between the volume of foreign supplies of gas and the local consumption. It easily ranks with the most efficient facilities of this kind. The efficiency and high output are achieved by compressing the natural gas by the pressure up to 12.5 MPa. Such the pressure conditions can be obtained in deep underground storage facilities in a suitable rock environment. This cavern storage was excavated in a rock massif in the depth of about 1,000 m under the surface level. The advantage of an existing head frame with a system of underground adits, which originated during extraction of uranium ores in the past century, was taken of for the project.

Owner: Transgas s.p. Praha
Architect: Plynoprojekt a.s.
Main Contractor: DIAMO s.p., o.z. SUL Příbram
Construction of the storage:

The construction of the pressure seals of the storage, called "plugs", ranked among the technically demanding works on the underground part of the project.

THE PRESSURE SEALS STRUCTURE

The pressure seals provide a separation of the accumulation space of the storage from access adits, which were used for hauling muck out of the cavern in the course of the construction work. There is one couple of locks on each of the two crosscuts. The adit section between the locks, which is filled with water, is designed to perform a regulation function, in dependence on filling and emptying of the storage.

Each of the plug structures must be able to withstand a pressure force introduced as a result of the difference of the pressures at the facing and back sides of the plug, and to prevent the gas and water penetration through the plug. The pressure difference during the storage operation can reach the value of 12.5 MPa (13.5 MPa is assumed for an emergency situation), while the pressure direction will be changed too.

The plugs, made of steel fiber reinforced concrete, are anchored into the rock massif. Their length is of 10.0 m each, their cross section is based on the shape of the profile of the existing crosscut adits. Its area varies along the length from about 13.5 m² to 34 m².

Excavation work on the plugs started in April 1997, and the works, including the foreground of the plugs, were completed in April 1999. The contract was performed by Subterra a.s., Division 01.

CONTOUR EXCAVATION FOR THE SEALS

1. Invert excavation - phase 1
2. Sides and top heading excavation - phase 1
3. Leveling of muck for further drilling + geophysical measurement of the excavation

počva. Výlom šikminy bude prováděn vždy současně s každou fází přibírky.

Navržená technologie výlomu zátek byla nejdříve ověřena na zkušební zátkce. Na základě praktických zkušeností na této zkušební zátkce bylo následně upraveno jak vrtné schéma, tak i způsob nabíjení i způsob roznětu. Došlo také ke změně rozfázování jednotlivých etap výlomu. Radikálních změn doznal především výlom šikminy na konci tělesa zátky. Proti původnímu záměru postupného odstřelu šikminy současně s jednotlivými fázemi přibírek se rozhodlo, že šikmina bude odlomena v celé délce (po ukončení 2. fáze výlomu celého „válece“). Délka těchto šikmých vrtů v délce 2,64 m si vyžádala i použití trhavin OBRYSIT s jednou počínovou náloží Perunit (konstrukce nálože: 1x náložka Obrysitu + 1x 0,1 kg Perunitu + 10x náložka Obrysitu). K hladkému odlomu výrazně přispělo i směrové drážkování (směrová štěrbina) těchto šikmých obrysových vrtů.

Neméně důležité byly i zkušenosti získané při způsobu navrtání vývrtů dle vrtného schématu. Bylo velmi složité dodržet neobyčejně náročnou přesnost jak délek, tak i prostorových směrů vývrtů. Zkušenost s výlomem zkušební zátky jednoznačně vyloučila možnost ručního vrtní ze stativu. Proto byla od fy. HÄRTL zakoupena vrtná souprava LVS 250 (lavicová vrtná souprava), která naše nároky splnila. I tak bylo velmi složité přesně ustanovit vrtnou soupravu do výchozí polohy – především po prvním výlomu boků. Po dohodě s měřiči byly nejdříve osazeny směrové průzory a později zabudován laser. I tak se tyto náročné vrtné a trhací práce zdárně uskutečnily jen díky stálé přítomnosti a těsné součinnosti měřiče, technického dozoru střediska a pracovníků divize s vlastní osádkou na díle.

ORGANIZACE VÝLOMOVÝCH PRACÍ BYLA NÁSLEDUJÍCÍ:

1. Výlom počvy – 1. fáze
2. Výlom obou boků a stropu – 1. fáze
3. Srovnání (planýrka) rubaniny pro další vrtní + geofyzikální proměření výrubu
4. Výlom boků a stropu (přesná délka vývrtů na konečnou délku) – 2. fáze (možno spojit s výlomem šikmin boků a stropu v celé délce)
5. Kontrola výlomu profilérem (možné přibírky) a odtěžení rubaniny – vyčištění počvy
6. Výlom počvy – 2 fáze výlomu přibírek + výlom šikminy počvy
7. Odtěžení rubaniny, vyčištění, kontroly rozměrů, geofyzikální měření výrubu, převzetí TDI

Později se (po zapracování osádky a zdokonalení vrtných prací) přešlo na odpal celé 2. fáze přibírek najednou v celém prostoru zátky. Při tomto způsobu bylo nabíjeno a odpáleno více jak 400 ks náloží najednou. Pro bezpečný odpal bylo zvoleno sérioparalelní zapojení okruhu, což způsobovalo (společně se zatápním počvy) střelnistrům nemalé problémy.

Náročná byla i (investorem vyžadovaná) následná kontrola vylomeného profilu měřičem – prvně byl pro kontrolu a zdokumentování výlomu použit profilér. Tento přístroj se v praxi plně osvědčil a prokázal kvalitu provedených prací.

4. Sides and top heading excavation (exact length of boreholes to the final depth) - phase 2 (it is possible to excavate together with inclined parts of the sides and the roof within the total length)

5. Excavation check with profiler (enlarging is possible) and mucking out - invert clearing

6. Invert excavation - phase 2 of excavation of inclined parts + excavation of inclined part of the invert

7. Mucking out, clearing, dimensions check, geophysical measurement of the excavation, taking over by resident engineer.

Later on, when the learning curve was over, the phase 2 of the inclined works, within the whole space of the plug, was blasted as a whole. For this, over 400 pieces of charges were loaded and blasted at a time. To secure a safe blasting, a series parallel connection of the circuit was elected, although it caused considerable problems to blasting managers.

The subsequent check-up of the excavated profile by the measuring device, which was required by the owner, was also demanding. It was for the first time that a profiler was used for excavation check-up and recording. This device proved fully competent in the praxis, and it furnished a proof of good quality of the works performed.

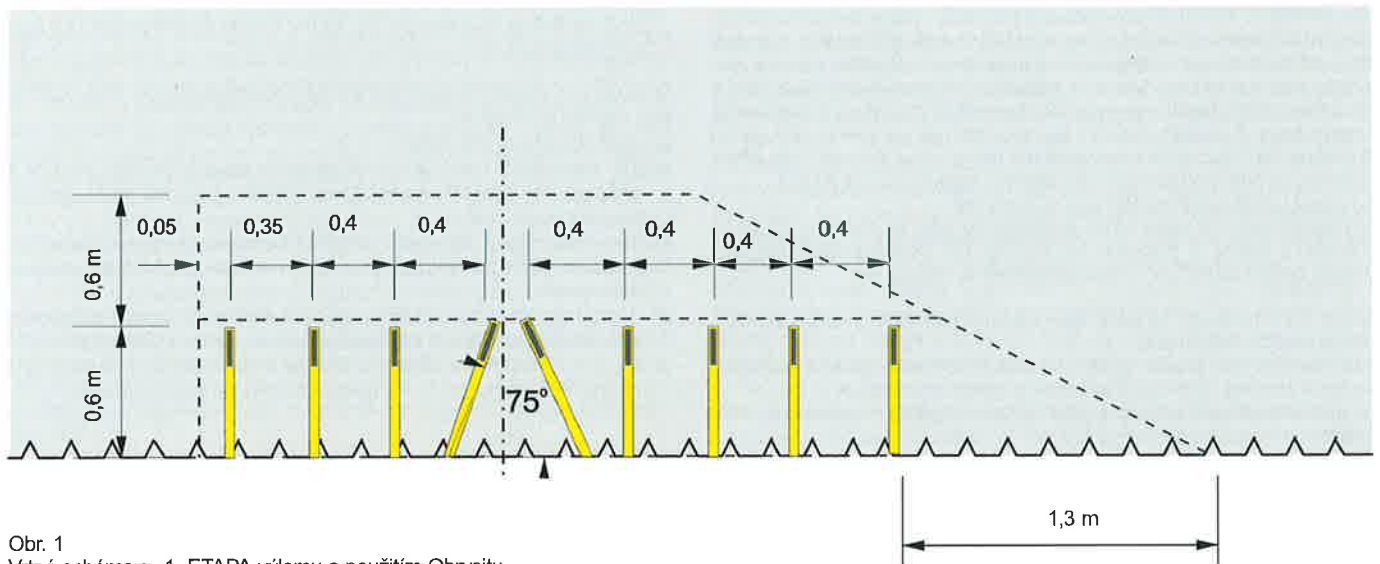
Precision of the excavation can be proved by the fact that designer's demanding excavation tolerances, required by the design (underbreaks less than 5 cm) were met, with overbreaks not exceeding 10 cm.

Just for you, to imagine how the designer and owner were exacting, I would like to present the fact that each phase of excavation had to be followed by measurement of seismic load on the surroundings of the plugs. However, affection did not exceed the depth of 20 cm, which was less than the design required. As a part of the handing over process, we had to make the Schmidt hammer rebound test to check up the impact of excavation on the rock. The whole surface of the excavation was checked up in a dense grid of check points to ascertain whether the prescribed compressive strength was maintained. If a value lower than the one demanded by the detailed design was determined by the measurement, resident engineer ordered that such a place be removed with pneumatic pick down to the firm base. Sometimes, this exacting operation took more than 36 hours due to the rock mass getting progressively loose.



Obr. 1 Manipulátor ALIVA použitý ke stříkání drátkobetonu

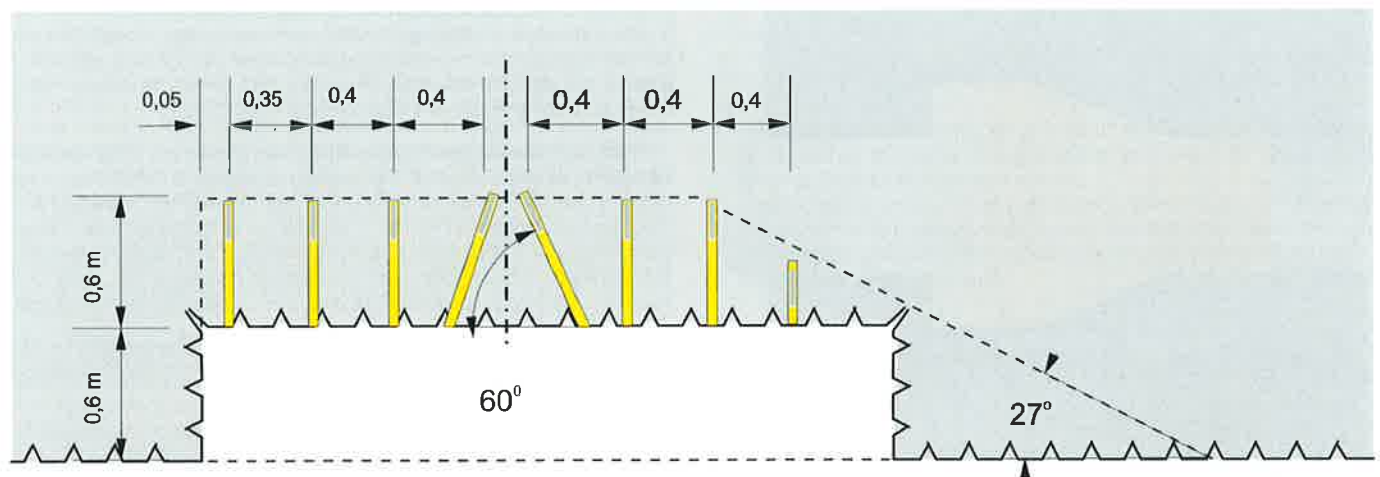
Fig. 1 Manipulator ALIVA applied for spraying steel fibre reinforced concrete



Obr. 1

Vrtné schéma : 1. ETAPA výlomu s použitím Obrysitu

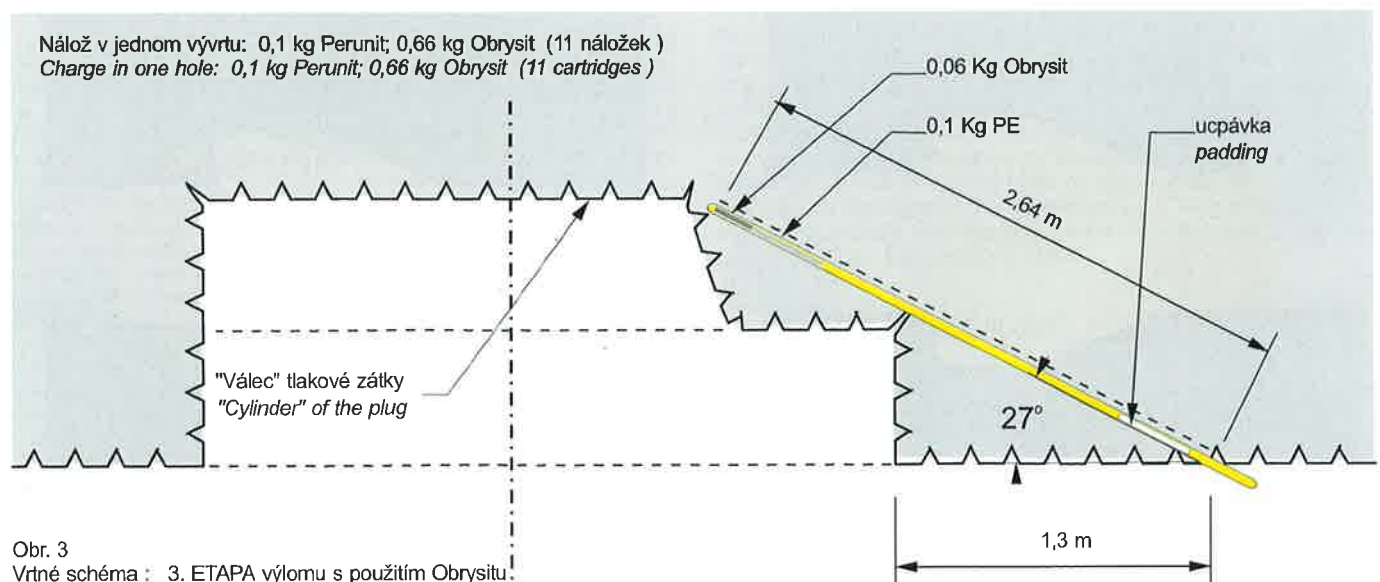
Blast Pattern: Stage 1 of the excavation with Obrysitu explosive



Obr. 2

Vrtné schéma : 2. ETAPA výlomu s použitím Obrysitu

Blast Pattern: Stage 2 of the excavation with Obrysitu explosive



Obr. 3

Vrtné schéma : 3. ETAPA výlomu s použitím Obrysitu

Blast Pattern: Stage 3 of the excavation with Obrysitu explosive

O přesnosti výlomu svědčí skutečnost, že byly dodrženy přísné požadavky projektanta na tolerance výlomu (nedolomy max. 5 cm) a nadvýlomy nepřesáhly 10 cm.

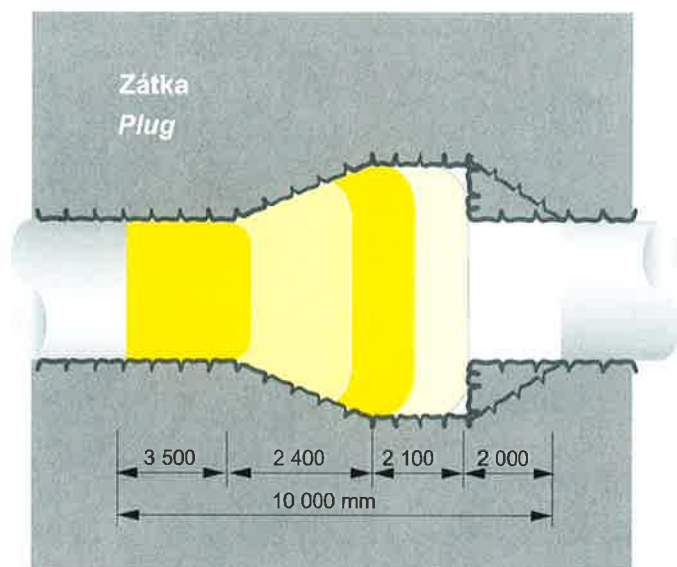
Pro představu náročnosti projektanta a investora uvádím, že po každé fázi výlomu následovalo měření seizmického zařazení okolí výrubu zátek. Narušení však nepřekročilo 20 cm – méně, než požadoval projekt. Součástí převzetí výlomu zátky byla kontrola narušení hory pomocí Schmidtova kladiva. Celá plocha výrubu se v hustém rastru kontrolních bodů prověřila, zda vykazuje stanovenou pevnost v tlaku. V případě naměření hodnoty nižší než stanovené v PD, nařídil TDI odsbíjet toto místo až na pevný podklad. Tato náročná operace trvala někdy (s ohledem na postupné rozvodňování skalního masivu) více jak 36 hod.

Pro úplnost uvádím spotřebu trhavin a el. rozbušek:

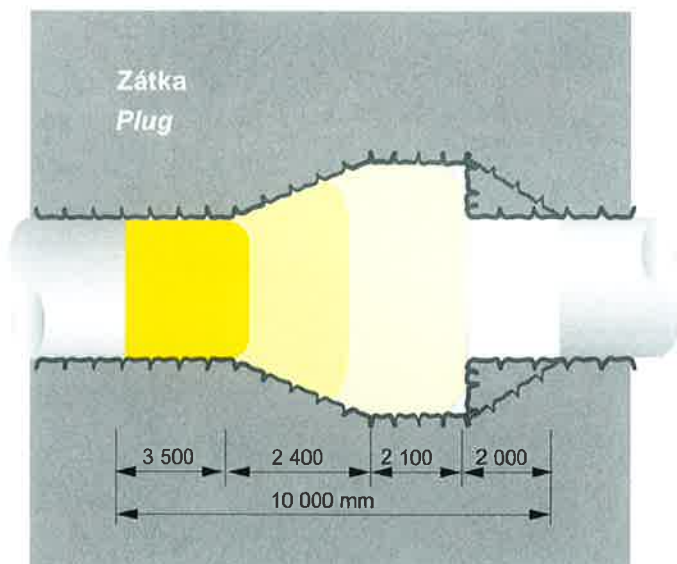
– v průměru bylo na jednu zátku spotřebováno 98,9 kg Perunitu, 56,16 kg Obrysitu a 690 ks el. rozbušek typ METRO 36°. Skutečná měrná spotřeba trhavin činila 1,62 kg/1 m³ výlomu (projektovaná 1,8 kg/1 m³).

Závěrem lze konstatovat, že velmi dobrý výsledek provedených prací ovlivnily:

- Kvalitní návrh trhacích prací
- Možnost prověření projekt. záměrů na zkušební zátkce – praktické zkušenosti výrazně pozitivně ovlivnily vedení prací na skutečných zátkách
- Fundované měřické vedení díla, stálá přítomnost měřiče v součinnosti s VTP divize
- Kvalitní PD zátek, tvůrčí součinnost projektanta, investora a stavby při výstavbě
- Mimořádná náročnost investora a v důsledku toho i náročnost techniků prováděcího střediska, přenesená až na úroveň lamačů



Obr. 4
Rozdělení na betonážní bloky
Division into concrete blocks



Obr. 4a
Rozdělení na injektážní celky
Division into grouted sections

For completeness sake, I am stating the consumption of electric detonators:

- As an average, 98.4 kg of Perunit, 56.16 kg of Obrysit and 690 pcs of METRO 36° electric detonators were consumed for one plug. The real consumption of explosives amounted to 1.62 kg per 1 m³ of the excavation (1.8 kg per 1 m³ designed).

To close, it is possible to state that the very good result of the works executed was reached by virtue of:

- A good quality of the design
- The possibility to check up on the designer's ideas by practical work on the trial plug. The experience gained had a positive influence on the method of the work on the real plugs.
- The well-grounded surveyor's control of the works, permanent presence of surveyors on the site and their cooperation with divisional drill and shot superintendent
- A good quality of the detailed design of the plugs, a creative collaboration with designer, owner and site management during the construction work
- Owner's extraordinary exactness and, as a result of that, exactness of the contractor's site management, spread down to the level of miners.

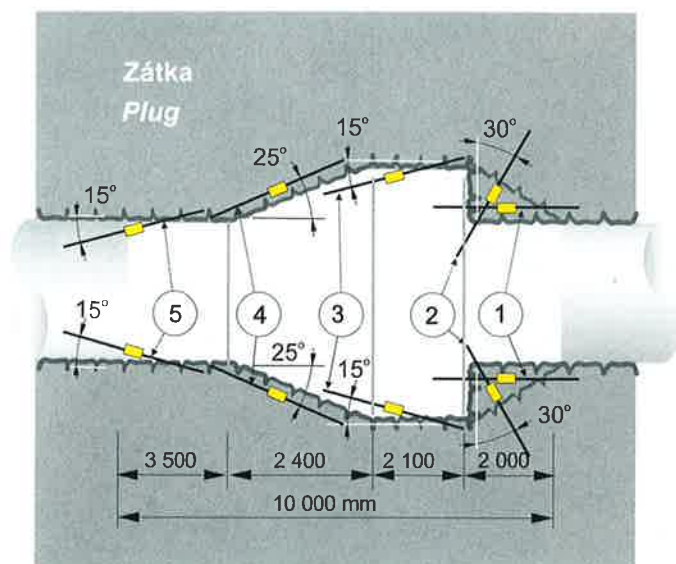
CONSTRUCTION OF THE PLUGS

First discussions about variants which could be used to fill the space evacuated after the contour excavation for the plugs took already place in 1995. The designer set extraordinary mechanical demands on the resulting properties of the plugs construction material. It was necessary to count on a reinforced concrete with guaranteed compressive strength of 40 MPa, guaranteed transversal tensile strength of 3.8 MPa, and watertightness complying with V12 criterion. The level of watertightness was based on the highest degree specified by standards for which a method of testing on concrete samples still exists. In reality, the structure of the plugs must meet the watertightness and gas-tightness criteria in the conditions of pressure difference effect up to 13.5 MPa. This pressure can be compared to the pressure of a water cylinder 1,350 m high.

Eventually, steelfiber reinforced concrete was chosen out of the considered variants for the plugs structure. The deciding advantage of this method of application of concrete, compared to the use of cast concrete, was in suitably positioned layers of shotcrete in relation to the direction of the applied load. Planes of discontinuity in a concrete structure, if any, can occur in a position perpendicular to the direction of the shortest path for penetration of water or gas. Better results were also achieved in omnidirectional dispersion of the steel fibers in concrete.

The design was supported by the results of measurements achieved on a series of laboratory tests and semi-service evaluation tests of steelfiber shotcrete samples applied by the method under consideration.

To be able to cope with this demanding task in its entirety, we needed a close collaboration with many distinguished domestic experts in the field of concrete structures. The whole conception of the plugs construction was developed in cooperation with the staff of department of the Czech Technical University in Prague, the Civil Engineering faculty, department of concrete structures and bridges.



Obr. 5
Schéma kontaktní injektáže
Contact grouting chart

ZHOTOVENÍ ZÁTEK

Prvé diskuse o variantách, kterými bude dosaženo zaplnění prostoru uvolněného po výlomu obrysu zátek betonem, se probíraly již od roku 1995. Projektant pro výsledné vlastnosti konstrukčního materiálu zátek stanovil mimořádné mechanické nároky. Bylo třeba uvažovat s vyztuženým betonem se zaručenou pevností v tlaku 40 MPa, v příčném tahu 3,8 MPa, a vodotěsností splňující kritérium V12. Přitom hodnota vodotěsnosti vycházela z normativně nejvyššího stupně, pro který existuje i metodika odzkoušení na vzorcích betonu. Ve skutečnosti konstrukce zátek musí splňovat kritérium vodotěsnosti a plynutěsnosti v podmínkách působícího rozdílu tlaku až 13,5 MPa, který je možno vyjádřit sloupce vody vysokým 1350 m. Z jednotlivých variant, které přicházely v úvahu pro vytvoření konstrukce zátek, bylo nakonec vybráno řešení za použití drátkobetonu ukládaného stříkáním. Mezi rozhodující přednosti této formy betonáže oproti použití litého betonu patřila výhodná poloha ukládaných vrstev oproti směru působícího zatížení. Případné plochy nespojitosti ve struktúře betonu mohou vznikat v poloze kolmé na směr nejkratší dráhy pro průnik vody, resp. plynu. Nástřikem se prokázaly též lepší výsledky v docílení všesměrné orientace rozptýlených drátků v betonu.

Návrh se opíral o výsledky měření dosažených na řadě zkoušek provedených laboratorně a poloprovozně na vzorcích drátkobetonu nastříkaného uvažovanou technologií.

Zvládnutí tohoto náročného úkolu v celé potřebné šíři si vyžádalo úzkou spolupráci s řadou významných tuzemských odborníků v oboru betonu. Celková koncepce výstavby zátek vznikala za účasti kolektivu pracovníků katedry betonových konstrukcí a mostů stavební fakulty ČVUT Praha.

TECHNOLOGICKÝ POSTUP BETONÁŽE

Zvolená metoda betonáže těles zátek mokrou cestou stříkaného drátkobetonu byla rozpracována k docílení projektem specifikovaných požadavků a dle konkrétních podmínek v místě betonáže. Snahou bylo vytvořit systém, při kterém by se maximálně omezil rozsah prováděných činností v podzemí na minimum, a ty které to umožňují, provádět v předstihu za příznivějších podmínek na povrchu. Příkladem je část výroby čerstvého betonu. Jeho první fáze probíhala za standardních podmínek v dobře vybavené výrobě a výstupem byla základní prefabrikovaná směs přesného složení. Takto připravená směs, zabezpečená proti vlhkosti, byla postupně dopravovaná do podzemí tak, aby kapacitně neohrozila průběh uvažované betonáže a zároveň nevyvolala komplikace v důsledku zablokování dopravních cest. Na betonážních centrech, instalovaných v podzemí, se jejich obsluha mohla soustředit pouze na dodržení správného dávkování vody a drátků do směsi a na následně míchání přesně stanovenou dobu. Dalším důležitým krokem pro sestavení postupu provádění byl výběr sestavy mechanismů, především pak určení spolehlivého zařízení pro stříkání a ovládání trysky. Původně navržené stroje použité ke zhotovení prvního zkušebního tělesa (přípravné práce v srpnu roku 1996 v podzemí) se plně neosvědčily pro tento účel a bylo nutné je zaměnit. Stav byl řešen pořízením čerpadla, které je konstruováno pro náročná uplatnění se speciálními vlastnostmi pro režim stříkání betonu mokrou cestou. K vedení trysky pro nástřik byl zajištěn manipulátor s odpovídajícím dosahem.

Ústřední technologický problém spočíval ve vyřešení otázky jakým postupem těleso zátky vybetonovat. Vyplnění prostoru pro jednu zátku reprezentovalo cca 220 m³ drátkobetonu, přičemž délka tělesa činila 10,0 m. Jednalo se tedy o konstrukci, kterou nelze betonovat najednou ucelku, ale postupně po betonážních záběrech. Určení velikosti jednotlivých betonážních bloků znamenalo volit takovou délku betonážního záběru, která:

- vyvolá v čerstvě uloženém betonu ještě přijatelné podmínky pro průběh hydratace – teplota v masě betonu nepřestoupí ještě únosnou mez
- zajistí, aby v profilu nastříkaného bloku nenastal směrem k ochlazeným plochám takový teplotní spád, který by čerstvý drátkobeton nepřenesl a vznikající struktura by mohla být porušena trhlinkami

Účelem bylo optimalizovat dvě protichůdná hlediska. Zmenšováním velikosti bloků je dosahována nižší úroveň akumulované teploty v bloku a tím vznikají příznivější podmínky pro průběh hydratace. Pro konstrukci zátky však narůstá počet spar, které tuto konstrukci dělí a tím se zvyšuje počet míst oslabení konstrukce z hlediska statiky i vodotěsnosti. Konečné rozdělení zátky na bloky muselo dále respektovat podmínky pro provádění navazujících injekečních příkонтaktní zóny na jejím obrysu.

K získání co nejvěrohodnějších údajů o teplotních poměrech v průběhu zrání drátkobetonu byly uskutečněny výpočty na katedře fyziky ČVUT Praha pomocí matematických modelů pro různé tl. bloků. Další zpřesnění nastalo měřeními na dvou zkušebních tělesech realizovaných v blízkosti díla. Přesto některé výpočty s naměřenými hodnotami nekorespondovaly a třeba v otázce rychlosti odvádění tepla ochlazenými plochami se jednotlivé odhady značně lišily. Tyto informace byly důležité pro určení časových odstupů mezi jednotlivými betonážemi, během nichž se za stabilizovaných poměrů prováděly injekeční příkонтaktní zóny na rozhraní horniny a drátkobetonu. Stabilizovanými poměry se přitom rozumí stav, při kterém již odeznělý objemové změny v chladnoucím bloku v takovém měřítku, kdy zbytkovou kontrakci na kontaktu je schopna přenést bez vzniku trhlin hmota dodaná injekeční. Úplnému rozsahu injekečních prací na objektu tlakových uzávěrů je věnován příspěvek ing. Ciglera z fy CarboGrouting a.s.

BETONÁŽ ZÁTEK

Betonáž zátek byla zahájena následně po řadě činností, které v zásadě výlohem určily tvary a objemy jednotlivých zátek a injekečními pracemi byla ukon-

TECHNOLOGICAL PROCEDURE OF CONCRETING

The method of wet steel fiber reinforced shotcrete, adopted for concreting of the seals, was developed with the objective to meet the designed parameters, with respect paid to the conditions on the site. An effort was made to develop a system reducing the extent of the scope of work to be done in the underground to a minimum, and to do in advance those elements of work which could be done on the surface. We can use the production of fresh concrete as an example. Its first phase took place under standard conditions, in a well equipped plant, which produced a basic prefabricated mix with an exact composition. The mix, prepared in such the manner, secured against moisture and humidity, was consecutively transported to the underground in such a way which would not, on one hand, jeopardize the progress of placing concrete from the capacity aspect and, on the other hand, create troubles by blocking the transport routes. Operators of the concrete mixing centers installed in the underground could concentrate on maintaining of correct dosage of water and steel fibers into the mix, and then on keeping the exactly designed time of mixing. Another step important for development of the method statement was to select the set of equipment, and determine a reliable equipment for spraying and the nozzle control. The originally proposed machines, used for preparation of the first sample (preparation works in the underground in August, 1996) did not prove right for this purpose and they had to be replaced. The issue was solved by purchasing of a pump, which is designed for demanding applications, with special features for wet shotcrete spraying. For control of the spraying nozzle, we provided a manipulator with a corresponding reach.

The focal technological trouble consisted in solving the issue of the plug concreting procedure. Filling of the space of one plug represented about 220 m³ of steel fiber reinforced shotcrete, while the length of its body amounted to 10.0 m. It was obvious that that was not a structure which could be cast as a single piece, that it would have to be done in steps. The size of the individual concrete blocks had to be designed with such a length of the particular rounds which would:

- allow development of such a temperature in the concrete mass which would not exceed an acceptable limit by creating conditions in the green concrete still acceptable for the hydration process
- provide against occurrence of such a temperature gradient in the direction towards the cooled surfaces of the applied shotcrete which could not be transferred by the green steel fiber reinforced shotcrete, and the arising structure would be damaged by cracking.

The task was to optimize two conflicting aspects. On one hand, by decreasing the size of the blocks, we achieve lower level of accumulated temperature in the block, thus the conditions of the hydration process improve. On the other hand, the number of joints dividing the plug structure increases, thus the number of places weak from the aspect of statics and watertightness increases. In addition, the final solution had to respect the conditions for execution of the successive contour zone grouting.

To obtain as reliable data on the temperature conditions during curing of steel fiber reinforced concrete as possible, the department of physics of the Technical University in Prague developed calculations by means of mathematical models for blocks of various thickness. Another precision was given to the calculation by measurements taken on two test samples executed in the vicinity of the works. Despite that, some of the calculation results did not correspond with the measured ones. For example, regarding the heat abstraction rate through the cooled surfaces, the individual assumptions differed significantly. This information was important for determination of time gaps between the individual spraying operations, during which pauses the contact grouting at the rock and shotcrete interface was performed in stabilized conditions. Stabilized conditions means the state when the volume changes in the cooling down block have faded in such a scale that the material supplied by the grouting is able to transfer the residual contraction at the interface. The complete scope of the grouting work on the structure of pressure seals has been described in the paper by ing. Cigler, CarboGrouting a.s. in the issue no. 1/99.

CONCRETING OF THE PLUGS

Concreting operation started successively after a series of works, mainly excavations, which had determined the shape and volume of the individual plugs. Grouting work finished the preparation of the rock massif in the vicinity of the plugs. The position of the plugs predetermined a principle that it was possible to produce the plugs in pairs at a time. Concreting of the individual blocks proceeded alternately between the plugs of a relevant pair of plugs. So called external plugs (the pair of plugs facing the accumulation storage space) were concreted as first. Then the space between the plugs was fitted with a monitoring equipment. After the monitoring was completed and tested, this space was closed

čena úprava horninového masivu v okolí zátek. Poloha zátek předurčovala zásadu, že bylo možné hotovit vždy dvě zátky v souběhu. Betonáž jednotlivých bloků postupovala střídavě mezi těmito dvojicemi zátek. Nejprve byly betonovány tzv. vnější zátky (dvojice zátek směrem do jímacího prostoru zásobníku). Následně byla vybavován mezizátkový prostor monitorovacím zařízením. Po dokončení a odtokování funkce monitoringu byl mezizátkový prostor uzavřen a přistoupilo se k betonáží vnitřních zátek. K betonáží zátek patřily ještě úpravy skalního povrchu chodeb překopů před a za zátkou do vzdálenosti 10,0 m, resp. 5,0 m. Ostění chodeb byly opatřovány vrstvou stříkaného betonu na předem zainjektovaný horninový kontakt.

Vlastní betonáž díla zahrnovala průběh celého řetězce od výroby základní betonové směsi až po její uložení. Jak již bylo v předchozí části zmíněno polotovár ve formě záladní prefabrikované směsi byl vyráběn ve výrobně suchých směsí na povrchu. Vysušená směs dané receptury byla balena do PE obalů a v množství reprezentující jednu záměs ukládána do kovových palet s bočnicemi. Bez dalšího přeložení byla transportována do podzemí a v ideálním případě přímo vysypávána do násypky míchacího centra u podzemní betonárny. Tento postup nebylo možné vždy dodržet, neboť kapacita kolejové dopravy v podzemí nestačila požadavku na průběžné zásobování betonárny směsí pro míchání a bylo přistoupeno k určitému předzásobení před zahájením betonáže.

Během míchání byla dodána dávka záměsové vody a následně příměs drátků. Záměs čerstvého betonu objemu 0,33 m³ byla vypouštěna do důlního domíchláče a po jeho naplnění (1 m³) přepravována po kolejích na pracoviště k místu postavení čerpadla. Ke stříkání směsi sloužilo pistové čerpadlo vybavení přesným dávkovacím zařízením pro urychlovač. Toto čerpadlo splňovalo požadavek na čerpání čerstvého betonu o vysokém podílu drátků (90 kg/m³) a dále se vyznačovalo vhodným režimem pro nástřík, při kterém se prakticky nevyskytovaly pulsace. K vedení tržsky během nástříku byl používán manipulátor.

Betonáž zátek se skládala z betonážních záběrů – bloků. V jednom betonážním záběru probíhala betonáž souvisle tak, aby v nastříkaném bloku nevznikly žádné pracovní spáry. Mocnost jednotlivých bloků byla určována dle hledisek popisovaných v kap. „Technologický postup betonáže“ a pohybovala se v rozmezí 1,0 m do 2,4 m. Po ukončení betonáže bloku byly do vzniklého tělesa okamžitě osazovány teplotní čidla pro měření průběhu teplot. Čidla se zasunovala do vyvrtaných otvorů ve stanoveném rastru tak, aby měřeními byly poskytnuty informace jak v podélném, tak příčném profilu bloku. Vykrusované křivky o průběhu teplot z jednotlivých sond byly podkladem pro řízení dalších činností až po fázi rozhodnutí o možnosti zahájení betonáže následujícího bloku zátky. Podle průběhu teplot se určoval zejména stav teplotní a objemové stabilizace, při jejímž dosažení mohly být zahájeny injektážní práce příkontaktní zóny a případně míst uvnitř bloku, u kterých byla georadarem zjištěna snížená hutnost drátkobetonové struktury. Podle vývoje teplot bylo prováděno také skrácení vzdušného povrchu drátkobetonového bloku – cca 2 dny ohříváno vodou, další 3 dny vodou studenou.

Ani betonáž bloků fakticky nemohla probíhat kontinuálně bez přerušení. Důvody jsou technologické a vyplývají z charakteru ukládání betonu stříkáním. Nástřík vrstvy na podklad ve svislé poloze v neomezené tloušťce najednou vylučují stabilitní důvody. Další omezení vyplývá ze skutečnosti, že při nanášení betonu stříkáním vzniká tzv. spád, který se ukládá na plochách vodorovných a mírně ukloněných, převážně na podlaze u stěny. Je tvořen odraženými částicemi většinou hrubými frakcemi kameniva a v případě drátkobetonu i z odražených drátků. Betonáž v bloku byla prováděna po vrstvách tl. 80–120 mm tak, aby se geometrický tvar povrchu stěny udržoval pokud možno ve svislé rovině. Po ukončení nástříku souvislé plochy ve vrstvě následovala technologická přestávka, během které byl odklizen spád betonu. Betonáž v následující vrstvě pokračovala až v době, kdy únosnost vrstvy předešlé byla dostatečná k přenesení gravitačních sil hmotnosti obou vrstev. Zároveň však musela být uskutečněna ještě v době, kdy povrch vrstvy předešlé byl ve stavu, který umožňoval spojení obou vrstev bez vzniku pracovní spáry. Zkouškami byla určena minimální a maximální doba technologické prodlevy a v tomto rozmezí času se považovalo zahájení další betonáže za optimální. Pokud toto nebylo možné dodržet (delší odstup), byl na povrch předešlé vrstvy před zahájením nástříku vrstvy následující, nanášen spojovací můstek. Při nanášení drátkobetonu byla do trysky dávkována urychlojící přísada jen v takovém množství, při kterém svými vlastnostmi dodávala ukládané směsi pouze vyšší lepidlost, ale vlastní průběh následné hydratace významně neurychlovala. Tento průběh byl nezbytný pro dodržení betonáže v bloku bez vzniku pracovních spar a pro udržení přijatelných teplotních podmínek pro následné zrání drátkobetonu.

ZÁVĚR

Vlastní realizace tlakových uzávěrů probíhala za mimořádné pozornosti ostatních účastníků výstavby – investora, projektanta a budoucího provozovatele. Zástupce technického dozoru investora byl na pracovišti přítomen vždy po celou dobu betonáže každého bloku tj. 1,5 až 3 dny.

Po kompletním ukončení betonážních prací, vyzrání betonu a vyhodnocení kontrolních zkoušek prováděných během betonáží byly v dubnu roku 1998 zahájeny závěrečné tlakové zkoušky na díle. Zkušební zatížení bylo vyvíjeno hydrostatickým tlakem působícím na zátky z komory mezizátkového prostoru. Mezi základní ověřované vlastnosti patřilo sledování velikosti deformací zátek a hodnota celkového úbytku vody v mezizátkovém prostoru. Porovnáním s návrhovými kritérii lze říci, že obě hlediska byla na díle dosažena.

and concreting of the internal plugs was commenced. As a part of the concreting, the rock surface in the crosscuts ahead of and behind the plugs within the length of 10.0 and 5.0 m respectively was trimmed. These adits were provided with a shotcrete lining sprayed on the in-advance grouted rock contact.

The concreting proper comprised a chain of actions, from production of concrete mix to its placing. As mentioned above, the half-finished mix was produced on the surface. The dried mix was packed in PVC bags and placed into steel containers in an amount corresponding to one mix batch. Without another reloading, it was transferred to the underground and, in ideal cases, poured directly into the hopper of the underground mixing center. It was hard always to keep to this procedure since the capacity of the rail-bound haulage was not sufficient for a non-stop supply of the dry mix. For that reason some reserve amount had to be prepared before commencement of concreting.

Water and the admixture of steel fibers were added during the mixing operation. The batches of fresh concrete of 0.33 m³ were poured into the rail-mounted remixing plant (1 m³) and transported to the pump. A piston pump equipped with a high precision accelerator additive dosage unit was used. This pump satisfied the need of pumping fresh concrete containing a high portion of steel fibers (90 kg/m³), and featured a suitable spraying regime, practically without pulses. The nozzle was controlled by means of a manipulator.

Concreting of the plugs consisted of advances – blocks. During one advance concrete was sprayed in a stepless manner, preventing occurrence of bonding interfaces. The length of individual blocks, designed as described above in the chapter "Technological procedure of concreting", fluctuated between 1.0 and 2.4 m. Installation of sensors measuring development of temperatures was performed immediately after the block had been completed. The sensors were inserted into a grid of boreholes designed with respect to the need of getting information in both longitudinal and transversal profile of the block. Drawn curves showing the development of temperatures at the individual probes were used as a basis for management of subsequent actions, ending by the decision on continuation of concreting of the other block. Above all, the condition of temperature and volume stabilization was assessed to tell when to start grouting in the contact zone and/or in the inside of the block, if locations of decreased density of the S.F.R.C. structure had been determined by the ground penetration radar. Sprinkling of the face of concrete block was also done in dependence on the development of temperatures – about 2 days with heated water, then for 3 days with cold water.

It was also practically impossible to place concrete of the individual blocks continually, without interruptions. The reasons were technological, based on the character of spraying technique. Due to stability reasons, it was impossible to apply a layer of unlimited thickness by spraying on a vertical surface. Another restraint resulted from the fact that the shotcrete rebound, consisting mostly of coarse particles of aggregates and steel fibres, deposits on horizontal surfaces, most of it on the floor at the wall. Concreting of one block was carried out in layers 80 to 120 mm thick, with the surface maintained as vertical as possible. After such a layer was sprayed, there was a technological break in spraying, used for clearing the shotcrete rebound away. Spraying of the following layer continued only when the bearing capacity of the previous layer was sufficient to carry the combined gravity forces of the mass of the both layers. Although, at the same time, it had to be performed in the moment when the surface of the previous layer was in such a state which allowed the connection of the both layers without creation of a bonding interface. The minimum and maximum duration of the technological break was determined by tests. In cases when the break had to be longer, the surface of the previous layer was covered with a bonding bridge before spraying could be resumed. During spraying of S.F.R.C. the accelerator was added at the nozzle in such dosages only which gave the mix higher adhesiveness, without any significant acceleration of the hydration process. It was necessary to maintain this procedure to produce the blocks without occurrence of bonding interfaces and with temperature conditions kept acceptable for the subsequent curing.

CONCLUSION

Implementation of the pressure seals was paid a remarkable attention of the other project participants – the owner, the engineer, and the coming operator. Resident engineer's representative was always present on the site until the block concreting was finished, i.e. for 1.5 to 3 days.

The final pressure testing of the seals was started in April 1998, after completion of all concrete casting works and concrete curing, and after evaluation of the check test performed in the course of concreting. The testing load was applied by a hydrostatic pressure on the plugs from the space between the plugs. Apart from other important tests, deformation of the plugs and the amount of the aggregated loss of water from the space between the plugs were checked. On the basis of a comparison of the design criteria, we can say that both of these requirements were complied with.

TĚSNĚNÍ VODNÍHO TLAKOVÉHO UZÁVĚRU PODZEMNÍHO ZÁSOBNÍKU ZEMNÍHO PLYNU HÁJE

SEALING OF WATER PRESSURE CLOSURE AT THE UNDERGROUND STORAGE OF NATURAL GAS HÁJE

ING. ZDENĚK CIGLER, ING. JOSEF VYMAZAL - CARBOGROUTING A.S., OSTRAVA
 PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSC. - VŠB-TU OSTRAVA
 RNDr. MILOŠ HORÁČEK - PLYNOPROJEKT A. S., PRAHA

1. ÚVOD

Česká republika je zcela závislá na dovozu zemního plynu, který musí být odebírán rovnoměrně po celý rok nezávisle na požadavcích spotřebitelů. S rostoucí poptávkou se stále zvyšuje rozdíl mezi spotřebou plynu v letních a zimních měsících. Proto jsou podzemní plynové zásobníky důležitou a nezbytnou součástí českého plynárenského systému.

Všechny podzemní zásobníky plynu plynárenského podniku Transgas,s.p. jsou vybudovány na Moravě, což je dáno geologickým vývojem oblasti - zásobníky jsou převážně vybudovány ve vytěžených ložiscích nafty a zemního plynu, resp. v aquiferové struktuře (Lobodice). V Čechách, z hlediska geologického, jsou příznivé podmínky pouze pro vytvoření podzemních zásobníků v umělé vytvořené dutině - kavernách. Nabízí se tak možnost využití vytěžení ložiska rud nebo uhlí, nebo vytvořit podzemní skladovací prostory v sedimentárních, nebo krystalických horninách.

Na základě rozsáhlé geologické zprávy byla v r. 1989 pro výstavbu kavernového zásobníku zemního plynu vybrána lokalita u Příbrami, která je situována v hloubce cca 950 m pod povrchem terénu v granitoidech středoevropského plutonu. K výstavbě a přístupu k lokalitě sloužila jáma bývalého dolu č. 16 v obci Háje u Příbrami. Zásobník plynu Háje zajišťuje krytí špičkových potřeb plynu v oblasti Prahy a středoevropského kraje.

Z technického hlediska se jedná o velmi náročnou stavbu, pro jejíž realizaci bylo nutné vyvinout a ověřit celou řadu nových konstrukčních prvků, technologických celků a postupů.

Velká pozornost byla věnována výstavbě vodního tlakového uzávěru sestávajícího ze čtyř tlakových zátek ze stříkaného drátkobetonu, zejména technologii betonáže, technologii utěšňování horninového masivu a vlastních těles zátek a provoznímu monitorovacímu systému zátek. V tomto příspěvku chceme seznámit s problematikou utěšňování tlakových zátek a horninového masivu, provést zhodnocení provedených prací a popsat získané zkušenosti.

2. KONCEPCE PODZEMNÍHO ZÁSOBNÍKU

Podzemní zásobník plynu Háje sestává ze tří základních částí (viz schéma na str. 4):

- podzemní část s akumulacním prostorem a vodním tlakovým uzávěrem (tzv. spodní stavba)
- propojovací část s těžebně vtlačovacími a technologickými vrtly (mezizátkový a čerpací vrt)
- povrchová část s řídicím systémem, kompresory, úpravou plynu, regulací a měřením plynu a dalšími plynárenskými zařízeními

Spodní stavba je situována v úrovni 21. patra jámy č. 16 v hloubce 955-961 m pod úrovní terénu na ploše cca 1 km². Spodní stavba se skládá ze systému chodeb příčného průřezu cca 13-15 m² o celkové délce cca 45 km, které tvoří akumulacíni prostory zásobníku a z vodního tlakového uzávěru vybudovaného na dvou přístupových překopech. Zásobník je celý umístěn v žulovém tělese, přičemž pevnost hornin v tlaku dosahuje hodnot 150 - 200 MPa. Prostor pro tlakový uzávěr byl vybrán na základě důkladného průzkumu přístupových překopů, přičemž kritériem lokalizace byla především strukturní pevnost a propustnost horninového masivu. Tlakový uzávěr je tvořen dvěmi dvojicemi tlakových zátek vzdálených od sebe 80 m (viz obr. č. 2.), vějířem zavodňovacích vrtů a monitorovacím systémem uzávěru. Tlakové zátky jsou konstruovány jako pevně vetknuté s vyloučením jakýchkoliv posunů na kontaktní ploše. Proto bylo nutné volit těsnící injektážní směs s patřičnými pevnostními a hydroizolačními vlastnostmi.

Prostor mezi tlakovými zátkami (tzv. mezizátkový prostor) byl po dokončení zátek zaplněn vodou tzv. mezizátkovým vrtem a mezizátkový prostor tak tvoří vodní clonu s proměnným tlakem vody, která má za úkol zajišťovat těsnost akumulacíniho prostoru zásobníku. Celá přístupová oblast k zásobníku bude v budoucnu zatopena vodou až po úroveň terénu. Tlak vody v mezizátkovém prostoru bude regulován v závislosti na tlaku zemního plynu v zásobníku tak, aby byl udržován minimální přetlak vody v mezizátkovém prostoru ve výši 0,5 MPa. Zásobník bude provozován při pracovních tlacích plynu 2,0 až 9,5 MPa a následně tlakem až 12,5 MPa. Efektivní kapacita zásobníku se předpokládá při tlaku 12,5 MPa cca 85 mil. m³ zemního plynu, denně čerpané množství může být až 6 mil. m³.

1. INTRODUCTION

The Czech Republic depends completely upon the natural gas import which must be taken uniformly during the whole year independently upon consumers' requirements. With the increasing demand, the difference between the gas consumption in summer months and winter ones keeps increasing. That is why underground gas storages became an important and necessary part of the Czech gas distribution system.

All underground gas storages of Transgas,s.p., a gas distribution enterprise, have been constructed in Moravia, which results from the geological conditions of the region - gas storages have been built in exploited crude oil deposits and gas ones, eventually in an aquiferous structure (Lobodice). In Bohemia, from the geological point of view, favourable conditions for constructing underground storages are only in artificial cavities - caverns. So it is offered a possibility to utilize exploited deposits of ores or coal, or to construct underground storages in sedimentary or crystalline rocks.

On the basis of an extensive report, a place near Příbram, situated in the depth of about 950 m under the ground in granitic rocks of the Middle Bohemian Pluton, was chosen, in the year 1989, for construction of a cavern gas storage. The shaft of the former mine No. 16 at the community Háje near Příbram was used for the construction and access to the locality. The Háje gas storage ensures peak gas consumption in the Prague region and Middle Bohemian one.

From the technical point of view it concerns a very exacting structure, for the realization of which it was necessary to develop and test many new structural elements, technological complexes and processes. A considerable attention was paid to the water pressure closure consisting of four pressure plugs made of steel-fiber reinforced shotcrete, especially to the concrete placing technology, to the method of sealing the rock massif and of the plug bodies proper, as well as to the operational monitoring system of the plugs. In this article, we want to inform about problems connected with sealing of the pressure plugs in the rock massif, to perform the evaluation of performed works and to describe the experience gained.

2. CONCEPTION OF THE UNDERGROUND GAS STORAGE

- The Háje underground storage consists of three basic parts (see Figure 1):
- the underground part with the accumulation space and with the water pressure seal (the so called sub-structure)
 - the interconnecting part with filling bore holes and technological ones (the bore hole drilled between the plugs, and the pumping bore hole)
 - the surface part with the control system, compressors, gas treatment, control and measuring of gas and with other gasworks-related equipment.

The sub-structure has been situated on the 21st level of the shaft No. 16, in the depth of 955 up to 961 m under the ground, and its area is about 1 sq.km. The sub-structure consists of a system of galleries of cross sections of about 13 to 15 sq. m, the total length of which amounts to about 45 km, which form accumulation spaces of the storage, and of a water pressure seal built in two access adits. The whole storage is situated in a granitic rock, the compression strength of which reaches the values of 150 up to 200 MPa. The space for the pressure seal has been chosen with respect to a thorough geological survey of access tunnels. Structural strength and permeability of the rock massif were the location aspect in the first place. The pressure seal consists of two pairs of pressure plugs being in the mutual distance of 80 m (see Figure 2), of a fan of flooding bores, and of a monitoring system of the seal. The pressure plugs have been designed as being built-in, with elimination of any shifting along the contact area. That is why it was necessary to choose a sealing grout mix with relevant strength properties and watertightness ones. That is why it was necessary to choose a sealing grout mix with respective strength properties and watertightness ones.

Konstrukčně byly zátky navrženy na základě řady statických výpočtů metodou konečných prvků (3D - pružnopláštěvé řešení), které pro definitivní variantu dávají stupeň bezpečnosti ve výši 3 - 4. Konstrukce zátek byla ověřována na tzv. zkušební zátky dlouhé 3,5 m. Na základě výsledků zkoušek byla konstrukce zátky upravena na celkovou délku 10 m, hlavně z důvodů hydraulických.

3. ŘEŠENÍ TĚSNOSTI TLAKOVÉHO UZÁVĚRU

Projektční řešení utěsnění tlakových zátek bylo stanoveno v návaznosti na výsledky injektážních prací prováděných v tělese zkušební tlakové zátky č. 1 v období září 1996 až leden 1997 a dle výsledků matematického modelování 3D hydraulicko-mechanických úloh.

3.1. UTĚŠŇOVÁNÍ ZKUŠEBNÍ TLAKOVÉ ZÁTKY

Zkušební tlaková zátka byla vybudována v mezizátkovém prostoru v překopu vedoucím k mezizátkovému vrtu. Zátka byla zhotovena v délce 3,5 m ze stříkaného drátkobetonu kvality B40/3,8. Následně byla komora za zátkou zatopena vodou a bylo prováděno měření a sledování chování zátky při různých tlacích vody. Po prvních tlakových zkouškách v srpnu 1996 byly zahájeny injektážní práce, které byly postupně provedeny ve 3 etapách. Utěšňující vysokotlaká injektáž byla prováděna polyuretanovými pryskyřicemi typu Bevedan-Bevedol WF a WT, injektážním čerpadlem Schmidt-Kranz typu GSF 35.

Injektáž byla prováděna jednoetážově pomocí mechanicky upínaných jednoduchých obturatorů a částečně hydraulicky rozpínanými injektážními svorníky typu PAKRAN. Injektážní vrty průměru 29 mm až 42 mm byly vrtány rotačně-příklepnými vrtacími kladivky typu NVK 03 a VK 29. Injektážní tlak činil 10 až 25 MPa.

I. etapa:

V I. etapě byla utěšňována kontaktní spára mezi tělesem zátky a okolní horninou dvěma vějíři injektážních vrtů s přesahem do horniny cca 200 mm, následně byla utěšňována počva do vzdálenosti 2 m před zátku a do hloubky 2,5 m. Z důvodu zvýšení propustnosti stříkaného drátkobetonu bylo nutno provést plošnou těsnící injektáž tělesa zátky do hloubky 1,5 m.

Po ukončení I. etapy bylo při tlakové zkoušce dosaženo při tlaku 10,4 MPa celkového průsaku zátkou a jejím okolím ve výši cca 10 l/min.

II. etapa:

Bylo utěšňováno horninové předpolí před zátkou, zpevňována a utěšňována počva do vzdálenosti 3 m před zátku a následně utěšňována spodní část zátky v oblasti kontaktu s horninou a střední část zátky pomocí lokálních vrtů.

V II. etapě bylo dosaženo při tlaku 9,5 MPa průsaku zátkou a jejím okolím 1 l/min, následně 3,75 - 6,5 l/min (při tlaku 9,5 MPa) a 6,5 l/min při tlaku 13 MPa. Po dalším tlakování došlo k výraznému zvýšení průsaků až na 65 l/min.

III. etapa:

Bylo prováděno utěšňování silných průsaků podél trubního vedení v tělese zátky a další utěšňování spodní části zátky zejména v oblasti kontaktu. Při tlakových zkouškách byly měřitelné průsaky zaznamenány od tlaku 8 MPa s následným zvyšováním:

9 MPa	2	l/min
10 MPa	38	l/min
12 MPa	72	l/min
13 MPa	až 92	l/min (postupný pokles na 58 l/min)

Při výše popsáných zkouškách byly zjištěny tyto skutečnosti:

- 70 % celkového průsaku činí průsaky ve spodní a střední části zátky
- 20 % celkového průsaku činí průsaky počvou v předpolí zátky do vzdálenosti 3 m od zátky
- 10 % činí průsak horninovým okolím zátky a kontaktem zátky s horninou
- horizontální posun zátky nepřekročil 2 mm

Poznátka a zkušenosti získané při výše uvedených injektážích a tlakových zkouškách byly velmi cenné pro zpracování projektové dokumentace definitivních zátek a pro výběr nejvhodnějších injektážních hmot a technologií.

4. UTĚŠŇOVÁNÍ DEFINITIVNÍCH TLAKOVÝCH ZÁTEK

Utěšňování jednotlivých tlakových zátek sestávalo z těchto injektážních prací (viz obr. č. 4):

1. injektáž horninového okolí
2. injektáž manžet zátek - tzv. příkontaktní injektáž v předpolích zátek
3. injektáž kontaktu mezi tělesem zátek a okolními horninami - tzv. kontaktní injektáž
4. lokální injektáž v tělesech zátek po vyhodnocení kontrolního měření pomocí georadaru (nehomogenity v tělese zátek)
5. mikroinjektáž lince výlomu překopů v předpolích zátek
6. výplňová injektáž spáry mezi tělesem zátek a uzavíracími ocelovými pancíři

Součástí kvalitního těsnění vodního tlakového uzávěru jsou rovněž:

- zavodňovací vrty, které jsou situovány do mezizátkového prostoru a to jak do pravé tak, levé větve. Vrty průměru 105 mm byly vrtány vějířovitě pod úhlem cca 45° v délkách 10 m (obr. č. 3). Tyto vrty slouží po zaplnění mezizátkového prostoru vodou jako vodní komunikace, která sytí horninový masiv tlakovou vodou a tím je vytvářena vodní tlaková clona.
- vodotěsná folie v předpolí tlakových zátek. V první fázi byla navržena tzv. horká folie, typu FOX-O-COAT F 101/URESTYL 3101, od které bylo posléze z technologických důvodů upuštěno a byla nahrazena folií MEDIATAN 361. Tato folie slouží k zamezení případných průsaků vody bezprostředním předpolím (dl. 10 m) zátek (na vzdušné i vodní straně zátek).

The space between the pressure plugs (the so called interplug space), after plugs had been completed, was filled with water through the so called interplug bore, and then it was in function as a water curtain with a changeable water pressure, the task of which is to ensure the tightness of the storage accumulation space. The whole access area to the storage shall be flooded in the future with water up to the ground level. The water pressure in the interplug space will be controlled in dependence upon the natural gas pressure in the storage in such a way that the minimum water overpressure in the interplug space may be kept in the value of 0.5 MPa. The storage shall be operated at working gas pressures of 2.0 up to 9.5 MPa and then up to 12.5 MPa. The effective capacity is assumed, at the pressure of 12.5 MPa, about 85 mil. cub.m of natural gas; the daily pumped quantity may be up to 6 mil cub.m.

From the structural point of view, the plugs were designed on the basis of many statistic calculations, by means of the method of final elements (3D - elastically plastic solution) which, for the final variant, represent the safety factor of the value amounting to 3 up to 4. The structure of plugs was verified on the so called testing plug being 3.5 m long. On the basis of test results, the design of the plug was changed to the total length of 10 m, mainly due to hydraulic reasons.

3. SOLUTION OF THE PRESSURE SEAL TIGHTNESS

Pressure plugs were designed in dependence upon the results of grouting works performed in the body of the testing pressure plug No. 1 within the period from September 1996 up to January 1997, and upon results of mathematic modelling 3D of hydraulic-mechanical problems.

3.1. SEALING OF A TESTING PRESSURE PLUG

The testing pressure plug was made in the interplug space, in a crosscut leading to the interplug bore. The plug was built from steel-fibre reinforced concrete B40/3,8, in the length of 3.5 m. Then the chamber behind the plug was flooded with water and there were performed measurements and monitoring of the plug behaviour at various water pressures. After first pressure tests in August 1996, there were started grouting works which were performed in a sequence of three stages. The sealing high pressure grouting was made when applying polyurethane resins of the type: Bevedan-Bevedol WF and WT, by means of a grouting pump Schmidt-Kranz, type: GSF 35. The grouting was performed in a single-stage way by means of mechanically clamped simple packers, and partially by hydraulically inflated rock bolts of the PAKRAN type. Grouting holes of the diameter equal to 29 mm up to 42 mm were bored by means of rotary-percussion hammer drills of the type NVK 03 and VK 29. The grouting pressure was 10 to 25 MPa.

Ist stage:

In the Ist stage there was sealed the contact gap between the plug body and the surrounding rock by two fans of grouting bore holes with the overlap of about 200 mm into the rock. Then the tunnel floor was sealed up to the distance of 2 m ahead of the plug and into the depth of 2.5 m. Due to the increased permeability of the shotcrete, it was necessary to inject a sealing grout into the plug body up to the depth of 1.5 m. After the end of the Ist stage, it was achieved, at the pressure testing with the pressure of 10.4 MPa, the total percolation through the plug and its surroundings amounting to about 10 litres per minute.

IInd stage:

The rock foreground ahead of the plug was sealed, the tunnel floor was consolidated and sealed up to the distance of 3 m ahead of the plug and then the lower plug part was sealed, viz. in the area of contact with the rock, and the middle part of the plug by means of local bores.

In the IInd stage there was achieved, at the pressure of 9.5 MPa, a percolation through the plug and its surroundings amounting to 1 litre per minute, then 3.75 to 6.5 litres per minute (at the pressure of 9.5 MPa) and 6.5 litres per minute at the pressure of 13 MPa. After further pressuring, the percolation increased up to 65 litres per minute.

IIIrd stage:

There was performed sealing of intensive percolations along the pipe line in the plug body and further sealing of the lower part of the plug, particularly in the area of the contact. At pressure tests there were recorded measurable percolations from the pressure of 8 MPa with the following buildup:

9 MPa	2 lpm
10 MPa	38 lpm
12 MPa	72 lpm
13 MPa	up to 92 lpm (gradual decrease to 58 lpm)

The following facts were found out at the above described tests:

- 70 % of total percolation is represented by percolations in the lower and middle part of the plug
- 20 % of total percolation is represented by percolations through the floor in the foreground of the plug up to the distance of 3 m from the plug
- 10 % is represented by the percolation in the rock surroundings of the plug and in the contact of the plug with the rock

4. 1. INJEKTÁŽ OKOLNÍCH HORNIN

Těsnící injektáž okolních hornin každé zátky byla prováděna po dokončení vylomových prací. Injektážní vrty byly na každé zátce situovány v 10 vějířích po celém obvodu zátky. Délka vrtů činila 7 m, projektovaný průměr vrtů 42 mm. Celkově bylo provedeno na každé zátce 188 vrtů délky 7 m tzn. 1316 bm injektážních vrtů, (celkově tedy 5264 bm). Injektáž byla prováděna ve 2 etážích:

1. etáž - úsek vrtu 2-7 m

byl injektován směsí polyuretanových gelů RESICAST GH 96D/RESICAST GH 90 (poměr 1:1) s 9 díly vody. Při tomto poměru vzniká elastický gel s dobou gelování cca 5,5 min. a velmi nízkou viskozitou (cca 5 mPas). K injektáži bylo použito pneumatické čerpadlo typu KPZ 1, maximální injektážní tlak činil 15 MPa. Pro utěsňování vývrvtů byly zpočátku použity hydraulické obturátory typu PS 40-6. Při použití těchto obturátorů však docházelo z důvodu nízkého koeficientu tření k nedokonalému utěsnění vrtů a k vytékání inj. směsi z vrtů. Proto byly obturátory PS 40-6 nahrazeny obturátory typu PAKRAN 45 /50/ opatřenými speciálními ocelovými kroužky, které zabezpečovaly obturátor tak, aby i při vysokých tlacích ve vrtu byl stabilní.

Injektážní hmoty RESICAST byly použity na dotěsnění hornin poprvé v ČR. Jejich aplikaci je možno hodnotit pozitivně.

2. etáž - úsek vrtu 0,3-2,0 m

Injektováno polyuretanovou pryskyřicí typu BEVEDAN-BEVEDOL WF. K injektáži bylo použito injektážní čerpadlo typu GSF 35, max. inj. tlak činil 10 MPa. Pro utěsnění vývrvtů použity jednoduché mechanické obturátory. Po demontáži obturátoru byla zbytková část vývrvtu vyplněna rychle tuhnoucí správkovou cementovou maltou PCI Polyfix 5.

Problémem při injektáži okolních hornin bylo provádění injektážních vrtů. Jednalo se o vrtání velkého počtu vrtů během krátkého časového období. Vrtání zajišťovala fa CarboGrouting subdodavatelky. Vzhledem k tomu, že při vrtání průměrem 42 mm příp. 45 mm docházelo velmi často ke zničení vrtného nářadí, byl po dohodě s hlavním projektantem změněn průměr vrtání na 50 mm. Vrty byly provedeny různými saňovými vrtacími kladvy osazenými na speciálně upravených vrtacích stojanech. Účinnost provedených injektážních prací byla ve výlomu každé zátky ověřena vodní tlakovou zkouškou s tlakovými stupni 1, 3, 8 a 13 MPa. Ve všech případech bylo splněno požadované kritérium propustnosti ($k_f = 10^{-10}$ m/sec. dle Altovského).

4. 2. INJEKTÁŽ OKOLNÍCH MANŽET ZÁTEK - PŘÍKONTAKTNÍ INJEKTÁŽ

Příkontaktní injektáž byla prováděna v předpolích každé zátky vrty dlouhými 900 mm vějíři po celém obvodu díla. Vrtání bylo zpočátku prováděno elektrický-



Obr. 1 Vylomený prostor pro zátku se závěrovým pancířem
Fig. 1 Excavated space for the plug with the closure armour

- the horizontal back displacement of the plug did not cross 2 mm
Knowledge and experience gained at the above mentioned grouting tests and pressure ones were very valuable for elaborating the design of the final plugs and for the choice of most suitable grouting materials and technologies.

4. SEALING OF THE FINAL PRESSURE PLUGS

The sealing of individual pressure plugs consisted of the following grouting works (see Figure 4):

1. grouting of the rock surroundings
2. grouting of the plug collars - so called contact vicinity grouting in the foreground of the plugs
3. grouting of the contact between the plug body and surrounding rocks - so called contact grouting
4. local grouting in plug bodies after the evaluation of the check-up measuring by means of ground penetrating radar (heterogeneity)
5. microgrouting of the face of the crosscuts in the foregrounds of the plugs
6. back grouting of a gap between the body of plugs and closing steel armours

The following items created the high quality of the pressure seal:

- flooding bore holes which are situated into the interplug space, viz. both to the right branch and left one. Bores of the diameter of 105 mm were bored in a fan shape under the angle of 45° in 10 m lengths (Figure 3). The said bores serve, after the interplug space has been filled with water, as a water way which feeds the rock massif with pressure water, and in this way a water pressure curtain is formed.
- a waterproof foil in the foreground of pressure plugs. In the first phase, there was designed to apply the so called hot foil of the type FOX-O-COAT F 10/URESTYL 3101 which was rejected because of technological reasons and which was replaced with the foil MEDIATAN 361. This foil serves for preventing water from penetrating into the direct foreground (length of 10 m) of the plugs (both on the air plug side and water one).

4.1. GROUTING OF NEIGHBOURING ROCKS

The seal grouting of the rocks surrounding each plug was performed after the excavation had been completed. Grouting bores were situated on each plug in 10 fans along the whole circumference of the plug. The length of bores was 7 m, the designed diameter - 42 mm. Altogether 188 bores, 7 m long, were drilled for each plug, i.e. 1316 m of grouting bores (all in all 5264 m). The grouting was performed on 2 steps:

1st step - bore hole section 2 to 7 m

The said section was grouted with a mixture of polyurethan gels - RESICAST GH 96D/RESICAST GH 90 (1 : 1 ratio) with 9 parts of water. At this ratio there arises an elastic gel with a gelling period of about 5.5 min. and with a very low viscosity (about 5 mPas). A pneumatic pump of the type KPZ 1, max. grouting pressure - 15 MPa, was applied for the grouting. For sealing bores, at the beginning, there were applied hydraulic packers of the type - PS 40-6.

When applying said obturators, though, due to a low friction coefficient, an inconvenient packing of bores took place, and the grouting mixture flowed out of bores. That is why the obturators PS 40-60 were replaced with obturators of the type PAKRAN 45/50/ provided with special steel rings, which ensured for the obturator to be stable even at high pressures in the bore.

Grouting materials RESICAST were applied for finish sealing of rocks for the first time in the Czech Republic. Their application may be considered as successful.

2nd step - bore section 0.3 to 2.0 m

The grouting was performed with polyurethane resin of the type - BEVEDAN-BEVEDOL WF. The pump of the type GSF 35, max. grouting pressure 10 MPa, was performed for grouting. For sealing bores there were applied simple mechanical packers. The part of the bore hole remaining after dismantling of the packer was filled with a quick-setting repair cement mortar: PCI Polyfix 5.

The carrying out of grouting of neighbouring rocks was a problem. It concerned the drilling of many bores within a short time period. The drilling was ensured by the firm CarboGrouting as a subcontractor. With respect to the fact that during the boring with the diameter of 42 mm, eventually 45 mm, the drill rods were often damaged, the boring diameter was modified to 50 mm, with the approval of the main designer. Bores were performed with various slide hammer drills seated in specially adapted drilling stands. The effectivity of performed grouting works was checked up after excavation of each plug by a water pressure test with pressure values 1, 3, 8 and 13 MPa. In all cases, the required permeability criterion ($k_f = 10^{-10}$ mps according to Altovský) was performed.

4.2. GROUTING OF PLUG SEALING COLLARS IN THE PLUGS FOREGROUNDS

Grouting in the vicinity of the plug-rock contact was performed in foregrounds of each plug through a fan of bore holes 900 mm long, situated along the whole circumference. The boring was done at first by means of electric hammer drills -

mí vrtacími kladivky HILTI a BOSCH, vrtáky SDS plus 14/960 mm. Ve velmi pevných horninách však docházelo ke značnému opotřebení vrtáků, a proto byl po dohodě s hlavním projektantem změněn průměr vrtů ze 14 mm na 29 mm. Vrtly byly vrtány kladivky NVK 03 a VK 29. Injektáž byla prováděna jednoetážově polyuretanovou pryskyřicí typu Bevedan-Bevedol WT, čerpadlem GSF 35, později čerpadlem DD 96, příp. DV 97. Vrtly byly utěšňovány mechanickými obturátory, u průměru vrtů 14 mm obturátory 13/115 mm, u průměru vrtů 29 mm obturátory 26/300 mm. Injektážní tlak činil max. 5 MPa. Účinnost injektáže byla úspěšně ověřena ve všech předpolích vodními tlakovými zkouškami s kritériem minimální propustnosti $k_f=10^{-10}$ m/sec, které bylo splněno ve všech případech.

4.3. KONTAKTNÍ INJEKTÁŽ

Kontaktní injektáž byla prováděna postupně při výstavbě každé zátky. Jednotlivé zátky byly rozděleny na injektážní celky I. až IV. (obr. č. 4). Členění zátěk na injektážní celky odpovídá tvaru tělesa zátěk a možnostem provádění vrtacích prací.

Pro těsnící injektáž byla vybrána polyuretanová pryskyřice typu BEVEDAN-BEVEDOL WF 6004/01, kterou je možné použít při teplotě až 45 °C. Jedná se o pomalou alternativu typu WF, viskozita směsi při 25 °C činí 200 ± 30 mPa, počáteční čas reakce při 45 °C cca 25 sec. Injektáž byla prováděna ve dvou oddělených tlakových etážích.

První etáž zastihuje oblast kontaktní spáry mezi horninou a tělesem zátky a okolní horninu v bezprostřední blízkosti kontaktní spáry. Těsnící obturátor byl umístěn ve vzdálenosti cca 200 mm od kontaktní spáry, injektážní vrtly průměru 29 mm byly vrtány tak, aby zasahovaly cca 300 mm do okolní horniny. Injektážní tlak první etáže činil zpočátku max. 10 MPa, později byl po dohodě s hlavním projektantem zvýšen na max. 15 MPa.

Druhá etáž byla injektována po demontáži obturátoru pro 1. etáž, těsnící obturátor byl upínán do hloubky cca 150-200 mm od ústí vrtu. Injektážní tlak druhé etáže činil max. 3 MPa, bylo injektováno opět směsí Bevedan-Bevedol WF 6004/01.

Injektáž byla zpočátku prováděna čerpadlem GSF 35, později již pouze čerpadly DD 96 a DV 97 s elektrickým pohonem. Tato čerpadla jsou pro kontaktní injektáž vhodnější, protože je nutné injektovat poměrně malým množstvím směsi s postupným nárůstem injektážního tlaku.

Při provádění kontaktní injektáže v injektážních celcích I. a zátkách 1A a 1B opakovaně nevyhověly výsledky vodních tlakových zkoušek - nebylo splněno kritérium přípustné propustnosti min. $k=10^{-10}$ m/sec. Na základě těchto negativních výsledků byly další injektážní práce na obou zátkách zastaveny.

Bylo zřejmé, že při dané viskozitě a reakční době pryskyřice nelze dosáhnout požadovaných těsnících účinků. Firmou CarboTech Bohemia s.r.o. Ostrava byla provedena úprava vlastností injektážní pryskyřice Bevedan-Bevedol WF 6004/01 s cílem snížit viskozitu směsi a prodloužit její reakční dobu.

Tyto vlastnosti byly dosaženy speciálním modifikačním činidlem s názvem DISOL. Zkoušky směsi a měření její viskozity prokázaly, že viskozita byla snížena na 140 mPa při 20 °C, počátek reakce se prodloužil na 4 min 20 sec. Úprava směsi modifikačním činidlem nijak neovlivňuje fyzikálně-mechanické vlastnosti vytvrzené pryskyřice.

HILTI and BOSCH, with drill steels SDS plus 14/960 mm. But in rocks of a very high strength, the drill bits were considerably worn out, and that is why, after the agreement with the chief designer, the bore diameter was changed from 14 to 29 mm. The bores were drilled when using hammer drills - NVK 03 and VK 29. The grouting was performed on a single-stage way with the polyurethan resin of the type Bevedan-Bevedol WT, when using the pump GSF 35, later DD 96 and DV 97. The bores were sealed by means of mechanical packers, as to bore diameters of 14 mm by means of packers 13/115 mm, as to bore diameters of 29 mm by means of packers 26/300 mm. The maximum grouting pressure was 5 MPa. The grouting effectivity was successfully checked up in all foregrounds by means of water pressure tests with the criterion of minimum permeability: $k_f=10^{-10}$ mps, which was fulfilled in all cases.

4.3. CONTACT GROUTING

The contact grouting was performed gradually during the construction work on each plug. Individual plugs were divided in grouting sections I. to IV. (Figure 4). The classification of plugs in grouting sections corresponds with the plug body shapes and with possibilities of drilling works.

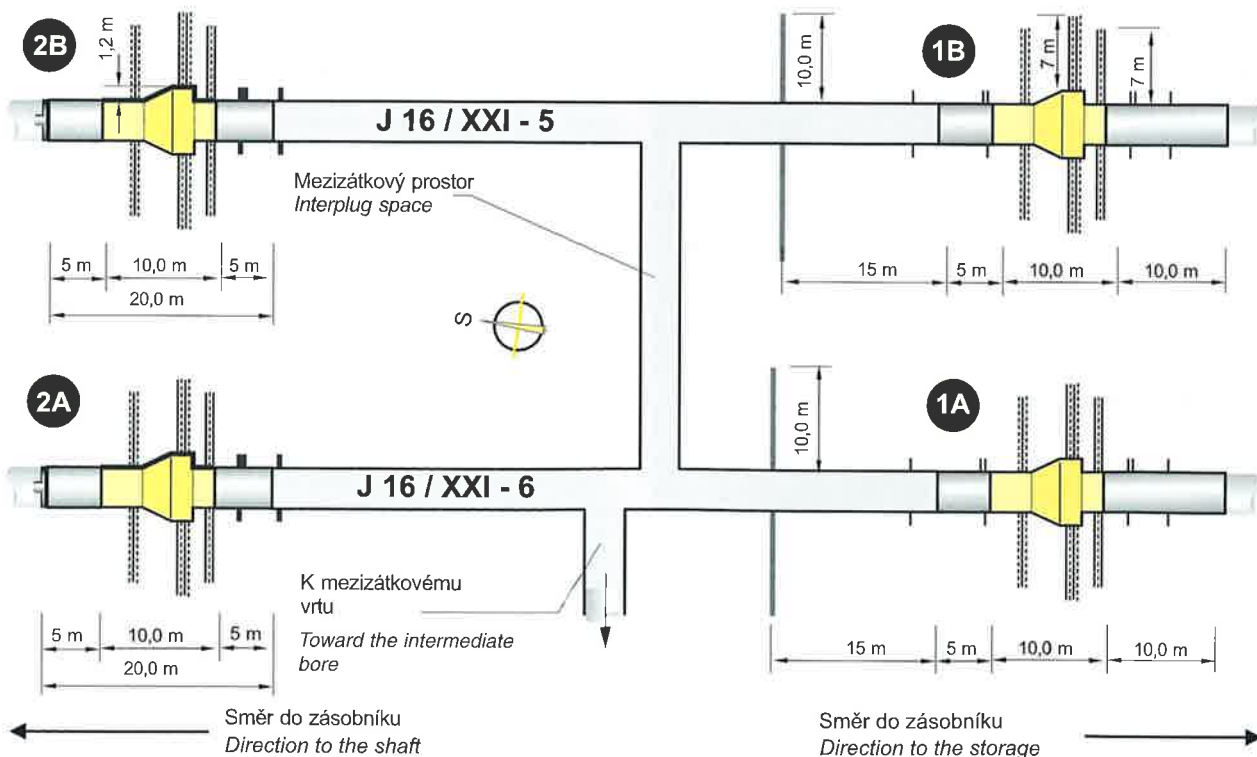
For the seal grouting, polyurethan resin of the type BEVEDAN-BEVEDOL WF 6004/01 was chosen, which may be applied at the temperature up to 45 °C. It concerns a slow alternative of the type WF, the mixture viscosity at 25 °C amounts to 200 ± 30 mPa, the starting reaction time at 45 °C is about 25 sec. The grouting was performed in two separated pressure stages.

The first stage concerns the area of the contact gap between the rock and the plug body, and the surrounding rock in the direct vicinity of the contact gap. The packer was placed in the distance of about 200 mm from the contact gap, grouting bores of the diameter of 29 mm were made in such a way that they may enter about 300 mm in the surrounding rock. The grouting pressure of the first face was at first of 10 MPa at max., later it was increased to max. 15 MPa after an agreement with the chief designer.

The second grouting stage was performed after having dismantled the packer from the 1st stage. The sealing obturator was clamped in the depth of about 150 up to 200 mm from the mouth of the bore. The grouting pressure of the second stage was max. 3MPa, and the grouting was also realized with the mixture Bevedan-Bevedol WF 6004/01.

At first, the grouting was made by means of the pump - GSF 35, later only by means of pumps DD 96 and DV 97 with an electric drive. Said pumps are more suitable for the contact grouting, because it is necessary to perform the grouting operation with a relatively small quantity of the mixture, with a gradual increase of the grouting pressure.

When performing contact grouting in grouting sections I on plugs 1A and 1B repeatedly, the results of water pressure tests were not satisfactory - the criteri-



Obr.2
PZP Háje, tlakový uzávěr, situace 21. patro
UGS in Háje, pressure seal, lay-out of the 21st floor

S taktu upravenou pryskyřicí byla provedena kontaktní injektáž celku I. na zátcce B1. Při injektáži docházelo k lepšímu pronikání směsi v kontaktní zóně, zejména pak k jejímu pronikání z kontrakční trhliny vzniklé na kontaktu drátkobetonu a horniny. Následně byla provedena vodní tlaková zkouška, jejíž výsledky vyhovely požadovanému kritériu.

Ve stejném období byla zkušebně prováděna firmou Zakládání staveb a.s. Praha kontaktní injektáž v injektážním celku II. zátky 1A. Injektáž byla provedena polyuretanovou pryskyřicí WEBAC 1403. Při této injektáži byly splněny požadavky těsnosti, vodní tlaková zkouška vyhověla.

Na základě odborného zhodnocení obou injektážních hmot a srovnáním výsledků měření mechanického chování s požadovanými pevnostními vlastnostmi bylo rozhodnuto pro další injektážní práce používat modifikovanou injektážní směs Bevedan-Bevedol WF 6004/01. Bylo konstatováno, že směs WEBAC 1403 nedosahuje potřebné pevnosti a přetvárné vlastnosti stanovené projektem.

Pro srovnání uvádíme výsledky provedených zkoušek:

• **modifikovaná směs Bevedan-Bevedol WF 6004/01**

tlaková pevnost: min. 79 MPa
smyková pevnost: 55,5 MPa

Hmota má výrazné dilatantní chování. Charakter přetváření je pružno-plastický s reziduální pevností ne menší než 50-55 MPa. Vzorky se při tlakové zkoušce nepodařilo porušit trhlinou ani při 30% zkrácení výšky vzorku. Mechanické parametry modifikované hmoty jsou vesměs lepší než má základní hmota. Materiál při tuhnutí nepatrně zvětšuje objem.

• **WEBAC 1403**

tlaková pevnost: 0,6 MPa
smyková pevnost: 0,31 MPa

Porušení na mezi pevnosti je křehkého charakteru, což potvrzuje i značně křehčí chování hmoty při smykovém namáhání za mezí pevnosti.

Hmota má charakter pružného gelu, bez projevů změn objemu při tuhnutí.

4. 4. LOKÁLNÍ DOTĚSNĚNÍ TĚLESA ZÁTKY (NEHOMOGENITY V ZÁTCE)

Injektáž byla prováděna až po vyhodnocení kontrolního měření pomocí georadaru, které indikuje anomálie odpovídající shlukům drátků a případných ploch nespojitostí. Situování a hustota vrtů byla stanovována souběžně s vyhodnocením měření georadarem.

Průměr inj. vrtů byl u krátkých délek vrtání 14 mm, u delších pak 29 mm. Vrtly byly injektovány modifikovanou pryskyřicí typu Bevedan-Bevedol WF 6004/01 pod tlakem max. 3 MPa.

4.5. MIKROINJEKTÁŽ V PŘEDPOLÍCH ZÁTEK

Pro dotěsnění kontaktní plochy líce výrubu a betonového vyrovnávacího nástřiku v předpolí zátek byla prováděna mikroinjektáž. Vrtly byly situovány na začátku vyrovnávacího nástřiku a u pancířů zátek po třech vějířích šachovnicově, s rozestupem 300 mm. Hloubka vrtů je 300 mm v hornině, což zajistí injek-

on of the allowed permeability min. $k_i = 10^{-10}$ m/sec was not performed. On the basis of said negative results, further grouting works on both sides of the plug were stopped.

It was evident that at the given viscosity and reaction time of the resin, the required sealing effects cannot be achieved. The firm CarboTech Bohemia s.r.o. Ostrava, performed changes of properties Bevedan-Bevedol WF 6004/01 with the aim to decrease the mixture viscosity and to make longer its reaction time.

The said properties were achieved by means of a special modifying agent named DISOL. Tests of the mixture and measuring of its viscosity proved that the viscosity was decreased to 140 mPa at 20° C, the start of the reaction was made longer, viz. to 4 min. 20 sec. The mixture modification performed by means of the modifying agent does not affect physical-mechanical properties of the hardened resin in any way.

With the resin modified in this way, there was carried out a contact grouting of the 1st section at the plug B1. Now, at grouting, a better penetration of the mixture in the contact zone was found out, particularly from the contraction breach, arisen at the contact of the steel fiber reinforced concrete and the rock. Then a water pressure test was made, the results of which complied with the required criterion.

In the same time there was performed a test contact grouting by Zakládání staveb a.s. Praha in the grouting section of the 11nd plug IA. The grouting was carried out when using polyurethan resin WEBAC 1403. At this grouting, tightness requirements were performed, and the water pressure test also complied with laid down conditions.

On the basis of professional evaluation of both grouting mixtures and by comparing measuring results of the mechanical behaviour with the required strength properties, it was decided to apply the modified grouting mixture Bevedan-Bevedol WF 6004/01. It was stated that the mixture WEBAC 1403 does not achieve the required strength and deformation properties laid down by the design.

Results of performed tests are mentioned for a comparison:

- modified mixture Bevedan-Bevedol WF 6004/01
compression strength: min. 79 MPa
shearing strength : 55.5 MPa

The material has a considerable dilative behaviour. Its deformation character is elastic-plastic with a residual strength not lower than 50 to 55 MPa. No crack appeared on samples even at a 30 % shortening of the sample height. Mechanical parameters of the modified material are altogether better than those ones of the basic material. The material increases its volume a little during setting.

- WEBAC 1403

compression strength: 0.6 MPa
shearing strength : 0.31 MPa

Failure at the breaking strength is of a fragile character, which also proves a more fragile behaviour of the material at the shearing stress being higher than the limit.

The material has a character of an elastic gel without volume changes during setting.

4.4. LOCAL FINISHING SEALING OF THE PLUG BODY (HETEROGENEITY IN THE PLUG)

The grouting was carried out after the check testing by means of a ground penetrating radar, which indicates anomalies corresponding with clusters of steel fibers, and with random areas of discontinuity. The density of bores and their location were determined simultaneously with evaluations of measurements performed by the radar.

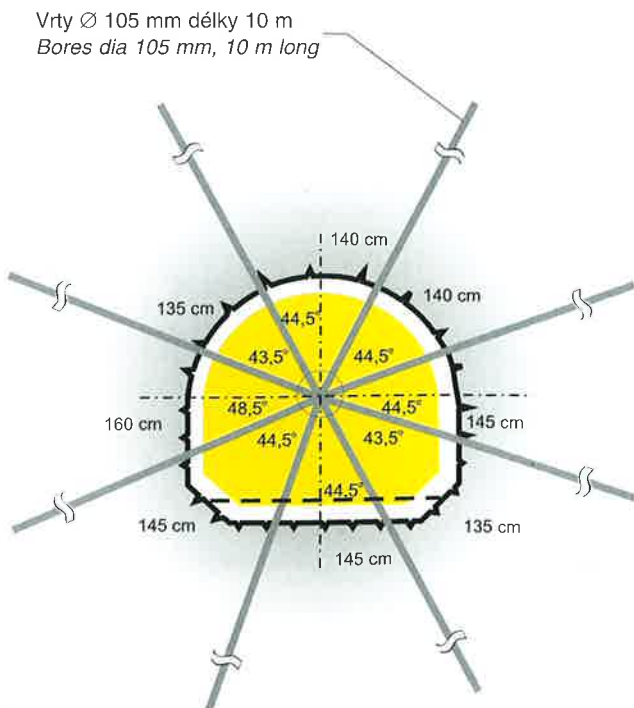
If grouting bores were short, their diameter was 14 mm, if they were longer, the diameter was 29 mm. The bores were grouted with the modified resin of the type Bevedan-Bevedol WF 6004/01 under pressure of max. 3 MPa.

4.5. MICROGRROUTING IN THE PLUGS FOREGROUND

For the final sealing of the contact surface of the excavated space and of the smoothing shotcrete layer in the foreground of the plugs, a micro grouting was carried out. Bores were situated at the front edge of the levelling shotcrete layer, and at the plug armours in three fans of bores laid out in a chessboard-like manner, in a spacing of 300 mm. Boring in the depth of 300 mm was done to ensure that the grouting affected the zone at the contact vicinity only. The modified resin of the type Bevedan-Bevedol WF, grouted at the maximum grouting pressure of 3 MPa, was applied as the grouting medium again.

4.6. BACK GROUTING

Between the mounted armour, closing the plug, and the concrete surface of the plug, there arose a space which had to be filled. Said grouting had to be performed only in a casting way without a pressure and with a material which makes no foam, if it is in contact with water, because there would arise a danger of deformation of the armour. For said purpose there was chosen the modified mix-



Obr. 3
PZP Háje, tlakový uzávěr, provedení zavodňovacích vrtů na zátcce B1
UGS in Háje, pressure seal, realization of irrigation bores on the plug B1

táž pouze příkontaktní zóny. Jako injektážního média bylo opět použito modifikované pryskyřice typu Bevedan-Bevedol WF injektované při max. injektážním tlaku 3 MPa.

4. 6. VÝPLŇOVÁ INJEKTÁŽ

Mezi osazeným pancířem uzavírajícím zátka a betonovou plochou zátky vznikl prostor, který bylo potřeba vyplnit. Tuto injektáž však bylo nutno provádět pouze zaléváním bez tlaku a hmotou, která při styku s vodou nenapěňuje, protože hrozilo nebezpečí deformace pancíře. Pro tento účel byla zvolena modifikovaná inj. směs typu Bevedan-Bevedol WF/WT (míchání 1:1). Injektováno bylo přes pancíř do předem navrtaných otvorů průměru 8 mm postupně od spodní části pancíře až do klenbové části díla.

5. TLAKOVÁ ZKOUŠKA VODNÍHO TLAKOVÉHO UZÁVĚRU

Po dokončení stavebních a injektážních prací na zátkách A2 a B2 bylo nutné ověřit tlakovou zkouškou, zda tlakový uzávěr vyhovuje projektem stanoveným parametrům. Vlastní tlaková zkouška byla prováděna vodou spouštěnou mezi zátkovým vrtem do mezizátkového prostoru. Při zkoušce byly sledovány a následně vyhodnoceny zejména deformace zátek a jejich předpolí, průsaky zátek A 2 a B 2 a syčení masivu v mezizátkovém prostoru. Nedílnou součástí tlakové zkoušky bylo i sledování a vyhodnocení její vodní bilance.

PRŮBĚH TLAKOVÉ ZKOUŠKY

Tlaková zkouška probíhala ve třech etapách. Mezi jednotlivými etapami bylo nutné realizovat doplňující injektáže zátek A2 a B2. U obou zátek byly v injektážních celcích IV. a v jejich předpolích vrtány vějíře vrtů délky 5 m a průměru 29 mm. Směrování vrtů byla věnována velká pozornost, vrtly byly vedeny tak, aby protínaly puklinové systémy v čelech i předpolích zátek. Doplňující injektáž byla prováděna ve dvou až třech oddělených tlakových etážích vzestupným způsobem takto:

Etáž	Injektážní hmota	Injektážní tlak /MPa/
1.	směs polyuretanových gelů RESICAST GH 90/GH 96 D	15,00
2.	směs polyuretanových gelů RESICAST GH 90/GH 96 D	10,00
3.	modifikovaná polyuretanová pryskyřice BEVEDAN-BEVEDOL WF	5,0

ture of the type Bevedan-Bevedol WF/WT (mixture 1 : 1). The grouting was performed through the armour into bores of 8 mm diameter, drilled in advance, viz. gradually from the lower armour part up to the vault part of the structure.

5. WATER TEST OF THE WATER PRESSURE SEAL

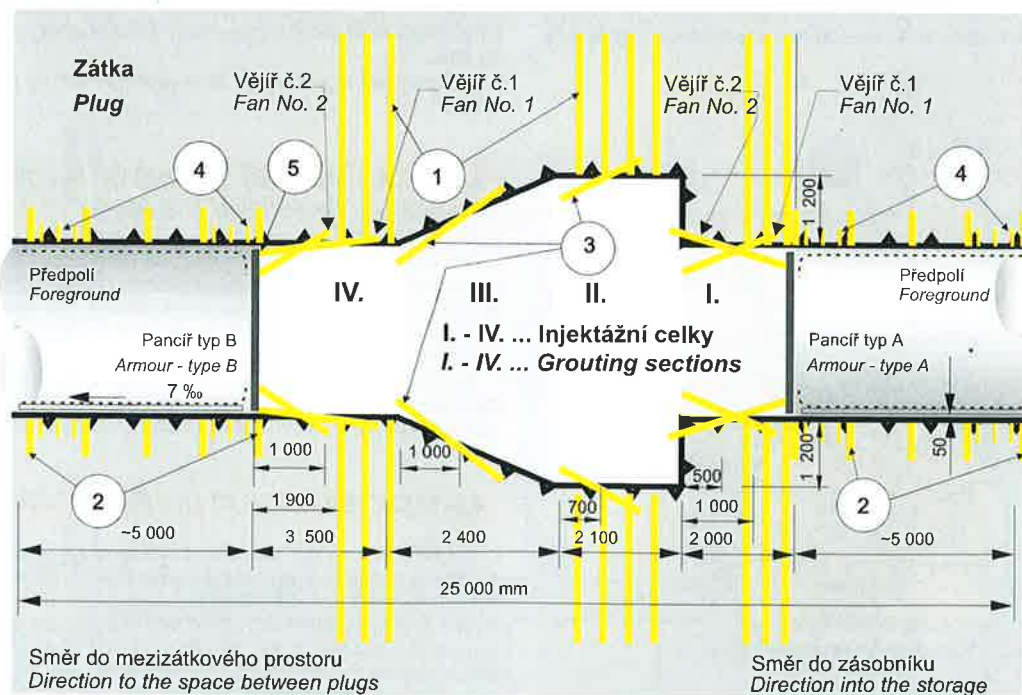
The engineering works and grouting ones concerning the plugs A2 and B2 having been completed, it was necessary to check up, by means of a pressure test, if such a seal comprises with parameters laid down by the design. The proper pressure test was carried out by means of water supplied through the interplug bore into the interplug space. During the test, there were monitored and then evaluated especially deformations of the plugs and of their foreground, percolations of plugs A2 and B2, and saturation of the massif in the interplug space. Monitoring and evaluation of the water balance form the integral part of the pressure test too.

THE COURSE OF THE PRESSURE TEST

The pressure test is performed in three stages. Between individual stages, it was necessary to realize additional grouting of plugs A2 and B2. At both plugs, in the grouting sections IV and in their foregrounds, there were drilled fans of bores being 5 m long and of the diameter of 29 mm. A considerable attention was paid to the direction of the bores. The bores were directed in such a way that they may cross crack systems in faces and foregrounds of the plugs. The additional grouting was made in two up to three separated pressure steps in an increasing way as follows:

Step	Grouting material	Grouting pressure /MPa/
1st	mixture of polyurethan gels RESICAST GH 90/GH 96 D	15.00
2nd	mixture of polyurethan gels RESICAST GH 90/GH 96 D	10.00
3rd	modified polyurethan resin BEVEDAN-BEVEDOL WF	5.0

In the course of the pressure test, percolations were measured in the foreground of the plugs A2 and B2 by means of a submersible pump, located in a special pit.



- | | | | | | |
|---|---|---|--|---|------------------------------------|
| 1 | Injektáž okolních zemin
Grouting of neighbouring rocks | 3 | Kontaktní injektáž
Contact grouting | 5 | Výplňová injektáž
Back grouting |
| 2 | Příkontaktní injektáž
Grouting near the contact | 4 | Mikroinjektáž
Microgrouting | | |

Obr. 4
PZP Háje, tlakový uzávěr. Provedení těsnicích injektáž tlakových zátek
USG in Háje, pressure seal. Sealing grouting of pressure plugs

V průběhu tlakové zkoušky byly průsaky měřeny v předpolí zátek A2 a B2 pomocí ponorného čerpadla umístěného ve speciální jínce.

Vývoj průsaků v průběhu tlakové zkoušky

ZÁTKA A 2

etapa	tlak vody /MPa/	průsak /l min ⁻¹ /
I.	5,37	1,5 neustálený stav
II.	5,37	0,0
	10,0	1,5 neustálený stav
III.	9,0	0,0
	10,0	3,95 ustálený stav

ZÁTKA B 2

etapa	tlak vody /MPa/	průsak /l min ⁻¹ /
I.	5,37	5,5 neustálený stav
II.	5,37	0,0
	10,0	3,9 neustálený stav
III.	8,0	0,0
	10,0	6,3 ustálený stav

Průběh III. etapy tlakové zkoušky je graficky znázorněn na obr. č. 5.

Vyhodnocení tlakové zkoušky

Na základě vyhodnocení výsledků provedené tlakové zkoušky bylo hlavním projektantem konstatováno, že tlaková uzávěra podzemního zásobníku plynu dostatečně vyhověla projektovaným parametrům.

7. ZÁVĚR

Pro utěsnění tlakových uzávěrů podzemního zásobníku plynu bylo nutné provést technicky velmi náročné injektážní práce. Na řešení problematiky se podílela celá řada odborníků z oboru podzemního stavitelství a geotechniky. Úspěšnost provedené utěsnění bude možné detailněji zhodnotit až při trvalém provozu zásobníku. Již dnes je však možné konstatovat, že díky dobré spolupráci všech zúčastněných pracovníků se podařilo utěsnit a tím dokončit ojedinělé a ve světě unikátní dílo.

Z hlediska utěsňování horninového masivu a stavebních konstrukcí bylo získáno mnoho nových a velmi cenných zkušeností. Bylo prokázáno, že lze provést utěsnění podzemního díla proti velmi vysokému tlaku vody, byla potvrzena vhodnost použití chemické vysokotlaké injektáže polyuretanovými pryskyřicemi a gely. Získané poznatky a zkušenosti mohou být v budoucnu určitě využity při výstavbě dalších náročných podzemních staveb.

Development of percolations in the course of the pressure test

PLUG A2

stage	water pressure /MPa/	perlocation /lpm/
Ist	5.37	1.5 unsteady state
IInd	5.37	0.0
	10.0	1.5 unsteady state
IIIrd	9.0	0.0
	10.0	3.95 unsteady state

PLUG B2

stage	water pressure /MPa/	perlocation /lpm/
Ist	5.37	5.5 unsteady state
IInd	5.37	0.0
	10.0	3.9 unsteady state
IIIrd	8.0	0.0
	10.0	6.3 unsteady state

The course of the IIIrd stage of the pressure test is shown graphically in Figure 5.

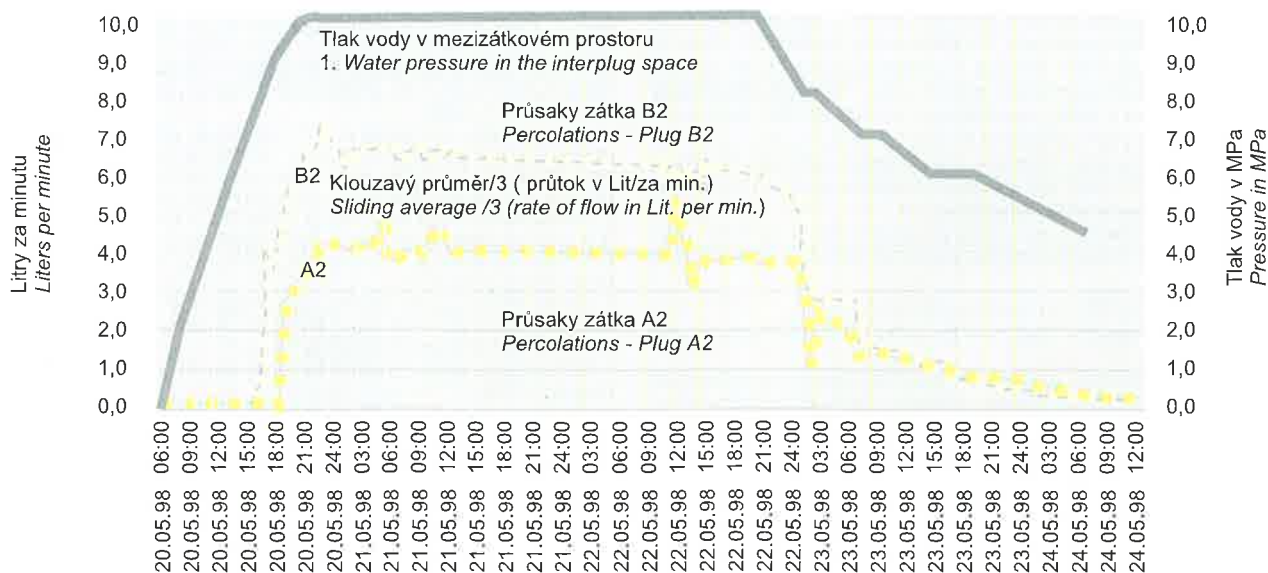
Evaluation of the pressure test

On the basis of evaluation of the results of the performed pressure test, the chief designer stated, that the pressure seal of the underground gas storage complied with the designed parameters in a sufficient way.

7. CONCLUSION

For the pressure seals of the underground gas storage, it was necessary to perform grouting works, very exacting from the technical point of view. Many experts of the branch of underground engineering and geotechnics took part in solving the problems. To evaluate in details, how successfully the performed sealing was solved, it will be possible after some time of the permanent storage operation. But it may be stated already just now, that due to a good cooperation of all participating workers, the structure, unique in the world, was successfully sealed and in this way completed.

From the point of view concerning sealing of the rock massif and of underground structures, there was gained new and valuable knowledge. It was proved that it is possible to seal an underground structure against very high water pressure, and it was also proved that it is suitable to apply a chemical, high pressure grouting with polyurethane resins and gels. Gained information and knowledge may be surely applied in the future, when constructing further exacting underground structures.



Obr. 5
PZP Háje - Tlaková zkouška III. etapa, průsaky na zátkách A2 a B2
USG in Háje - Pressure test stage III., percolations on plugs A2 and B2

KAVERNŮVÝ ZÁSObNÍK PLYNU

CAVERN GAS STORAGE

JOSEF TESKA, SG GEOTECHNIKA, A.S.

Úvaha o výstavbě Kavernového zásobníku Háje u Příbrami byla řešena státním úkolem RUT č. P 10-125-404 "Výzkum Kavernového zásobníku plynu" v letech 1979–1986 jehož řešitelem byl Plynoprojekt Praha. Od počátku prací na výzkumném úkolu úzce spolupracoval Plynoprojekt Praha se Stavební geologií a s bývalým Českým geologickým úřadem, Českým báňským úřadem a Uranovými doly Příbram.

Po kladném expertním posouzení byl v roce 1987 zpracován investiční záměr, který byl předložen státní expertize a schválen.

Český plynárenský podnik s cílem minimalizovat rizika investiční výstavby uzavřel v roce 1989 smlouvu s Českým geologickým úřadem. Realizaci vlastních průzkumných prací na 21. patře dolu III, IV byla pověřena Stavební geologie Praha. Zájmový prostor byl z povrchu přístupný jámou č. 16 a č. 11A.

Stavební geologie Praha v květnu 89' zpracovala projekt geotechnického a hydrogeologického průzkumu masivu granitoidů.

V 09/89 byl zahájen systematický průzkum I. etapou, jejímž úkolem bylo studium a získání poznatků o geologických a hydrogeologických poměrech horninového masivu.

Současně v průběhu I. etapy průzkumných prací byl zpracován projektový úkol podzemní části KZP (Kavernový zásobník plynu - dále jen KZP), který zpracoval Plynoprojekt v roce 1989!

V letech 10/1991 - 02/1992 následovala II. etapa inženýrsko-geologických prací s cílem ověření průběhu a charakteru zjištěných tektonických linií a ověření jejich propustnosti pro vodu a plyn.

Stavební geologie - Geotechnika zpracovala originální metodiku pro zkoušky jímavatlosti plynu ve vrtech.

Na základě závěrů a vyhodnocení prací, které byly v roce 09/1991 oponenturou hlavní komisi ČPP s.p. Praha (za účasti expertních pracovníků) a dále na základě úspěšné oponentury na Ministerstvu pro hospodářskou politiku a rozvoj v únoru 1992 byla zpracována základní projektová dokumentace Plynoprojektem Praha a Diamosem Ostrov nad Ohří, která byla vyskládněna v 08/1991.

V návaznosti na to byl OBÚ Příbram požádán zhotovitelem, tehdejším ČSÚP s.p. Správa uranových ložisek, o.z. Příbram o povolení hornické činnosti - zvláště zásah do zemské kůry k realizaci podzemní části "Kavernového zásobníku plynu Brod", později změna dle katastrálního území na "Kavernový zásobník plynu Háje".

Vlastní realizace stavby probíhala od 1. 4. 1992 podle schválení projektové dokumentace. Po zhodnocení průběhu výstavby v závěru r. 1994 byl dopracován základní projekt výstavby a vydán jako "Projekt dostavby spodní části" platný od 1. 1. 1995.

Zhotovitel v souladu s tímto projektem ukončil ražby v PZP v 10/1996 s tím, že termín likvidačních prací a čištění zásobníkových chodeb, 01/1997 nebyl dodržen. Nedodržení termínu bylo způsobeno likvidací závalu v ZV 51/2.

Současně s dokončovacími pracemi probíhaly práce vyplývající ze zprávy "O zvýšení kapacity PZP - Háje" a to realizace zkušebního tělesa č. 1, včetně tlakových zkoušek a následně zkušebního tělesa č. 2.

Na základě dílčích výsledků a oponentury stavebního objektu SO 1608 - tlakové uzávěry č. 1 a 2 byl přepracován jeho projekt a technologie výstavby tohoto objektu.

V období 03/97 - 31.5.1997 byly provedeny výlomové práce.

Následovala úprava předpolí zátek, osazení 2 pancířů a injektážní práce v prostoru zátek.

K 31.5.1997 byly ukončeny všechny práce uvnitř zásobníku včetně fotogrammetrického zaměření skutečného objemu zásobníku, který činí dle protokolu firmy MEKKA 620 502 m³.

Propojení podzemní části KZP - Háje s povrchem bylo řešeno v rámci I. etapy výstavby vrchní části stavby KZP v roce 1992 a to přípravou staveniště, přívody energií a realizací 2 technologických a 5 těžebně vtlačecích vrů.

Vrtné práce byly zahájeny v 3/93 vrtem V5 a ukončeny vrtem T2 dne 21. 9. 1994, realizovaných dle projektu GPO Ostrava a.s., který byl též zhotovitelem díla.

Inženýring provedla SG - Geotechnika. Podrobné zhodnocení je uvedeno ve "Zprávě o technickém dozoru vrtných prací" z 11/94.

Jednou ze základních problematik studovaných od začátku I. etapy průzkum-

The idea concerning the construction of the Cavern Storage at Háje near Příbram was solved by the state task RUT No. P 10-125-404 "Research of a Cavern Gas Storage" within the years 1979 up to 1986, the solving corporate body of which was Plynoprojekt Praha. From the beginning of works concerning the research task, the firm Plynoprojekt Praha cooperated intensively with the firm Stavební geologie, as well as with the former Czech Geological Office, Czech Mining Office and Uranium Mines of Příbram.

After a positive expert's opinion, the investment brief was elaborated in the year 1987, which was presented to a state expertise and then approved.

The Czech Gasworks Enterprise (CGE), with the aim to minimize the construction risks, concluded, in the year 1989, a contract with the Czech Geological Office. The firm Stavební geologie Praha was authorized to perform the investigation on the floor 21 of the mine III, IV. The respective area was accessible from the surface through the shaft No. 16 and No. 11A.

Stavební geologie Praha elaborated, in May 1989, a design of geotechnical and hydrogeological investigation of the massif of the granitic massif.

In September 1989, there started the 1st stage of the systematic survey, the task of which resided in a studying and in gaining knowledge on geological and hydrogeological conditions of the rock massif.

Simultaneously, in the course of the first stage of the survey, there was elaborated a small scale design concerning the underground part of the CGS (Cavern Gas Storage - hereinafter "CGS" only) which was elaborated by Plynoprojekt in the year 1989.

Within the period from October 1991 up to February 1992, the second stage of engineering-geological survey followed, with the aim to verify the course and character of the encountered tectonic lines, and to verify their water and permeability conditions.

The firm Stavební geologie - Geotechnika developed an original method for testing gas holding capacity of bore holes.

On the basis of the conclusions and evaluations of the survey results, which were opposed in September 1991 by the main commission of CGE (at the attendance of experts) and then on the basis of a successful opposer proceedings at the Ministry for Economic Politics and Development in February 1992, there was elaborated the basic design documentation by Plynoprojekt Praha and by Diamos Ostrov nad Ohří, which was completed in August 1991.

With respect to the above mentioned facts, the District Mining Office Příbram was asked by the contractor - the former ČSÚP s.p., Administration for Uranium Deposits, o.z. Příbram, for a licence to perform mining activities - viz. a special intervention into the crust of the earth for realizing the underground part of the "Cavern Gas Storage Brod", later changed with respect to the cadastral area to "Cavern Gas Storage Háje". The realization proper of the construction started on April 1, 1992, according to the approved design documentation. After having evaluated the previous development of the construction at the end of the year 1994, there was completed the basic design of construction and issued as the "Design of the finish of the complementing structure of the subsurface part", valid from January 1, 1995.

The contractor, in compliance with this design, completed excavation of the cavern in October 1996, although the term for completion of liquidation works and cleaning of storage corridors, January 1997, was not observed. The delay of the term was caused by liquidation of a caving ref. no. 51/2.

Simultaneously with the finishing works, the works resulting from the report "On increasing the capacity of the ČUS - Háje" were carried out, viz. the realization of the testing body No. 1, including pressure tests, and then the realization of the testing body No. 2.

On the basis of partial results and the opposer proceedings of the structure SO 1608 - pressure seals No. 1 and 2, the respective design and construction method of this structure were revised.

Within the period from March 1997 up to May 31, 1997, the excavation works were performed.

Then the improvement of the foreground of plugs, installation of two armours and grouting works in the plugs areas followed.

All works inside the storage, including the aerial surveying of the actual volume of the storage which was determined in the report of the firm MEKKA as 620 502 cub.m., were completed to the date of May 31, 1997.

The interconnection of the underground part of the UGS Háje with the ground level was solved within the first stage of the construction of the superstructure of the UGS in the year 1992, viz. by preparing the construction site, the utility services and by realization of two technological and five filling bore holes.

Drilling was started in March 1993 with the bore hole V5 and completed with the bore hole T2 on September 21, 1994, realized according to the design of GPO Ostrava a.s., which was one of contractors.

ných prací až prakticky po zkoušce "in situ" v pokusné hrázi č.1 a 2 bylo zjištění propustnosti horninového prostředí pro vodu a plyn.

Vodní tlakové zkoušky byly prováděny ve vodorovných a svislých jádrových vrtech.

Zjišťování propustnosti horninového prostředí metodou vodních tlakových zkoušek je jednoduchá a přesná metoda. Obor tlaků do 20 MPa používaný v prostoru zásobníku byl v našem státě proveden poprvé.

Metodika zkoušek spočívala v měření spotřeby vody ve vrtech na předepsaných tlakových stupních. Koeficienty filtrace jsou přepočteny dle vzorce Altovského

$$k = 0,607639 \times 10^{-5} \times Q \times \log \frac{0,66xl}{r}$$

kde

k = koeficient filtrace (m.s⁻¹)

Q = měrná ztráta vody (při tlaku 10 kPa) (l.min⁻¹.m⁻¹)

l = délka etáže (m)

r = poloměr zkoušeného vrtu (m)

Plynové tlakové zkoušky propustnosti (PTZ)

Ověřování plynopropustnosti horninového masivu ve vrtech bylo prováděno dvěma rozdílnými typy zkoušek a to zkouškou PDT a CHIT.

Zkouška PDT (pressure drop test) sestávala z postupného natlakování vrtu vzduchem na maximální hodnotu, uzavření tlakového systému a dlouhodobého sledování tlakových změn ve vrtu za postupného přechodu do jednotlivých rovnovážných stavů při daných teplotách a tlacích.

Zkouška CHIT (constant head injection test) sestávala z postupného tlakování vrtu vzduchem na předepsané tlakové stupně, na nichž je držen konstantní tlak media ve vrtu při proměnném průtoku. Po vytvoření rovnovážného stavu, je stanovena ztráta vzduchu při určitém konstantním tlaku. Daná ztráta media je přímo úměrná propustnosti horninového masivu.

Z časového vývoje ztrát objemu plynu při zkoušce CHIT a z časového vývoje ztrát tlaku při zkoušce PDT je možno stanovit plynopropustnost (K) horninového masivu :

$$K = \frac{Qa \times \mu \times G}{\pi \times L \times \rho^0} \times \left[\left(\frac{p_s}{p_0} \right)^2 - \left(\frac{p_e}{p_0} \right)^2 \right]^{-1}$$

kde

K = propustnost (m²) G = geometrický faktor (bezrozměrné)

Q = průtok vzduchu při p=10⁵Pa (m³/s) p₀ = referenční tlak (10⁵Pa)

k = koeficient filtrace (m/s) p_s = tlak na hraniční izobaře (10⁵Pa)

L = délka vrtu (m) g = tíhové zrychlení (m/s²)

P_s = tlak ve vrtu (Pa) v = kinematická viskozita (kg/m.s)

μ = dynamická viskozita (kg/m.s) π = Ludolfovo číslo (3,1415)

Podmínkou řešení je suchý vrt a laminární proudění vzduchu do vrtu. Objemové a tlakové ztráty byly měřeny až po dosažení rovnovážného stavu ve vrtu tj. stavu, kdy při konstantním tlaku je do vrtu vtlačeno konstantní množství plynu v daném časovém intervalu. Pokud jsou stěny vrtu vlhké nebo z vrtu vytéká voda, dochází při injektáži plynového media ke zvětšeným ztrátám vlivem zvětšeného rozšíření puklin a vlivem snadnějšího průchodu vzduchových bublin zvodněnými diskontinuitami. Stav zvodnění horninového masivu je vyjádřen hodnotou koeficientu m jsou v mezích 0,00 - 1,00. Stanovenou hodnotou koeficientu m je nutno vynásobit naměřené ztráty Q₀, abychom získali skutečnou hodnotu ztrát plynového media v horninovém masivu.

VÝSLEDKY VYHODNOCENÍ VODNÍCH A PLYNOVÝCH TLAKOVÝCH ZKOUŠEK

Zkouška na vrtu	Rozsah zkoušené etáže [m]	Výpočtová délka etáže [m]	Výpočtová délka poruch [m]	Celková spotřeba vody (plynu) / etáže [l/s]	Spotřeba vody (plynu) na 1 m etáže [l/s.m]		Koeficient filtrace		Výpočet pro tlak [MPa]	Typ zkoušky
					na etáž [m/s]	poruch pásem [m/s]	na etáž [m/s]	poruch pásem [m/s]		
J 1	10-58	48,0	12,7	0,024	5,20.10 ⁻⁴	1,50.10 ⁻¹¹	1,90.10 ⁻¹⁰	12,5	VTZ	
J 2	10-170	160,0	6,74	1,0	3,22.10 ⁻⁴	4,30.10 ⁻¹²	2,90.10 ⁻¹¹	12,5	VTZ	
					6,25.10 ⁻³	10 ⁻¹² .10 ⁻¹³	12,5	PTZ		
J 3	5,2-17	164,0	21,0	0,53	3,22.10 ⁻⁴	5,60.10 ⁻¹¹	6,50.10 ⁻¹¹	12,5	VTZ	
J 4	6,2-100	94,8	6,3	0,04	4,21.10 ⁻⁴	3,20.10 ⁻¹²	8,50.10 ⁻¹²	15,0	VTZ	
J 5	5,8-70	64,2	5,5	4,00	6,23.10 ⁻³	9,00.10 ⁻¹³	6,50.10 ⁻⁹	12,0	VTZ	
J 6	2,0-50	48,0	2,1	0,64	1,33.10 ⁻³	1,84.10 ⁻¹⁰	2,10.10 ⁻⁹	12,0	VTZ	
					37,95	7,91.10 ⁻¹	10 ⁻⁹ .10 ⁻¹⁰	12,0	PTZ	
J 8	4-11	7,0	1,0	0,080	1,14.10 ⁻²	1,09.10 ⁻¹⁶	4,20.10 ⁻¹⁰	12,0	VTZ	
					4,2-69,2	65,0	11,4	0,011	1,69.10 ⁻⁴	2,45.10 ⁻¹²
PJ 1	1-20	19,0	4,4	0,026	1,37.10 ⁻³	2,50.10 ⁻¹²	8,60.10 ⁻¹²	12,0	VTZ	
J 9	0,8-53	52,2	7,9	0,180	3,45.10 ⁻³	6,91.10 ⁻¹²	3,61.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ	
					1-110	109,0	7,9	0,132	1,21.10 ⁻³	2,62.10 ⁻¹²
				6,67	1,33.10 ⁻²	2,90.10 ⁻⁹	9,25.10 ⁻¹³	až	11,4	PTZ
					5,34.10 ⁻¹	5,09.10 ⁻⁹				

The firm SG - Geotechnika performed engineering works. The detailed evaluation is contained in the "Report on technical inspection of drilling works", dated November 1994.

One of the basic problems studied from the beginning of the first stage of the investigation, practically up to field tests of the trial plugs No. 1 and No. 2, was determination of the water/gas permeability of the rock environment.

Water pressure tests (WPTs) were carried out in horizontal and vertical core bore holes.

Determination of the rock permeability by means of the water pressure tests, is a simple and precise method. The pressure line up to 20 MPa in the space of the storage was performed in our state for the first time.

The method of test resided in measuring water consumption in bores at prescribed pressure levels. The coefficients of filtration are re-calculated according to the Altovský formula

$$k = 0,607639 \times 10^{-5} \times Q \times \log \frac{0,66xl}{r}$$

where

k = filtration coefficient (m.s⁻¹)

Q = specific water loss (at the pressure of 10 kPa) (l.min⁻¹ . m⁻¹)

l = length of the section (m)

r = radius of the tested bore hole (m)

Gas permeability pressure tests of permeability (GPT)

Verification of the gas permeability of the rock massif in bore holes was carried out by means of two different types of tests, viz. PDT and CHIT tests.

The PDT test (pressure drop test) consisted of the following operations: gradual buildup of the air pressure in the bore hole to the maximum value, closing of the pressure system and long-term monitoring of pressure changes in the bore while gradually switching to individual balanced states at corresponding temperatures and pressures.

The CHIT test (constant head injection test) consisted of a gradual pressurizing of the bore hole with air to the pressure degrees prescribed, at which the constant pressure of the medium contained in the bore hole is maintained with passage changes. After the balanced state has been reached, the air loss at a certain constant pressure is determined. The given medium loss is in direct proportion to the permeability of the rock massif.

With respect to the time development of the gas volume losses at the CHIT test and with respect to the time development of pressure losses at the PDT test, it is possible to determine the gas permeability (K) of the rock massif:

$$K = \frac{Qa \times \mu \times G}{\pi \times L \times \rho^0} \times \left[\left(\frac{p_s}{p_0} \right)^2 - \left(\frac{p_e}{p_0} \right)^2 \right]^{-1}$$

where

K = permeability (sq.m) G = geometric factor (without dimension)

Q = air passage at p = 10⁵ Pa (cub.mps) p₀ = reference pressure (10⁵ Pa)

k = filtration coefficient (mps) p_s = pressure at the limit isobar (10⁵ Pa)

L = length of the bore hole (m) g = weight acceleration (mps²)

P_s = pressure in the bore hole (Pa) v = kinematic viscosity (kgpm.s)

μ = dynamic viscosity (kgpm.s) π = Ludolf No. (3.1415)

A dry bore and laminar air stream of air into the bore is a precondition of the solution. Volume losses and pressure ones were measured, after the balanced state in the bore had been achieved, i.e. the state when, at the constant pressure, a constant gas quantity within the determined time interval is pressed into the hole. If walls of the hole are wet, or water flows out of the bore, then, at supplying the gas medium, increased losses take place, due to the enlarged cracks, and due to an easier passage of air bubbles through saturated discontinuities. The situation of rock massif saturation is expressed by the value of the coefficient m within limits 0.00 up to 1.00. The measured losses Q₀ must be multiplied by the determined value of the coefficient m, that the real value of losses of the gas medium in the rock massif could be obtained.

RESULTS OF EVALUATION OF WATER PRESSURE TESTS AND GAS ONES

Test of the bore	Extent of the tested section [m]	Calculation length of the section [m]	Calculation length of faults [m]	Total consumption of water/gas per section [lps]	Consumption of water/gas per one m of section [lps.m]	Coefficient of filtration		Calculation for pressure [MPa]	Kind of test	
						for section [mps]	of faulty zones [mps]			
J 1	10-58	48,0	12,7	0,024	5,20.10 ⁻⁴	1,50.10 ⁻¹¹	1,90.10 ⁻¹⁰	12,5	VTZ	
J 2	10-170	160,0	6,74	0,051	3,22.10 ⁻⁴	4,30.10 ⁻¹²	2,90.10 ⁻¹¹	12,5	VTZ	
					6,25.10 ⁻³	10 ⁻¹² .10 ⁻¹³	12,5	PTZ		
J 3	5,2-17	164,0	21,0	0,53	3,22.10 ⁻⁴	5,60.10 ⁻¹¹	6,50.10 ⁻¹¹	12,5	VTZ	
J 4	6,2-100	94,8	6,3	0,04	4,21.10 ⁻⁴	3,20.10 ⁻¹²	8,50.10 ⁻¹²	15,0	VTZ	
J 5	5,8-70	64,2	5,5	4,00	6,23.10 ⁻³	9,00.10 ⁻¹³	6,50.10 ⁻⁹	12,0	VTZ	
J 6	2,0-50	48,0	2,1	0,64	1,33.10 ⁻³	1,84.10 ⁻¹⁰	2,10.10 ⁻⁹	12,0	VTZ	
					37,95	7,91.10 ⁻¹	10 ⁻⁹ .10 ⁻¹⁰	12,0	PTZ	
J 8	4-11	7,0	1,0	0,080	1,14.10 ⁻²	1,09.10 ⁻¹⁶	4,20.10 ⁻¹⁰	12,0	VTZ	
					4,2-69,2	65,0	11,4	0,011	1,69.10 ⁻⁴	2,45.10 ⁻¹²
PJ 1	1-20	19,0	4,4	0,026	1,37.10 ⁻³	2,50.10 ⁻¹²	8,60.10 ⁻¹²	12,0	VTZ	
J 9	0,8-53	52,2	7,9	0,180	3,45.10 ⁻³	6,91.10 ⁻¹²	3,61.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ	
					1-110	109,0	7,9	0,132	1,21.10 ⁻³	2,62.10 ⁻¹²
				6,67	1,33.10 ⁻²	2,90.10 ⁻⁹	9,25.10 ⁻¹³	až	11,4	PTZ
					5,34.10 ⁻¹	5,09.10 ⁻⁹				

VÝSLEDKY VYHODNOCENÍ VODNÍCH A PLYNOVÝCH TLAKOVÝCH ZKOUŠEK – pokračování

Zkouška na vrtu	Rozsah zkoušené etáže [m]	Výpočtová délka etáže [m]	Výpočtová délka poruch [m]	Celková spotřeba vody (plynu) / etáž [l/s]	Spotřeba vody (plynu) na 1 m etáže [l/s.m]	Koeficient filtrace		Výpočet pro tlak [MPa]	Typ zkoušky
						na etáž [m/s]	poruch, pásem [m/s]		
J 10	1-9	8,0	—	0,005	6,25.10 ⁻⁴	9,93.10 ⁻¹¹	9,93.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	8,3-20	11,7	4,6	0,015	1,25.10 ⁻³	2,14.10 ⁻¹¹	4,78.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	20-30	10,0	3,0	0,004	4,00.10 ⁻⁴	6,56.10 ⁻¹¹	1,83.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
J 11	2-20	18,0	0,5	0,03	1,66.10 ⁻³	2,10.10 ⁻¹¹	2,25.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	20-50	30,0	3,5	0,046	1,53.10 ⁻³	2,11.10 ⁻¹¹	6,37.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
J 12	2,5-50	47,5	—	0,112	2,35.10 ⁻³	3,48.10 ⁻¹¹	3,50.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
						5,00.10 ⁻¹⁰	až		
				8,00	1,68.10 ⁻³	1,00.10 ⁻¹¹			
TV 2	0,6-4,17	3,57	3,57	0,02	5,60.10 ⁻³	5,93.10 ⁻¹¹	5,93.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
TV 4	0,6-4	3,40	3,40	0,014	4,12.10 ⁻³	4,32.10 ⁻¹¹	4,32.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ

Poznámka: U vrtů J 1, J 2 a J 4 je hodnota celkové spotřeby vody na etáž známa pouze při tlaku 15 MPa.

Na základě naměřených výsledků VTZ byla provedena interpretace vodních tlakových zkoušek Ústavem pro ekosystémovou analýzu Báňské univerzity Leoben (autor RNDr. Michal Stibitz).

Pro interpretaci VTZ byl použit systém PanSystém (sime 1990). Byla použita metoda VRD (variable rate drawdown) v modifikaci pro injektáž s proměnlivým vtláčením množstvím.

Výsledky vyhodnocení VTZ z vrtu J8 při tlaku 12 MPa jsou prezentovány na obrázcích 1. a 2.

Celkem bylo vyhodnoceno 22 vodních tlakových zkoušek. Z vyhodnocení VTZ programem PanSystém přineslo hodnoty s mediany průměru řádově 2-4. E⁻⁹ m².s⁻¹, což jsou hodnoty vyšší než výsledky interpretace VTZ podle Altovského. Potvrdila se tak omezená aplikovatelnost programu PanSystém pro vyhodnocení těchto hydraulických zkoušek v granitu.

Následně byla provedena modelová simulace modelem MODELFLOW, která poskytla další údaje pro simulaci hydrauliky okolí Kavernového zásobníku trojrozměrným modelem STAFF 3 D. Při použití tohoto modelu byly podstatně sníženy především hodnoty koeficientu filtrace puklin. Výsledné hodnoty odpovídají výsledkům interpretace VTZ dle Altovského.

Posouzením propustnosti horninového masivu prostorovým matematickým modelem se zabývala též fy Dolexpert - Geotechnika (autorka ing. Marta Doležalová, CSc.).

Výše citovaná práce se zabývá analýzou propustnosti horninového masivu v okolí tlakových uzávěrů KZP při působení tlaku vody v mezizátkovém prostoru v 10 a 13 MPa. Zhodnocení tohoto modelu by zasloužovalo samostatný článek.

V současné době je zásobník plynu provozován při ložiskovém tlaku 7,5 MPa a tlak v mezizátkovém vrtu cca 8,0 MPa. Výsledky při těchto tlacích plně korespondují s projektovými propustnostmi masivu a jsou sledovány jak provozem fy Transgas, Plynoprojekt a.s. (generálním projektantem), tak i SG - Geotechnikou a.s. a Plynoprojekt provádí porovnání projektovaných parametrů s modelem i se skutečností.

RESULTS OF EVALUATION OF WATER PRESSURE TESTS AND GAS ONES – continuation

Test of the bore	Extent of the tested section [m]	Calculation length of the section [m]	Calculation length of faults [m]	Total consumption of water/gas per section [lps]	Consumption of water/gas per one m of section [lps.m]	Coefficient of filtration		Calculation for pressure [MPa]	Kind of test
						for section [m/s]	of faulty zones [m/s]		
J 10	1-9	8,0	—	0,005	6,25.10 ⁻⁴	9,93.10 ⁻¹¹	9,93.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	8,3-20	11,7	4,6	0,015	1,25.10 ⁻³	2,14.10 ⁻¹¹	4,78.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	20-30	10,0	3,0	0,004	4,00.10 ⁻⁴	6,56.10 ⁻¹¹	1,83.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
J 11	2-20	18,0	0,5	0,03	1,66.10 ⁻³	2,10.10 ⁻¹¹	2,25.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
	20-50	30,0	3,5	0,046	1,53.10 ⁻³	2,11.10 ⁻¹¹	6,37.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
J 12	2,5-50	47,5	—	0,112	2,35.10 ⁻³	3,48.10 ⁻¹¹	3,50.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
						5,00.10 ⁻¹⁰	až		
				8,00	1,68.10 ⁻³	1,00.10 ⁻¹¹			
TV 2	0,6-4,17	3,57	3,57	0,02	5,60.10 ⁻³	5,93.10 ⁻¹¹	5,93.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ
TV 4	0,6-4	3,40	3,40	0,014	4,12.10 ⁻³	4,32.10 ⁻¹¹	4,32.10 ⁻¹¹	12,0	VTZ

Note: As to bores J 1, J 2 and J 4, the value of total consumption of water for section is known only at the pressure 15 MPa.

On the basis of measured WPT results there was performed the interpretation of water pressure tests by the "Institute for ecosystem analysis of the Mining University Leoben" (author: RNDr. Michal Stibitz).

For the interpretation of WPT there was applied the system PanSystém (sime 1990). The VRD (variable rate drawdown) method in the modification for grouting with variable pressed-in quantities was applied.

Results of WPT evaluation from the bore J8 at the pressure 12 MPa are presented on Figs. 1 and 2.

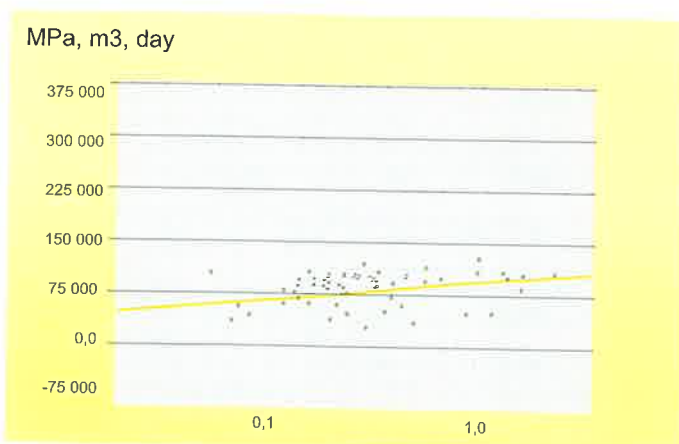
Alltogether there was evaluated 22 water pressure tests. The evaluation of WPT by means of the PanSystém program provided values with medianes of the average in orders 2 up to 4. E⁻⁹ m².s⁻¹, which are values higher than results of interpretation of VTZ according to Altovský. The limited applicability of the PanSystém program for evaluation of the said hydraulic tests in granite was proved in this way.

Then a model situation was performed by means of the model MODELFLOW, which provided further data for simulating hydraulic conditions in the neighbourhood of Cavern storage by means of a three dimensional model STAFF 3 D. When applying this model there were considerably decreased especially values of the filtration coefficient of cracks. Resulting values correspond with results of the WPT interpretation according to Altovský.

The judging of permeability of the rock massif by means of the space mathematic model was also the subject of activity of the firm Dolexpert - Geotechnika (author: Ing. Marta Doležalová, CSc.).

The cited work concerns the analysis of the rock massif permeability in the surroundings of pressure seals of the CGS at the influence of water pressure in the interplug space at 10 and 13 MPa. The evaluation of this model would deserve the whole article.

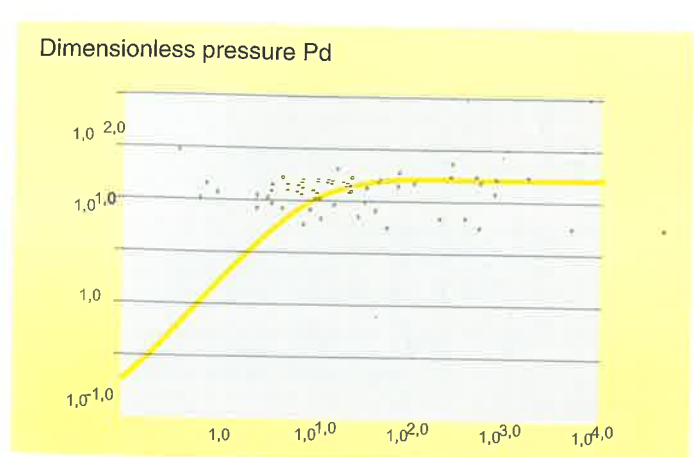
At present, the gas storage is operated at the deposit pressure of 7.5 MPa and the pressure in the interplug bore is about 8.0 MPa. Results at the said pressures correspond fully with the designed permeability of the massif and they are monitored both by the operational department of the firm Transgas, Plynoprojekt a.s. (general designer), and SG Geotechnika a.s., and Plynoprojekt performs comparisons of designed parameters with the model and the reality.



Obr. 1 / Fig. 1

Vyhodnocení VTZ na vrtu J = 15 s tlaky 3 až 12 MPa metodou lineární aproximace - znázornění experimentálně získaných dat a průběhu regresní přímky

Evaluation of WPT concerning the bore J-15 with pressures 3 up to 12 MPa by means of the method of linear approximation - presentation of experimentally obtained data and of the course of the regress straight line



Obr. 2 / Fig. 2

znázornění experimentálně získaných dat a průběhu regresní přímky

presentation of experimentally obtained data and of the course of the regress straight line

REALIZACE ODVZDUŠŇOVACÍHO VRTU DO PROTIPOVODŇOVÉ ŠTOLY V ZÁTOPOVÉ OBLASTI ŠVÝCARSKÉHO LANGENTHALU

IMPLEMENTATION OF THE VENTILATION BOREHOLE INTO THE DRAINAGE TUNNEL IN AN INNUNDATION AREA NEAR LANGENTHAL, SWITZERLAND

ING. STANISLAV KUČÍK, ING. MIROSLAV JANKŮ - OKD, DPB PASKOV, A.S.

Autoři popisují realizaci velkopřůměrového vrtu o průměru 1 400 mm, délky 51 m a úklonu 300%, prováděného z povrchu do odvodňovací protipovodňové štoly.

The authors deal with the implementation of large diameter surface borehole (1,400mm) with length of 51m and inclination of 300% drilled into the drainage tunnel.

ÚVOD

Malebné území v okolí švýcarského Langenthalu, opakovaně a v nepravidelných časových intervalech, bylo postihováno ničivými záplavami způsobenými rozvodněním malé říčky Langete. O tom, co tato říčka dokáže pod přívaly větších dešťů nebo náhlého tání sněhu v okolních horách svědčí řada dokumentů a staveb. Také v historii města Langenthal je možno najít stopy o ztěžování života obyvatel povodněmi. Svědkem jsou povodňové kanály, táhnoucí se městem několika ulicemi, zařízené pod úroveň terénu (obr. 1).

Z dlouhodobě sledovaného průtoku vody v množstvích cca $12 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ v těchto obdobích stoupal průtok až na extrémních $90 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ a způsoboval povodně se značnými materiálními škodami.

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ PROTIPOVODŇOVÉ OCHRANY

Ojedinelým projekčním řešením, které umožnila konfigurace terénu a návaznost spádů vodních toků, se podařilo zmírnit svízele způsobované povodněmi.

INTRODUCTION

The picturesque territory near Langenthal, Switzerland, has been afflicted repeatedly and irregularly with the destructive floods caused by small torrent of Langete overflowing its banks. There is a number of documents and constructions demonstrating the power of the torrent after heavy rainfalls or abrupt snow melting in the surrounding mountains. The history of Langenthal also shows how the life of people was troubled with the floods. The anti-flood canals cut under the surface level can be found in several streets of the town (Fig. 1). The normal long-term monitored flow of water in the torrent of about $12 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ increased extremely up to $90 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ thus imposing floods with considerable tangible damages.

TECHNICAL SOLUTION OF ANTI-FLOODING PROTECTION

The troubles caused by floods have been eliminated by the unique project which resulted from the surface configuration predetermining the slant of water



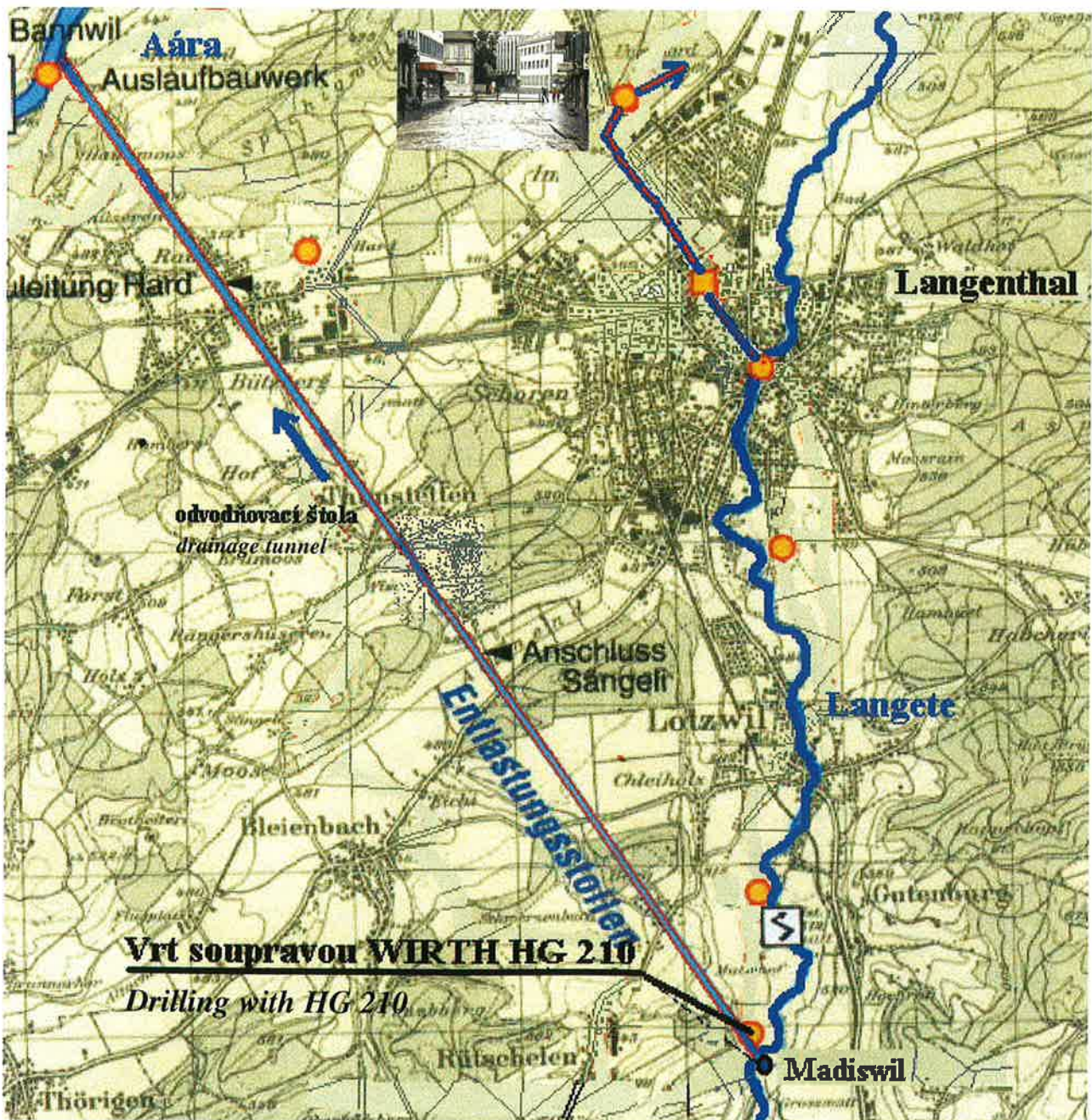
Obr. 1 Povodňový kanál v Langenthalu
Fig. 1 Anti-flood canal in Langenthal

OKD, DPB PASKOV, akciová společnost byla při realizaci tohoto unikátního projektu. Územní situování protipovodňové odvodňovací štoly je znázorněno na obr. 2. Propojením zátopové oblasti u městečka Madiswil, se vody z říčky Langete dostanou štolou vyraženou v hloubce cca 55 m po úrovní terénu do řeky Aáry, poblíž vodní elektrárny Bannwil. Odvodňovací štola o délce 7 531 m a světlém průměru 3,30 m, vyztužena betonovými panely byla vyražena tunelovacím strojem v období dvou let. Vtoková vpusť u Madiswilu je řešena svislou šachtou o průměru 5,50 m v horní části přecházející do trychtýřového tvaru o průměru až 20 m. Tato rozšířená vpusť je překryta betonovým poklopem umožňující vtok vody po obvodu trychtýře do šachty při zvýšené hladině vody. Překrytím límce poklopu pod hladinu vody je zabráněno vnikání plovoucích předmětů do vtokové vpusti, čímž je předcházeno možnému zanesení a ucpání šachty. Šachtou voda padá do tzv. "toskomory", na hloubkové úrovni odvodňovací štoly. Do této komory jsou rovněž situovány dva odvětrávací vrty. Výsek projektu vtokové vpusti s odvětrávacími vrty a toskomorou je znázorněn na obr. 3. Dále voda pokračuje odvodňovací štolou až do již zmiňované řeky Aáry. Kapacita vyprojektovaného odvodňovacího systému je $58 \text{ m}^3/\text{s}$.

streams in the territory. The location of the anti-flood drainage tunnel is shown in Fig. 2. The potential floods coming from the Langete torrent would be diverted from inundation area near a small town of Madiswil through the tunnel driven in depth of about 55 m under surface level to the Aara river near the hydroelectric power station of Banwil. The drainage tunnel with length of 7,531 m and inner diameter of 3.3 m supported with concrete panels was driven with tunneling machine during the period of two years. The drainage inlet near Madiswil was constructed as the vertical shaft of 5.5 m diameter with funnel-shaped upper part with diameter up to 20 m. Such an extended inlet was covered with a concrete lid in order to enable the inflow of water around the tunnel into the shaft when the water level in the torrent would be increased. The inlet was protected against floating objects and resulting clogging of the shaft. Water drops through the vertical shaft into the so called toschamber at the depth level of the drainage tunnel. Two ventilation boreholes were situated into the chamber. The detail of the project of the drainage inlet with toschamber and ventilation boreholes is shown in Fig. 3. Further downstream, water was diverted through the drainage tunnel to the Aara river. The flow rate of the drainage system is $58 \text{ m}^3/\text{s}$.

IMPLEMENTATION OF THE VENTILATION BOREHOLE

After closing of the contract and mobilization of drilling machine WIRTH HG-



Obr. 2 Územní situování odvodňovací štoly
Fig. 2 Map of the territory with the position of the drainage tunnel

REALIZACE ODVZDUŠŇOVACÍHO VRTU

Po technické přípravě, zajištění smluvního vztahu a dopravě vrtné soupravy WIRTH HG - 210 bylo započato s vlastní realizací odvodňovacího vrtu metodu "Raise Boring".

TECHNICKÁ DATA POUŽITÉ VRTNÉ SOUPRAVY WIRTH HG 210

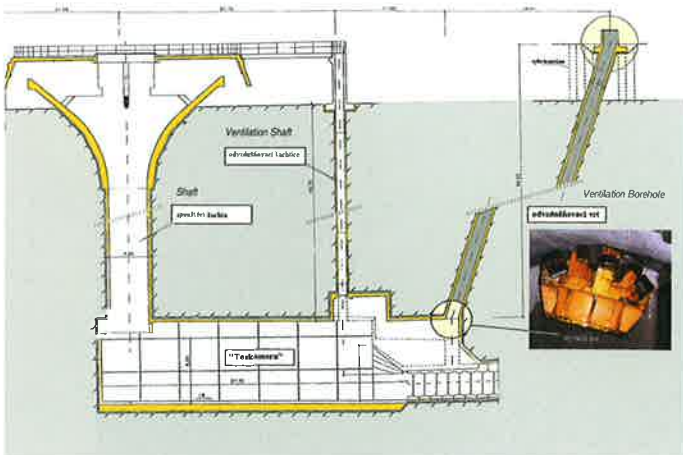
délka vrtu:	200 m, 240 m, 370 m, 420 m
průměr vrtu:	2,40 m, 2,04 m, 1,72 m, 1,40 m
pohon:	el. hydraulický
výkon el. motoru:	160 kW
napětí:	500 V
počet otáček:	0 - 49 min ⁻¹
přítlak:	1 900 kN
max. krouticí moment:	100,5 kNm
vrtné trubky:	průměr 210 mm
	délka 1,5 m
	hmotnost 278 kg
rozměry stroje:	délka 5 495 mm
	šířka 2 000 mm
	výška 4 375 mm
hmotnost stroje:	18 000 kg

Montáž soupravy na povrchovém staveništi poblíž vtokové vpustě byla provedena během 3 dnů a tak mohlo proběhnout zaměření pilotního vrtu a jeho zavrtání pod úklonem 300% směrem do podzemní stoly. V průběhu 9 směn byl pilotní vrt o průměru 250,8 mm a délce 50,88 m odvrtán. Zjištěná odchylka 12 cm představuje vynikající přesnost, která přepočtena na celkovou délku činí 0,24%. Pronik pilotního vrtu do tosokomory je zachycen na obr. 5.

Přesné odvrtání cílového vrtu se stalo předpokladem pro dokončení vrtu. Vlastnímu připojení rozšiřovacího dláta (RD) o průměru 1 400 mm předcházelo rozšíření úseku 8 m průměrem 450 mm z prostorových důvodů, kdy ukloněná osa vrtu neumožňovala připojení RD 1400 mm. Rozšířením vznikl prostor pro vychýlení osy vrtných trubek a tím i možnost průchodu RD 1 400 mm do vrchlíku vrtné komory. Rozšiřovací dláto 1 400 mm bylo osazeno osmi plnoplošně osazenými roubíkovými kotouči s předstupněm o průměru 450 mm. S takto sestaveným vrtacím nástrojem bylo provedeno rozšíření pilotního vrtu na konečný průměr v průběhu 10 směn. Bylo tak dosaženo průměrného postupu rozšiřování 5,09 m/sm. Rozpojena hornina v množství cca 25 m³/sm byla plynule odtěžována lžícovým nakládačem na housenicovém podvozku. Odtěžování rubaniny byla věnována maximální pozornost při soustavném sledování hladiny vody v říčce Langete z důvodu zamezení ohrožení pracovníků odtěžením a splavením rubaniny do trasy odvodňovací štoly. Z těchto důvodů byl objednatelem vybrán pro realizaci listopadový termín s dlouhodobě nízkými srážkami. Tento předpoklad nebyl potvrzen a několikrát v průběhu vrtných prací byl havarijním systémem znemožněn vstup do prostoru dolní komory v odvodňovací štole.

Poměrně monotónní geologický profil, bez tektoniky, tvořil téměř po celé délce jemnozrnný až střednězrnný pískovec jehož pevnost nepřesáhla 90 MPa. Nezpevněné horniny tvořící povrchovou vrstvu, byly do hloubky 5,70 m odstraněny a vzniklý prostor vyplněn betonem.

Realizace vrtu je zdokumentována na fotografických snímcích (obr. 5,6,7,8).



Obr. 3 Schéma odvodňovací vpustě s odvodňovacími vrtu
Fig. 3 Scheme of Drainage Inlet with Ventilation Borehole

210 the implementation of the ventilation borehole was started. The borehole was performed by the Raise Boring method.

Technical Specification of Drilling Machine WIRTH HG-210

Borehole Length:	200m, 240m, 370m, 420m
Borehole Diameter:	2.40m, 2.04m, 1.72m, 1.40m
Drive:	electric - hydraulic
Motor Output:	160 kW
Voltage:	500V
Drilling Head Speed:	0 - 49 min ⁻¹
Head thrust:	1,900 kN
Max. Torque:	100.5 kNm
Drill Rods:	Diameter: 210 mm
	Length: 1,5 m
	Weight: 278 kg
Dimensions of Machine:	Length: 5,495 mm
	Width: 2,000 mm
	Height: 4,375 mm
Weight of Machine:	18,000 kg

Assembly of the drilling machine at the surface construction site was performed during 3 days. Then the pilot borehole was surveyed and spud with inclination of 300% into the underground tunnel. The pilot borehole with diameter of 250.8 mm and length of 50.88 m was finished after 9 shifts. The measured final deviation of 12 cm represents the outstanding accuracy - in relation to total borehole length the deviation accounts for 0.24%. The penetration of the pilot borehole into the tosokomora is taken in Fig. 5.

The accurate implementation of the pilot borehole was necessary for successful reaming of the borehole. In order to get more space for the attachment of the reaming head 1 400 mm in inclined borehole the 8 m long bottom section of the borehole was reamed to 450 mm at first. In this way sufficient space was created for pulling of reaming head 1 400 mm into the spherical cap of the drilling chamber at underground tunnel. The reaming head was equipped with 8 button cutters including forgoing cutters 450 mm. With the sequential head assembled in this manner the borehole was reamed to final diameter during 10 shifts. The average advance of reaming was 5.09 m per shift. The muck in amount of 25 m³ per shift was continuously removed by means of a shovel loader with caterpillar undercarriage.

The maximum attention was devoted to the removal of muck while permanently monitoring the water level in Langete torrent in order not to jeopardize the workers removing muck and to prevent flowing and deposition of muck farther in the drainage tunnel. For these reasons the customer chose for drilling works a period in November characterized in records with low rainfalls. But the assumption was not correct and, several times during the drilling work, the exit to the chamber in drainage tunnel was blocked by the emergency system.

The geological setup was relatively monotonous and without tectonics. It was formed by fine grained to medium grained sandstones along the whole borehole length, with uniaxial compression strength not exceeding 90 MPa. The unconsolidated rocks in upper part of the borehole up to depth of 5.7 m were removed and the created space was filled with concrete.



Obr. 5 Pronik pilotního vrtu
Fig. 5 Penetration of the Pilot Borehole

ZÁVĚR

Úspěšným provedením velkprůměrového vrtu, který byl předán před smluvním termínem objednateli firmě WITSCHI AG, Langenthal, naše akciová společnost OKD, DPB PASKOV, navázala na práce obdobného charakteru, prováděné na podzemních stavbách v tuzemsku i zahraničí.

Pro úplnost uvádíme další zahraniční zakázky nedávné doby, jako například v Německu realizované předvrtky svislých větracích šachet obchvatových silničních tunelů "Saukopf" u Weinheimu, "Sommerberg" poblíž Hausachu a v Řecku jsme technologickým předvrtkem o průměru 1 720 mm, délky 157 m umožnili

The implementation of the ventilation borehole is documented in photographs - see Fig. 5, 6, 7, 8.

CONCLUSION

The large diameter ventilation borehole was successfully finished before the contractual term and transferred to the customer - WITSCHI AG based in Langenthal, Switzerland. Our company - OKD, DPB Paskov, Inc. has added these drilling works to the similar ones realized previously in underground constructions both in the Czech Republic and abroad.



Obr. 4 Vrtná souprava WIRTH HG 210
Fig. 4 WIRTH HG-210 Drilling Rig



Obr. 6 Situování vrtu - Madiswil
Fig. 6 Borehole Location at Madiswil

ražbu podzemního vodního přiváděče o úklonu 52° na stavbě hydroelektrárny Messochora.

Závěrem je možno konstatovat, že metoda vrtání velkopřůměrových vrtů "Raise Boring", kterou používáme v našich uhelných dolech našla další využití a to při realizaci unikátní podzemní stavby, řešící odvodnění zátopové oblasti.

For review, we list our further orders concerning large diameter drilling abroad realized few years ago:

- pre-boring of vertical ventilation boreholes for the by-pass road tunnels "Saukopf" near Weinheim and "Sommerberg" near Hausach, Germany,
- technological pre-boring with diameter 1,720 mm and length 157 m for driving of underground headrace tunnel with inclination -52degrees at hydroelectric power station Messochora, Greece.

Concluding we can state that the "Raise Boring" method, used for the implementation of large diameter drilling in the Czech underground coal mines, was uniquely applied also for underground construction, solving the drainage of an inundation area in Switzerland.



Obr. 7 Dovrtávání RD 1400 mm
Fig. 7 Reaming up to 1,400 mm



Obr. 8 Pohled na staveniště
Fig. 8 View of Working Site

STARÁ DŮLNÍ DÍLA V OSTRAVSKÉM REGIONU A PLYN

GAS AND OLD WORKINGS IN THE OSTRAVA REGION

ING. PETR NOVÁČEK - OKD, DPB PASKOV, A. S.

1. ÚVOD

V ostravsko-karvinském revíru se černé uhlí dobývá déle než dvě stě let. V roce 1991 byl na základě usnesení vlády České republiky zahájen útlum těžby na ostravských dolech, v první etapě na dílčích lokalitách dolů Šverma, Ostrava a Odra, následně se přistoupilo k likvidaci celých důlních podniků ostravské dílčí pánve (ODP). S výjimkou lokality Vodní jámy Jeremenko neexistuje ve druhé polovině roku 1998 na Ostravsku žádná nezasypaná jáma. Organizačním sjednocením bývalých ostravských dolů do jednoho celku - Dolu Odra - vznikla nástupnická organizace, která dostala do vinku integrovaný dobývací prostor o rozloze 111 km².

Čerpání důlních vod na likvidovaných dolech bylo ukončeno k 30. 6. 1997 s tím, že po dobu dobývání uhlí v karvinské části revíru bude hladina důlních vod udržována čerpáním v lokalitě Jeremenko na úrovni 600 m pod povrchem. Důvodem tohoto náročného řešení, a to jak po stránce technické, tak i ekonomické, je zabránění přetékání důlních vod do dobývacích prostorů petřvaldské a karvinské dílčí pánve. Ponecháním nezatopeného prostoru o kubatuře kolem 50 - 100 mil. m³ se zkomplikovala situace nejen v problematice řešení výstupu důlních plynů z uzavřených dolů, ale i se zajišťováním stability dříve zlikvidovaných jam.

Ostravské doly se vždy vyznačovaly výraznou plynodajností a byly z hlediska báňských bezpečnostních předpisů zařazeny do kategorie dolů s největším nebezpečím výskytu metanu. Plynodajnost metanu je sledována více než 100 let a svého maxima dosáhla v šedesátých letech, kdy byly dosahovány na Ostravsku nejvyšší těžby. V té době přesahovala denní plynodajnost hodnotu 500 tis. m³ CH₄ a plyn byl z dolů odváděn větráním (před zahájením útlumu v roce 1990 bylo v provozu 17 výdušných jam) a důlní degazací. Plynodajnost se dnes, po likvidaci takřka všech jam ustálila na hodnotě 80 tis. m³ CH₄ za den. Na základě průběhu výše plynodajnosti v uplynulých letech a s využitím zahraničních zkušeností lze vyslovit prognózu, že plyn se bude z důlních prostor na Ostravsku uvolňovat řadu let.

2. MOŽNOSTI VÝSTUPU PLYNU Z UZAVŘENÝCH DOLŮ

Na Ostravsku, především pak v oblasti Slezské Ostravy, ale i vrchu Landek, byly vydobyté sloje nacházející se v malých hloubkách (někdy jen 20 m) pod povrchem. Dobývání uhlí však dosáhlo i hloubek kolem 1200 m pod povrchem. Z mapy plynových cest podzemí ostravské dílčí pánve, kterou zpracovala specializovaná organizace OKD, DPB PASKOV, akciová společnost v roce 1994, vyplynula existence souvislé sítě plynových cest v podzemí Ostravy. Až důsledky intenzivního zatápění oderských jam při povodních v červenci 1997 naznačily určité hydraulické oddělení tzv. oderského bazénu od bazénu ostravského. Z hlediska proudění plynů v podzemí hraje značnou roli až tisící metrový rozdíl hloubek ve stářinách.

Výsledky průzkumu při realizaci sítě odplyňovacích vrtů ukázaly, že složení stářinné atmosféry je velmi různorodé, zejména podle místních podmínek. Koncentrace metanu se pohybuje od 1 do 85%, významný je i podíl oxidu uhličitého (do 15%). Že se jedná o stářinnou atmosféru dosvědčuje fakt, že v podzemí v místech bez ovlivnění změnami barometrického tlaku se prakticky nenachází kyslík.

Atmosféra zjišťovaná v neovlivněném důlním prostředí nemá kyslík, nevybuchuje ani nehohá. Nebezpečnou se stává především při smíchání se vzduchem.

Podzemní prostory, ve kterých se stářinná atmosféra nachází, jsou spojeny s povrchem hlavními důlními díly - jamami a štolami. Každé toto dílo, pokud má návaznost na důlní prostory, je komunikací pro důlní plyny a ohrožuje bezpečnost obyvatel. Významnou roli v ovlivňování intenzity výstupu plynů z podzemí na povrch hrají změny barometrického tlaku, zejména ty výrazné. Na obr. č. 1 je schematicky znázorněn vliv změn barometrického tlaku na chování stářinných prostorů. Při setrvalém stavu barometrického tlaku vzdušiny jamami v podstatě neproudí a působení je pouze difúzní. Při nárůstu barometrického tlaku se vyrovnává tlak vzdušiny v podzemí tak, že vzduch přes důlní díla proudí do dolu a naplňuje tak určitý objem stářin kyslíkem, naopak při poklesu barometrického tlaku je děj opačný a z dolu vystupuje do povrchové atmosféry důlní plyn. Z tohoto schématu vyplývá, že z podzemí stářinými důlními díly vystupuje již směs obohacená kyslíkem, tedy výbušná nebo hořlavá. Zkušenosti z měření prováděných na vrtech či sanovaných jamách ukazují, že svůj vliv má „generální“ úroveň barometrického tlaku - dlouhodobá hodnota buď vysoká nebo nízká.

Měření uskutečněná v rámci průzkumu metanu v půdním vzduchu (metan screeningu) v poslední době ukazují, že obdobně se zřejmě chová i plyn v půdním vzduchu ve specifických podmínkách na Slezské Ostravě, kde lze předpokládat v pokryvném útvaru značný podíl haldoviny z historické hornické činnosti, případně jiných navážek. Ve vztahu ke starým důlům, především jamám to má za

1. INTRODUCTION

In the Ostrava-Karviná district, black coal has been mined for more than two hundred years. In the year 1991, a damping of mining in Ostrava mines was started on the basis of the resolution of the government of the Czech Republic, viz. in the first stage on partial localities of the mines Šverma, Ostrava and Odra, then there were liquidated whole mining enterprises of the Ostrava Sub-Basin (OSB). Except the locality of the Jeremenko Water Pit, there does not exist, in the second half of the year 1998, any back filled pit in the Ostrava region. By joining former Ostrava mines in one unit, viz. the mine Odra, there arose a successive organization which received the integrated mining space having the area of 111 sq.km.

Pumping of mine water in liquidated mines was stopped on June 30, 1997, under the condition that during the coal mining in the Karviná part of the district, the mine water level shall be kept by pumping in the Jeremenko locality at the 600 m level under the ground. The reason of the said exacting solution, viz. both from the technical point of view and economic one, is to protect mine water from flowing into mining spaces of the partial basin of Petřvald and Karviná. By leaving an unflooded space of the volume of about 50 to 100 mil. cub.m, there was complicated not only the situation concerning the escape of firedamp from closed mines, but also the situation with securing the stability of formerly liquidated pits.

Ostrava mines were always characterized by a considerable gas bearing character, and they were classified, with respect to mine safety regulations, in the category of mines with the highest danger of methane occurrence. The methane bearing character has been watched for more than 100 years, and its maximum was achieved in the sixties, when in the Ostrava district the maximum outputs were achieved. At that time, the daily gas bearing capacity crossed the value of 500 000 cub.m of CH₄, and gas was taken out of mines by ventilation (before starting the damping in the year 1990, there were in operation 17 exhaust pits) and by removing gas from mines. The gas bearing capacity is stabilized now, after nearly all pits have been liquidated, on the value of 80 000 cub.m of CH₄ per day. On the basis of the course of the gas bearing value in passed years, and with utilizing foreign experience, one can make a prognosis, that gas will continue in being relieved from mining spaces of Ostrava region for many years.

2. POSSIBILITIES OF GAS ESCAPE FROM CLOSED MINES

In Ostrava region, especially in the Slezská Ostrava region, but also in the area of the hill Landek, there were extracted seams taking place in small depths (sometimes 20 m only) under the ground. The coal mining, though, achieved even depths about 1200 m under the ground. From the map of gas routes of the underground sub-basin which was elaborated by the specialized enterprise - OKD, DPB PASKOV, joint-stock company, in the year 1994, it is evident that there exists a coherent network of gas routes in the underground of Ostrava. Consequences of the intensive flooding of Odra pits during floods in July 1997 showed certain hydraulic separation of the so called Odra basin from the Ostrava basin. With respect of gas streaming in the underground, there has a considerable importance the difference up to thousand metres of depths in worked out spaces.

Results of the survey performed at the realization of the network of degassing bore holes showed that the atmosphere composition of worked out areas is very variable with respect to local conditions. The methane concentration fluctuates from 1 to 85 %, the share of carbon dioxide (less than 15 %) is also important. It concerns the atmosphere of old workings, which is proved by the fact, that in the underground, in places not affected by changes of barometric pressure, there exists in fact no oxygen.

The atmosphere found out in a mine environment not affected by other influences has no oxygen. It is not explosive and it does not burn. It becomes dangerous particularly if it is mixed with air.

Underground spaces, where the atmosphere of worked out areas takes place, are connected to the ground through main mine workings - pits and galleries. Each of the said workings, if it is connected to mine spaces, is the way for fire-damp and it endangers the safety of inhabitants. A great importance in affecting the escape intensity of gasses to the ground have changes of the barometric pressure, particularly the significant ones. On Figure 1 there is shown in a dia-

následek např. zjištění, že metanu je v půdě více ve vzdálenějším okolí než v tělese vlastní jámy, obzvláště tehdy, je-li plynopropustný zásyp jámy překryt pro plyny nepropustnou vrstvou, například betonovým ohlubňovým povalem. Metan pak může v horizontálním směru migrovat i desítky metrů a z bodového zdroje nekontrolovatelného výstupu metanu se pak stává zdroj plošný.

3. JÁMY A ŠTOLY V OSTRAVSKÉ DÍLČÍ PÁVNI

Na Ostravsku se podle současných poznatků nachází 378 hlavních důlních děl, z toho je 316 jam a 62 štol. Tak velký počet komunikací pro plyny nelze řešit plošně, proto bylo nutno již na začátku systematického řešení problematiky výstupu plynů stanovit určité priority, a to z důvodu, že sanace starých jam byla jednou z podmínek, které stanovil Obvodní báňský úřad v Ostravě pro povolení zatápní likvidovaných dolů. Obecně platí, že jámy zlikvidované před zahájením útlumu ostravských dolů, tedy před rokem 1991 jsou z dnešního pohledu a poža-

grammatic way the influence of changes of the barometric pressure upon the behaviour of worked out spaces. At a constant barometric pressure, air does not stream in fact through pits, and the affect is of a diffusion character only. If the barometric pressure increases, the air pressure in the underground becomes equal in such a way, that air streams through mine workings into the mine and fills a certain volume of worked out spaces with oxygen. Vice versa, if the barometric pressure decreases, mine gas escapes into the open atmosphere. From this fact it is evident that from the underground through old workings there escapes a mixture, enriched with oxygen, and that is why it is explosive and inflammable. Experience gained during measurements performed on bores or rehabilitated pits shows that the "general" level of the barometric pressure - a long-term value, either high or, in contrary, low, has its influence.

Measurements performed within the methane survey in the soil atmosphere (screening methane), at the last time, show that even gas in the soil atmosphere, under specific conditions, is of the same behaviour in Slezská Ostrava, where there may be assumed in the overburden a considerable share of pit heap material from the historical mining activity, eventually from other man-made fills. With respect to old workings, especially pits, it results e.g. in the finding out that in the soil, being more distant, more methane takes place than in the body of the proper pit, particularly, if the gas permeable back fill of the pit is covered with a gastight layer, e.g. with a concrete deck. Methane can then migrate in a horizontal direction even tens of meters and the point source of an uncontrolled methane escape is changed into a planary source.

3. PITS AND GALLERIES IN THE OSTRAVA SUB-BASIN

According to the present knowledge, in the Ostrava region there takes place 378 main workings, 316 of which are pits and 62 galleries. Such a big number of routes for gasses

cannot be solved generally, and that is why it was necessary to determine, at the beginning of a systematic solution of gas escape, certain priorities, viz. due to the fact that the rehabilitation of old pits was one of the preconditions for issuing a permission by the District Mining Office in Ostrava for flooding liquidated mines. Generally it is valid that pits liquidated before the start of damping Ostrava mines, i.e. before the year 1991, have been liquidated insufficiently, with respect to the present view and requirements. In spite of the fact that during back filling of pits from the year 1991, there was gained experience, and opinions concerning a correct technological process were developing, the difference in the kind of ensuring the security may be considered as very significant.

Pits liquidated before the year 1990 have been divided in two categories with respect to the danger of gas escape:

- pits with increased or directly threatening danger (there are 55 of such pits),
- other pits.

The linking up to the workings, the kind and condition of the pit support, the kind of the back fill (if it was successfully discovered), location in the built-up area, and the like, represented the main criterions for the said categories.

All the said pits have been included in catalogues, where all available information, including photographic documentation are mentioned. To ensure the documentation concerning pit was not easy, particularly because of the fact that many pits arose and became extinct in the last century. One of the problems in determining the real place of the pit also resided in the fact that co-ordinate networks were changed, so that in many cases it was important to verify the pit position by means of exploration drilling or by removing upper layers of soil.

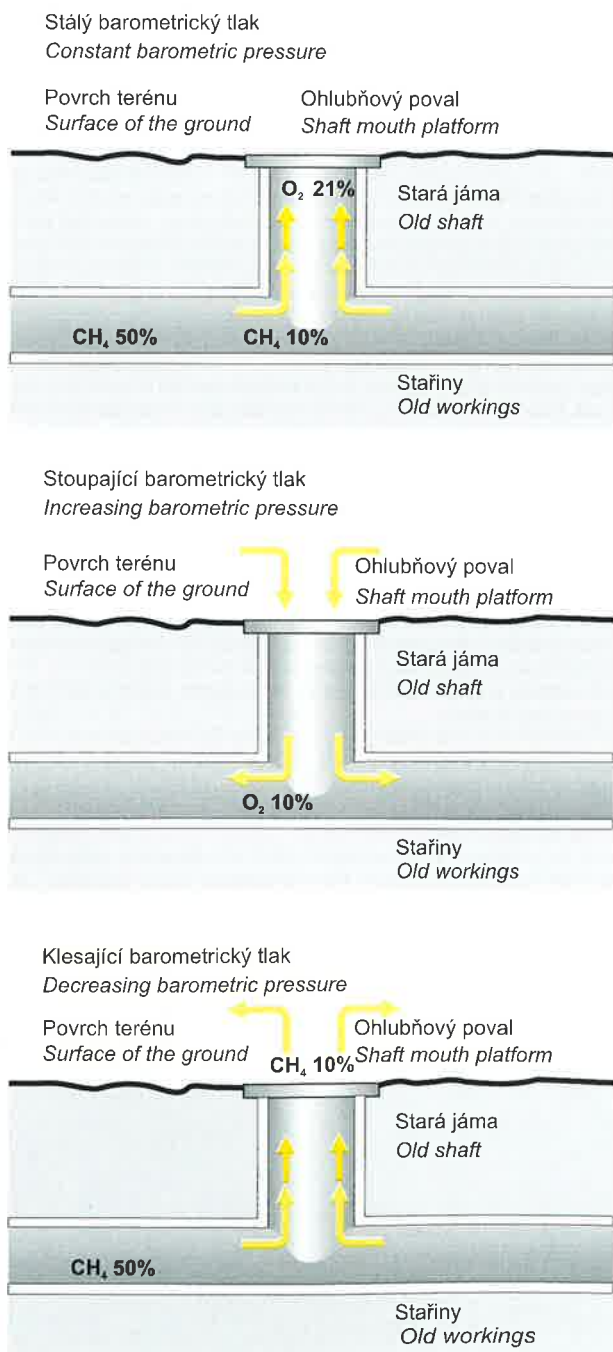
It must be mentioned that before starting the systematic liquidation of Ostrava mines, there was paid an insufficient attention to the location of surface buildings near the old workings, and that is why there exist many rarities, such as:

- existence of a pit in cellar spaces of a tenement house or in the washing room of an industrial enterprise (Figure 2),
- a pit in a hothouse or in an auxiliary building of a family house (Figure 3),
- direct proximity of a pit to the entry of a public building, such as a theatre, bank, and the like (Figures 4 and 7),
- pits in the middle of a roadway or railway track, and others.

Galleries, as underground horizontally sloped workings, exist in the Ostrava region particularly on places where the Carboniferous coal measures are situated near the ground and in a hilly country. Specific properties are characteristic for an old horizontal working - Jaklovec hereditary gallery, more than 3000 m long, passing under Slezská Ostrava, often in the depth smaller than 50 m. This working, used for mining, ventilation and draining of mine water during the second half of the 19th century, interconnects worked out areas and old workings in galleries situated not too deep under the ground, and it serves as an important gas route.

4. OLD WORKINGS

In connection with permissions to flood liquidated Ostrava mines, the State Mining Administration laid down the duty to rehabilitate, first of all, 55 pits where an increased danger exists. With respect to the knowledge gained within the years when problems of the gas escape were solved, it can be stated, that nearly all old pits and galleries must be rehabilitated, of course in a reasonable extent. It is, of course, a long-term issue requiring considerable financial costs. As balances of hitherto performed rehabilitation works showed, total costs for rehabilitation of pits and galleries would represent at least millions of CZK. The financial covering of such an exacting action required more detailed opinions as to the



Obr. 1
Vliv barometrického tlaku na pohyb důlních plynů v jámě
Influence of barometric pressure upon movements
of firedamp in the shaft and in the underground

dvůřů stávajících předpisů zlikvidovány nedostatečně. I když při zasypávání jam od roku 1991 byly získávány zkušenosti a názory na správný technologický postup se vyvíjely, lze považovat rozdíly ve způsobu zajištění za velmi výrazný.

Z hlediska nebezpečí výstupu plynů byly jámy zlikvidované do roku 1990 rozděleny na dvě kategorie:

- jámy se zvýšeným nebo bezprostředním nebezpečím (takových jam je 55),
- jámy ostatní.

Hlavními kritérii kategorizace byla návaznost na důlní díla, druh a stav výztuže jámy, způsob zásypu (pokud se podařil zjistit), umístění v zástavbě a další.

Všechny jámy byly začleněny do katalogů, kde jsou uvedeny všechny dostupné informace, včetně fotodokumentace. Zajišťování dokladů k jámám nebylo jednoduchou záležitostí, zejména proto, že velký počet jam vznikl, ale i zanikl v minulém století. U určování skutečného místa jámy byly jedním z problémů změny souřadnicových sítí, takže v řadě případů bylo nutno položit jámy ověřovat vrtným průzkumem či skryvkou vrchních vrstev zeminy.

Je nutno uvést, že do doby zahájení systematické likvidace ostravských dolů nebyla umístění povrchových staveb v blízkosti starých důlních děl věnována potřebná pozornost a tak není nouze o rarity, jako jsou např.:

- existence jámy ve sklepních prostorách činžovního domu či v koupelně průmyslového objektu (obr. č. 2),
- jáma ve skleníku nebo hospodářské budově u rodinného domku (obr. č. 3),
- bezprostřední blízkost jámy u vstupu do veřejné budovy, např. divadla, banky apod. (obr. č. 4 a 7),
- jámy uprostřed vozovky nebo drážního tělesa a další.

Štoly, jako horizontální úklonná díla existují na Ostravsku především tam, kde se uhlonosné karbonické souvrství nachází v blízkosti povrchu a v kopcovitém terénu. Specifické vlastnosti má dominantní staré horizontální dílo, Jaklovecká dědičná štola dlouhá více než 3000 m procházející pod Slezskou Ostravou částo v hloubce menší než 50 m. Toto důlní dílo využívané k těžbě, větrání a odvádění důlních vod ve druhé polovině 19. století, propojuje stariny a důlní díla ve slojích v malých hloubkách pod povrchem a je důležitou plynovou komunikací.

4. STARÁ DŮLNÍ DÍLA

V souvislosti s povolením zatápění zlikvidovaných ostravských dolů stanovila Státní báňská správa povinnost sanovat především 55 jam se zvýšeným nebezpečím. S ohledem na poznatky získané v letech řešení problematiky výstupu plynů lze konstatovat, že sanovány, samozřejmě v odpovídající míře, musí být takřka všechny staré jámy a štoly. To je ovšem otázka dlouhé doby a značných finančních nákladů. Jak ukázaly bilance dosud provedených sanačních prací, budou se celkové náklady na sanaci jam, štol pohybovat nejméně na úrovni milionů korun. Finanční zabezpečení tak náročné akce vyvolalo upřesnění názorů na členění jam a štol, a to na základě Horního zákona, kde je uplatňován pojem „staré důlní dílo“.

Ve smyslu § 35 Zákona č. 44/Sb (Horní zákon) je za staré důlní dílo považováno důlní dílo v podzemí, které je opuštěno a jehož původní provozování ani jeho právní nástupce neexistuje nebo není znám.

Z tohoto pohledu, ze mezní dobu pro stanovení, zda se jedná o staré důlní dílo či nikoliv, bylo stanoveno datum 1. 1. 1946, které souvisí se znárodněním dolů. Stará důlní díla jsou pak ta, která byla zlikvidována před tímto datem a tím nebyla předmětem předání od bývalých provozovatelů. Do souboru starých důlních děl bylo tak zařazeno 245 ze 316 jam a všech 62 štol. Zjišťování těchto jam a štol zabezpečuje dle odst. 2 a 4 § 35 Horního zákona Ministerstvo životního prostředí České republiky a taktéž pomocí pověřené organizace - GEOFONDU - vede jejich registr. Z citovaného zákona pro zmíněné ministerstvo plyne i povinnost zajištění nebo likvidace starých důlních děl, pokud tato díla ohrožují zákonem chráněný zájem, a to v nezbytně nutném rozsahu. Postup při řešení této problematiky je stanoven ve Vyhlášce MŽP ČR č. 363/1992 Sb. Pro OKD, a.s., by pak podle zákona vyplývala ve vztahu ke starým důlním dílům pouze ohlašovací povinnost. Je však třeba uvést, že ne všechny zainteresované organizace takto jednoznačně problematiku starých důlních děl chápou a posuzují.



Obr. 2: Jáma JIŘÍ, větrní
Fig. 2: JIŘÍ pit, ventilation

classification of the pits and galleries, viz. with respect to the Mining Act, where the term: "old working" has been applied.

In the tenor of Section 35 of the Act No. 44/1988 Coll. (Mining Act) there is considered as an old working an underground working which has been abandoned, and neither the original user of it, nor its legal successor exists or is known.

From this point of view, the date of January 1, 1946, which corresponds with the nationalization of mines, was laid down as the last date for determining whether it concerns an old working or not. So, old workings are those ones which were liquidated before the said date, and that is why they were not handed over by previous users. In the category of old workings there were comprised 245 of 316 pits, and all 62 galleries. The safety of the said pits and galleries is to be ensured according to the Section 35 par. 2 and 4 of the Mining Act by the Department for Environmental Protection of the Czech Republic, and also by an authorized institution - GEOFOND which keeps the register of the mentioned pits and galleries. The cited Act lays down even the duty for said Department, viz. to ensure the safety of old workings or to liquidate them, if said workings endanger an interest protected by the law, viz. in the necessary extent. The process of solving said problems has been laid down by the Decree of the Ministry for Environmental Protection of the Czech Republic No. 363/1992 Coll. OKD, a.s., according to the Act, with respect to old workings, should have only the announcing obligation. It is necessary to note, though, that not all interested institutions understand and judged problems of old workings unambiguously in such a way.

5. ENSURING AND SUPPORT OF OLD PITS

In the Ostrava sub-basin, over the Carboniferous coal measures, there takes place a cover formation of various thickness and - with respect to the gas permeability - of various quality. On some places, the Carboniferous measures go up to the ground level and form the so called Carboniferous window. The considerable attention was paid to the determination of places, where gas can escape through soil up to the ground, and from this point of view, the ODP area was subjected to a consistent classification. The overburden being more than 50 m thick, with respect to foreign experience and after a discussion with experts, is considered as impermeable for gasses, with no respect to the composition of the cover formation. The isoline of the cover thickness of 50 m separated a relatively large area of cover thickness from 0 to 50 m. For a detailed solution of gas escapes, particularly with respect to the methane content in soil and to the present and assumed construction, the classification was more specified, and areas with the cover thickness less than 50 m were further classified, first of all with respect to Miocene clays and saturation of quaternary layers, and then with respect to the mining situation, i.e. positions of worked out areas near the ground.

There arose, altogether, three categories of lands with respect to a possible methane escape from closed mines:

- dangerous lands due to gas escapes
- lands endangered by gas escapes
- lands without any danger

Into the category "dangerous lands due to gas escapes" there are included, with respect to their character, even localities of all pits and galleries according to the existence of underground workings which link up to them.

Two following problems are solved by ensuring the safety of old pits which were back filled formerly:

- the stability at a future flooding of a part of the back filled pit shaft,
 - how to prevent gas from uncontrolled escape out of an old pit or in its vicinity.
- A part of prospecting works resides in finding out methane content in the soil atmosphere (methane screening) in the pit locality, viz. in two stages:
- before starting the work
 - about two months after completing the work with the aim to verify the effectivity of taking away gasses from the underground.



Obr. 3: Jáma ANSELM III
Fig. 3: ANSELM III pit

ZAJIŠŤOVÁNÍ STARÝCH JAM

V ostravské dílčí pánvi se nad uhlonosným karbonem nachází pokryvný útvar v různé mocnosti a z hlediska plynopropustnosti v různé kvalitě. Místně vystupuje karbonické souvrství až na povrch a vytváří tzv. karbonické okno. Stanovení míst, kde může důlní plyn vystupovat přes zeminu až na povrch byla věnována velká pozornost a z tohoto pohledu bylo území ODP podrobeno důsledné kategorizaci. Mocnost pokryvu větší než 50 m se na základě zkušenosti v zahraničí a po diskuzi s odborníky považuje za nepropustnost pro plyn bez ohledu na to, jakého složení pokryvný útvar je. Izoline mocnosti 50 m pokryvu pak vylučila poměrně velké území s mocností pokryvu 0 - 50 m. Pro detailní řešení výstupu plynů, zejména ve vazbě na obsah metanu v půdě a současnou i uvažovanou výstavbu byla kategorizace dále upřesněna a území s mocností pokryvu menší než 50 m bylo dále členěno, nejdříve podle mocnosti miocenních jíílů a zvodnění kvartéru, následně podle důlní situace, tj. situování stařin v blízkosti povrchu. Vznikly celkem tři kategorie území ve vztahu k možnému výstupu metanu z uzavřených dolů:

- území nebezpečné výstupu plynu,
- území ohrožené výstupu plynu,
- území bez nebezpečí.

Do kategorie „nebezpečné výstupu plynu“ jsou s ohledem na svůj charakter zařazeny i lokality všech jam a štol v rozsahu podle existence podpovrchových děl, které na ně navazují.

Zajišťování starých jam, které byly dříve zasypány, řeší dva problémy:

- stabilitu při budoucím zatopení části zasypávaného jámového stvolu,
- zamezení nekontrolovatelnému výstupu plynu ze staré jámy nebo v nejbližším okolí.

Součástí zajišťovacích prací je průzkum obsahu metanu v půdním ovzduší (metan screening) v lokalitě jámy, a to ve dvou etapách:

- před zahájením prací,
- jámy zhruba 2 měsíce po ukončení prací s cílem ověření účinnosti odvádění plynu z podzemí.

Pro zajištění každé jámy je zpracován prováděcí projekt, vlastní zajištění jámy má charakter hornické činnosti a je projednáno s Obvodním báňským úřadem v Ostravě.

5.1 Princip zajišťování starých jam

Jámy určené k zajištění v první etapě, je jich 55, mají některé podmínky podobné, ne-li stejné, jiné, zejména ve vazbě např. na okolní zástavbu podstatně odlišné. Lze konstatovat, že všem jamám je společná nedostatečná likvidace (zásypem) jámového stvolu, ale také děl pod povrchem, která na jámu navazují. Kanály hlavních ventilátorů, různé stoly sloužící například k odvádění vody, ale i protiletické kryty bývají komunikacemi pro plyn zejména proto, že nebývají zaplněny zásepem a nezřídka ústí do budov umístěných v blízkosti vlastní jámy. Rovněž skutečné situování jámy je společným problémem. Vyhledávání ústí jámy není jednoduché, protože za dobu od likvidace jámy, někdy v minulém století se až třikrát změnila souřadnicová síť, takže se předpokládá od skutečnosti někdy liší i o 15 m. Proto je pro určení vlastního jámového stvolu nutno realizovat geofyzikální, ale i vrtný průzkum, v jiných případech odpověď dá až skrytí zeminy pod úroveň podpovrchových děl.

Rozdílnost podmínek vyplývá především z umístění jámy v současné zástavbě. Jinak je řešena, zejména z hlediska stability, jáma Šalamoun v podchodech v oblasti Frýdlantských mostů, jinak jáma Karolina těžní na území určeném k dekontaminaci po likvidované koksovně.

Pomineme-li zcela specifické případy, například výše uvedené, lze říci, že projekty zajištění většiny jam mají charakter typového projektu. V lokalitě jámy j nutno pomocí geofyzikálního a vrtného průzkumu určit obrysy jámy a děl, které na ni v podzemí navazují. Po skrytí vrchní vrstvy zeminy je vybudován betonový uzavírací poval se základy pod zamrznou hloubkou. Základy obehinají původní půdorys jámy, přičemž takto uzavřený prostor pod povalem je vyplněn hrubozrnnou struskou pro průchod plynu. V betonovém povalu jsou komínky pro odvádění plynu, jeden ústí do plynopropustné struskové vrstvy, druhý nad trenážní vrt,



Obr. 4: Jáma ANTONÍN
Fig. 4: ANTONÍN pit

A working design was elaborated for ensuring safety of each pit. The safety ensuring proper has the character of a mining activity and has been discussed with the District Mining Office in Ostrava.

5.1. Principle for ensuring safety of old pits

Pits determined for their safety to be ensured within the first stage - their number is 55 - have some conditions which are analogous, sometimes identical, but other ones, particularly as to their linking up to the housing, are considerably different. It can be stated that all pits are commonly characterized by insufficient liquidation (by means of a back fill) of the pit shaft, but the same is also valid for underground workings which link up to the pit. Channels of main fans, various corridors serving e.g. for drainage water, but also air-raid shelters, used to be routes for gasses, especially due to the fact that they did not use to be back filled and many times they enter into buildings located in the proximity of the pit proper. The real location of the pit is also a common problem. To seek the pit mouth is not easy, because during the period of the pit liquidation, sometime in the last century, the coordinate network was changed up to three times, so that the assumption differs from the reality even by 15 m. That is why it is necessary, for determining the proper pit shaft, to perform not only the geophysical survey, but even the boring one. In other cases, the answer can be obtained only after removing soil under the level of underground workings.

Different conditions result particularly from the pit location in the present built-up area. In another way there is solved, especially from the stability point of view, the Šalamoun pit in underpasses in the area of Frýdlant bridges, and in another way the Karolina mining pit in the area determined for decontamination after a liquidated coking plant.

If we omit specific cases, e.g. the above mentioned ones, it may be stated, that the designs for securing safety of most pits have a character of a standardized design. In the locality of the pit there is necessary, by means of a geophysical and boring survey, to determine outlines and workings which link up to it in the underground. After the upper soil layer has been removed, a closing platform is concreted, with foundations under the depth of freezing. The foundations go round the original ground-plan of the pit, and the space closed in such a way is filled under the platform with coarse grained slag for a gas passage. In the concrete platform there are made chimneys for escaping gas. One of them is mounded into a gas permeable slag layer, the other one over the draining bore, the effective depth of which shall at least reach the Carboniferous layer. In the platform, there is also made a hole for the possibility to perform an additional back fill of the pit, if the back fill is settled or compressed by driving. The arrangement is mentioned in the diagram of Figure 5. The underground workings, linking up to the pit, are filled with an ash-cement mixture through bore holes from the ground level (Figure 6).

5.2. Methane screening in localities of the pits

The research of methane in the soil atmosphere (methane screening), realized in localities of individual pits before starting works on ensuring the protection, proved methane in the soil, viz. in concentrations from ppm (0.0001 per cent) up to decades per cent. For measuring methane concentrations there were applied devices ECOPROBE 3.0. and CATEX+. The device ECOPROBE 3.0. measures the summary volume of organic substances in the soil atmosphere in the extent of 1 ppm - 4 %. If it is possible to eliminate crude oil substances in the measured environ, then the measured information indicates the methane concentration. The device CATEX+ measures methane up to 100 % and it is applied especially for finding out concentrations crossing the extent of ECOPROBE 3.0. The measuring of the methane concentration is carried out in depth levels of 1.1 m and 3.0 m in a regular network of knocked-out holes. The measured valu-



Obr. 5: Jáma KAROLINA, větrní
Fig. 5: KAROLINA pit, ventilation

který by měl mít účinnou hloubku alespoň po úroveň karbonu. V povalu je dále umístěn otvor pro možnost dodatečného dosypání jámy při slehnutí nebo ujetí zásypu. Uspořádání je uvedeno na schématu na obr. č. 5. Podpovrchová díla navazující na jámy jsou zaplňována popilkocementovou směsí pomocí vrtů z povrchu (obr. č. 6).

5.2. Metan screening v lokalitách jam

Průzkum metanu v půdním ovzduší (metan screening) realizovaný v lokalitách jednotlivých jam před zajišťovacími pracemi prokázal v půdě metan v koncentracích od ppm (desetistí procenta) až po desítky procent. Pro měření koncentrací metanu byly použity přístroje ECOPROBE 3.0 a CATEX+. Přístroj ECOPROBE 3.0 měří sumu organických látek v půdním ovzduší v rozsahu 1 ppm - 4 %. Pokud se dají vyloučit v měřeném prostředí ropné látky, pak měřený údaj koncentrací metanu. Přístroj CATEX+ měří metan do 100 % a používá se zejména při zjištění koncentrací přesahujících rozsah ECOPROBE 3.0. Měření koncentrace metanu se provádí v hloubkových hladinách 1,1 m a 3,0 m v pravidelné síti vyloučených děr. Naměřené hodnoty se interpretují pomocí počítače programem SURFER do přehledné grafické formy (obr. 6 a7).

Metan v půdním ovzduší v lokalitách jam byl zjištěn takřka u všech jam, v některých případech bylo zjištěno závažné, protože koncentrace metanu byly v desítkách procent a ve vzdálenostech desítek metrů od vlastní jámy. Izolinie koncentrací metanu vedly i k nalezení podpovrchových děl.

Na základě zjištěného stavu v lokalitách jam bylo rozhodnuto o měření i po ukončení zajišťovacích prací. Ne vždy splnilo zajištění svůj účel v protiplynové prevenci. U některých jam (např. u všech tří trojických jam) byl zjištěn stav přinejmenším stejný, ne-li horší. Měření prokázala v podstatě nedodržení technologie při nadkrytí plynopropustné struskové vrstvy a v provedení komínku pro odvod plynů. Pro odstranění tohoto stavu byl upraven a doplněn projekt zajištění. Podstatnou změnou je realizace drenážního vrtu v tělese jámy od účinné hloubky. Vrt bude uplatněn tam, kde metan v půdě byl zjištěn ve vyšších koncentracích. Vrtání takového vrtu není snadnou záležitostí, protože při zasypávání se do jámy dostaly často kuriozní předměty (v jednom případě i těžní klec).

6. VÝHLED ZAJIŠŤOVÁNÍ JAM

Řešení plynové problematiky v rámci zajišťování starých jam je pouze jednou z částí celkového objemu prací v problematice zamezení nekontrolovatelným výstupům plynu z uzavřených dolů. Metan neohrožuje jen v lokalitách jam, ale na poměrně velkém a místy i hustě zastavěném území. V oblasti Slezské Ostravy, kde byl metan v půdě na pozemcích určených k výstavbě až v desítkách procent, probíhá v současné době systematický metan screening. Situace na tomto území je komplikována existencí 84 jam a 28 štol.

Problém metanu vystupujícího z uzavřených dolů není vlastní jen ostravské dílčí pánvi. V dobývacím prostoru bývalého dolu Julius Fučík, který vstoupil do fáze útlumu, je rovněž více než 80 jam, z nichž řada je situována stejně jako jámy na Ostravsku. A navíc, ani karvinsko nebude ušetřeno problémy s výstupem plynů. Zejména v oblasti košicko - bohuminské dráhy je řada starých jam, které budou muset být zajišťovány. Jde tedy o proces dlouhodobý, který bude trvat řadu let po ukončení dobývání uhlí.

LITERATURA

- 1/ Soubor opatření řešících zamezení nekontrolovatelným výstupům OKD, DPB PASKOV, a.s. 1996.
- 2/ Zpráva ze služební cesty do Velké Británie OKD, DPB PASKOV, a.s. 1996.
- 3/ Katalogy jam a štol - Báňský výzkum, poradenství a ekologie - Ing. J. Klát, Ostrava.
- 4/ Vyhláška MŽP ČR č. 363/1992 Sb.
- 5/ Kategorizace území Slezské Ostravy z hlediska nebezpečí výstupu plynů OKD, DPB PASKOV, a.s. 1997.
- 6/ Projekt zajištění bezpečnosti zlikvidovaných jam Ema a Lucie Fa Halfar, projektční činnost, Ostrava 1997.

es are evaluated by means of a computer when using the program SURFER, in a lucid graphic form (Figures 6 and 7).

Methane in the soil atmosphere in localities of pits was found out nearly in all pits. In some cases, the finding was serious, because the methane concentrations were in decades per cent and in the distance of decades of metres from the pit proper. The isoline of methane concentrations resulted in discovery of underground workings.

On the basis of the determined situation in localities of pits there was decided that measurements shall continue even after completing the safety ensuring works. The safety ensuring measures performed not always their purpose in an antigas prevention. At some pits (e.g. at all three Trojice pits), there was found at least the same situation, if not a worse one. The measuring proved that technological procedures were not observed both for performing the overcovering gas-impermeable slag layer, and for construction of the chimney for taking away gases. To improve the said situation, the design for the safety ensuring was modified and amended. The realization of the drainage bore hole in the pit body into an effective depth represents a considerable change. The bore shall be applied, where methane in soil was found out in higher concentrations. Boring of such a hole is not easy, because at the back filling, the pit was often filled with odd objects (in one case even a man cage).

6. PROSPECT OF ENSURING PIT SAFETY

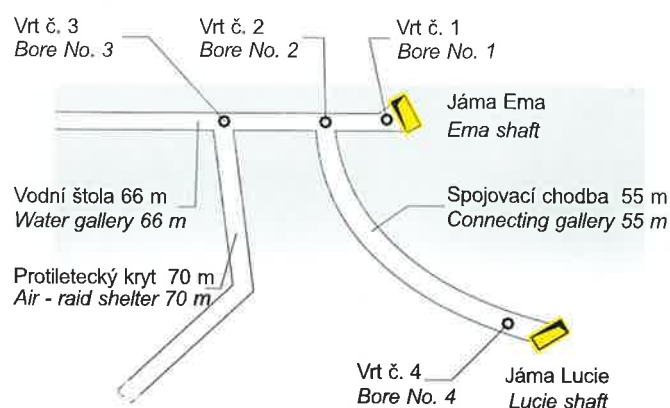
The solution of gas problems within ensuring of old pit safety is only one part of the total volume of work concerning problems of the prevention of uncontrolled gas escapes from closed mines. Methane is not endangering only in pit localities, but even in a relatively large, and on some places even very densely built up area. In the area of Slezská Ostrava, where methane was found in soil of lands designed for dense housing in the value of tens per cent, a systematic methane screening is performed. The situation in the said area is complicated by the existence of 84 pits and 28 galleries.

The problem of methane escaping from closed mines is not characterizing for the Ostrava partial basin only. In the mining space of the former Julius Fučík mine, which entered in the stage of damping, there take place more than 80 pits, of which many are situated in the same way as pits in Ostrava region. More over, in the Karviná region there will also appear problems with gas escape. Particularly in the area of the Košice - Bohumín railway track there exist many old pits, the safety of which must be ensured. It is a long-term process which will last for many years after the end of the coal mining.

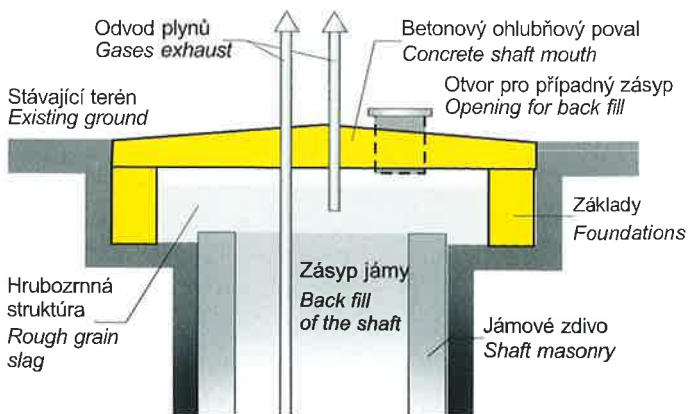
BIBLIOGRAPHY:

- 1/ Complex of measurements solving the problem how to prevent gas from uncontrolled escape OKD, DPB PASKOV, a.s. 1996
- 2/ Report of the service trip to Great Britain OKD, DPB PASKOV, a.s. 1996
- 3/ Catalogues of pits and galleries - Mining research, consulting and ecology - Ing. J. Klát, Ostrava
- 4/ Decree of the Ministry for Environmental Protection of the Czech Republic No. 363/1992 Coll.
- 5/ Categorization of the Slezská Ostrava area with respect to the gas escape danger OKD, DPB PASKOV, a.s. 1997
- 6/ Plan for ensuring safety of the liquidated Ema pit and Lucie one. The firm Halfar, designing activity, Ostrava 1997

Díla navazující na jámy Ema a Lucie jsou v hloubce 20 m pod povrchem
 Works linking up to Ema and Lucie shafts are situated in the depth of 20 m under the ground



Obr. 6
 Schéma zajištění podzemních děl navazujících na jámy
 Diagram showing how to secure underground works linking up to shafts



Obr. 5
 Schéma zjištění staré jámy
 Diagram of old shaft support

VÝSTAVBA TUNELOVÉHO PRIVÁDZAČA VODY V SÝRII

CONSTRUCTION OF A WATER SUPPLY TUNNEL IN SYRIA

ING. MILAN CAGÁŇ, ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, ING. MILAN PASTIERIK,
BANSKÉ STAVBY, A.S., PRIEVIDZA

ÚVOD

Sýria patrí svojej geografickej polohe a klimatickými podmienkami ku krajinám, kde je potrebné zavlažovať poľnohospodársku pôdu a privádzať do oblastí chudobných na vodné zrážky vodu zo vzdialených vodných zdrojov. Už pred dvetisíc rokmi sýrske mesto Salamiya dodávalo vodu do starovekej Afamije, ktorá v tom čase bola v rozkveti, 50 km dlhým podzemným privádzačom vody. Skúsenosti z výstavby tejto grandióznej stavby upadli do zabudnutia spolu so zánikom Afamije. Sýrie sa vrátila k podzemným vodným stavbám až na konci druhého tisícročia.

GEOGRAFICKÁ POLOHA A VÝZNAM STAVBY

V severozápadnej časti Sýrie pri tureckých hraniciach v oblasti rieky Orontes sa medzi dvomi horskými chrbtami pohoria Ante Lebanon rozprestiera planina Al Rouj, ktorá je súčasťou Oronteskej nížiny s rozlohou asi 500 km². Na tejto planine chýba vodný zdroj, umožňujúci intenzívnejšie poľnohospodársky využívať naplavenú hrubú vrstvu veľmi dobrej pôdy. Nížina Orontes je dôležitou oblasťou, ktorá zásobuje poľnohospodárskymi výrobkami veľkú časť Sýrie a hlavne druhé najväčšie sýrske mesto Aleppo, vzdialené asi 100 km. Pri prudkom demografickom rozvoji Sýrie nastala potreba zintenzívniť výnosy zavedením rozsiahlejších zavlažovacích systémov. Toto umožní „Projekt zavlažovania planiny Al Rouj“, ktorý umožní priviesť vodu z koryta rieky Orontes (sýrsky názov Nahr al' Asi) popod chrbát pohoria Ante Lebanon na planinu Al Rouj zavlažovacím tunelom. Tunel budujú Banské stavby, a.s., Prievidza spolu s anglicko - sýrsko stavebnou firmou TAKLA-WEAVERS GUERNSEY Ltd. Investormom tohoto veľkého zavlažovacieho projektu je Ministerstvo závlah Sýrskej arabskej republiky, investorský dozor stavby bol zverený Generálnemu riaditeľstvu pre zavlažovanie Oronteskej planiny v Hame.

PROJEKT ZAVLAŽOVANIA PLANINY AL ROUJ

Tunelový privádzač vody Al Rouj je súčasťou projektu zavlažovacieho systému Al Rouj, ktorý vyžaduje vybudovať:

- veľkú záchytnú nádrž - rezervoár pitnej vody z prameňov Aen Zarka v údolnej nive rieky Orontes
- prečerpávaciu stanicu na svahu pohoria Ante Lebanon v blízkosti rieky Orontes nad rezervoárom pitnej vody. Z nej bude voda ďalej prečerpávaná dvomi potrubnými ťahmi. Jeden bude vedený z rieky Orontes cez prečerpávaciu stanicu do tunelového privádzača vody a druhý z rezervoára pitnej vody cez prečerpávaciu stanicu ponad pohorie Ante Lebanon a cez planinu Al Rouj až do okresného mesta Idlib.
- tunelový privádzač vody z údolia Aen Zarka popod pohorie Ante Lebanon do dedinky Al Baláa na planine Al Rouj
- veľkú sypanú nádrž na planine Al Rouj, do ktorej bude vyúsťovať tunelový privádzač
- systém rozvodných zavlažovacích kanálov na planine Al Rouj od sypanej nádrže na zavlažované polia

ZÁKLADNÉ ÚDAJE TUNELOVÉHO PRIVÁDZAČA VODY

Tunel má celkovú dĺžku 4 141 m. Výška nivelety na vtokovom portáli tunela je 229,4 m n.m., na výtokovom portáli 224,6 m n.m. Trasa tunela je vedená so spádom 1,16 promile v celej dĺžke zo strany Aen Zarka smerom na Al Baláa. Maximálny prietok vody tunelovým privádzačom je vypočítaný na 4,7 m³/s.

Profil tunela je podkovitého tvaru s hrubým výlomom 8m². Svetlý profil tunela je 4,8m². Primárna výztuž tunela, budovaná bezprostredne s postupom čelby tunela pri razení, bola kombinovaná z viacerých prvkov: lepených oceľových svorníkov, striekaného betónu, podperných oblúkov z profilovej ocele a pažín. Definitívne ostenie predstavuje monolitický železobetón s hrúbkou steny 20 - 30 cm v závislosti na pevnosti okolitej horniny. Dve vetracie šachty o priemere Ø 800 mm s hĺbkou 58 m a 108 m, vybudované v trase tunela, slúžia ako vetracie komíny a núdzové únikové cesty. Tunelový privádzač prechádza v celej dĺžke vápencami, ktorých pevnosť kolísava v širokom rozmedzí od 9 do 62 MPa. Maximálna výška nadložia nad tunelom je 200 m.

GEOLOGICKÉ POMERY

Trasa tunela prechádzala horninovými vrstvami premenlivej kvality. Išlo výhradne o vápence, tektonicky rozbité na bloky. Výplň trhlín medzi jednotlivými blokmi tvorili ílové sedimenty rozličnej kvality a vlastností. Projektovanú trasu

INTRODUCTION

Syria, with its geographic position and climatic situation, is ranked among countries, where it is necessary to irrigate the agricultural land and supply water from remote water sources into areas poor as to rainfalls. The small Syrian town Salamiya delivered water already before two thousand years to the ancient Afamiya, which was a flourishing town at that time, viz. through an underground water supply tunnel, 50 km long. Experience from the said magnificent structure was forgotten together with the extinction of Afamiya. Syria returned to underground water structures at the end of the twentieth century.

GEOGRAPHIC POSITION AND IMPORTANCE OF THE STRUCTURE

In the north-western part of Syria, at Turkish frontiers, in the area of the Orontes river, between two mountain ridges of the Ante Lebanon Mountains, there takes place the plateau Al Rouj which is a part of the Orontes lowlands with the area of about 500 sq.km. On that plateau, there is missing a water source, making it possible to utilize the deposited thick layer of a very good soil in a more intensive agricultural way. The Orontes lowlands is an important region which supplies with agricultural products a large part of Syria and mainly Aleppo, the second biggest Syrian town, being in the distance of about 100 km. For the quick demographic development of Syria, it is necessary to increase yields by extensive irrigation system. This will be enabled by the "Al Rouj Plateau Irrigation Scheme" which makes it possible to convey water from the Orontes river-bed (Syrian name Nahr al'Asi) under the ridge of the Ante Lebanon Mountains to the Al Rouj plateau through the Al Rouj irrigation tunnel. The tunnel is constructed by BANSKÉ STAVBY, a.s. PRIEVIDZA, together with the English-Syrian building firm TAKLA-WEAVERS GUERNSEY Ltd. The Ministry of Irrigation of the Syrian Arab Republic is the investor of this big irrigation scheme. The General Management for Irrigation of the Orontes plateau in Hama was authorized to perform the role of resident engineer.

PLAN FOR IRRIGATION OF THE AL ROUJ PLATEAU

The Al Rouj water conveyance tunnel is a part of the project concerning the Al Rouj irrigation system which requires for the following structures to be built:

- big catchment reservoir - Reservoir of drinking water from Aen Zarka springs in the reclaimed land of the Orontes river,
- repumping station on the slope of Ante Lebanon Mountains near Orontes river over the reservoir of drinking water. From there, water shall be repumped through two pipe lines. One will be routed from the Orontes river through the repumping station into the water supply tunnel, and the other one from the reservoir of the drinking water through the repumping station over the Ante Lebanon Mountains and through the Al Rouj plateau up to Idlib, the district town,
- water supply tunnel from the Aen Zarka valley under the Ante Lebanon Mountains into Al Baláa, the village on the Al Rouj plateau,
- big reservoir with a rockfill dam on the Al Rouj plateau, into which the water supply tunnel will discharge,
- system of distributing irrigation canals on the Al Rouj plateau from the reservoir to irrigated fields.

BASIC DATA OF THE WATER SUPPLY TUNNEL

The total length of the tunnel is 4 141 m. The elevation of the tunnel inlet is 229.4 m above the sea, and the outlet 224.6 m above the sea. The tunnel alignment is led in the slope of 1.16 per mille along the whole length from Aen Zarka to Al Baláa. The peak rate of flow through the water supply tunnel has been calculated to 4.7 cub.mps.

The tunnel profile is of a horseshoe shape with a rough excavated profile amounting to 8 sq.m. The primary tunnel lining constructed immediately and closely following the tunnel excavation, consisted of many elements: resin encapsulated steel rock bolts, shotcrete, arches made of steel sections, and lagging. The final lining features monolithic reinforced concrete with the wall thickness of 20 to 30 cm in dependence upon the strength of the surrounding rock. Two ven-

tunelového privádzača pretína 8 tektonických línií. Charakter územia a skladba horninového prostredia nasvedčovali na výskyt krasových útvarov. Z hľadiska seizmicity je územie zaradené do 8. triedy podľa stupnice CHWM A-12-69-II. Napriek zaregistrovaným prejavom zemetrasenia, ktorého epicentrum sa nachádzalo v neďalekom Turecku v lete roku 1998, sa však jeho účinky na razeňom diele neprejavili.

VOĽBA TECHNOLOGIE

Voľba technológie a výber technických prostriedkov na výstavbu tohto podzemného diela boli ovplyvnené okrem technických parametrov tunela a geologických podmienok aj neznámym sociálnym, politickým a ekonomickým prostredím, ako aj kvalifikáciou miestnej pracovnej sily. Podmienkou kontraktu bolo zaučenie miestnych pracovníkov na vykonávanie razičských a betonárskych prác. Z týchto dôvodov zvolili Banské stavby pre razeň privádzača jednoduchú a spoľahlivú technológiu: pneumatické ručné náradie (vrtacie kladivá, zbijačky), predhadzovacie lopatové nakladače, kofajový systém odťahový banskými vozmi a banskými dieselovými lokomotivami. K voľbe technológie prispeli aj informácie o geologických a tektonických pomeroch na trase tunela. Horninové prostredie sa z hľadiska technológie razeňa kvalifikovalo ako nehomogénne, aj napriek tomu, že celá trasa vedie iba vo vápencoch. Pevnosť jednotlivých vápencových vrstiev sa odlišovala takmer o jeden rad. Neistotu od odhadu o správaní sa a vlastnostiach horninového masívu vnášali aj informácie o výskyte viacerých poruchových pásiem, pretínajúcich trasu tunela v niekoľkých rôznobežných rovinách. Pri výskyte očakávaných krasových javov vo vápencových vrstvách sa muselo počítať aj s možnosťou prívalev vody.

Projekt počítal s betonážou pomocou jednoduchého dreveného debnenia, čo bolo pri celkovej dĺžke 4 141 m časovo náročné a práčne riešenie. Ocelové debnenie, skládajúce sa z ocelových ramenátov a teleskopických stojok odporúčal projektant použiť iba v miestach tektonických porúch a v blízkosti kaverií. Betonáž mala podľa projektu prebiehať v dvoch fázach: v prvej fáze sa mala zabetónovať klenbová časť tunelového privádzača a v druhej fáze sa malo vybetónovať jeho dno. Spodná časť definitívneho profilu dna mala byť izolovaná od vrchnej časti tunela vrstvou asfaltu po celej dĺžke na oboch stranách tunela. Dilatačná ostenia privádzača v pozdĺžnom smere bola riešená dilatačnými škárami s asfaltovou výplňou v 50 m úsekoch.

Betónovať tunel takýmto postupom by bolo krokom späť, preto technológovia Banských stavieb navrhli použiť teleskopické ocelové debnenie na zabetónovanie profilu tunela ako monolitického celku v 10 m úsekoch. Toto riešenie urýchlilo a zjednodušilo betonáž vylúčením nutnosti betónovať profil v dvoch fázach a izolovať pracovné škáry medzi spodnou a hornou časťou ostenia na úrovni počvy tunela.

ORGANIZÁCIE PRÁCE

V počiatočnej fáze boli všetky razičské práce od výtokového portálu Al Baláa a vtokového portálu Aen Zarka, kde práce začali s malým časovým odstupom, obsadené pracovníkmi Banských stavieb. Obe pracoviská boli obsadené 24-mi slovenskými pracovníkmi, ktorí ihneď začali zaučať aj sýrskymi pracovníkmi. Po prvej zaučovacej fáze, ktorá trvala 12 týždňov, sa zredukoval počet našich pracovníkov na deväť. Po druhej zaučovacej fáze, ktorá trvala 7 mesiacov, sa slovenská časť zredukovala na 7 pracovníkov a po ďalších 4 mesiacoch na 6 pracovníkov. Slovenská časť osádky pracuje v dvoch 12-hodinových zmenách, sýrská časť osádky pracuje v troch 8-dinových zmenách v 6-dňovom pracovnom týždni.

Práce boli rozdelené do niekoľkých častí:

1. razeň tunela z oboch strán oproti sebe
2. razeň tunela zo strany Al Baláa a betonáž tunela zo strany Aen Zarka
3. betonáž zo strany Al Baláa

tilation shafts, having the diameter of 800 mm and depth of 58 m and 108 m, constructed on the tunnel alignment, serve as ventilation chimneys and emergency escapes. The water supply tunnel passes through limestones in its whole length. The limestone strength varies in a wide extent from 9 to 62 MPa. The maximum height of the overburden over the tunnel is 200 m.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The tunnel alignment passed through rock layers of various quality. It concerned exclusively limestones, broken tectonically into blocks. Cracks between the individual blocks were filled by clay sediments of various quality and properties. The designed alignment of the water supply tunnel crosses 8 tectonic lines. The character of the area and the composition of the rock environment showed that there exist karst formations. From the point of view of the seismic activity, the area has been classified in the 8th class of the CHWM A-12-69-11 scale. In spite of registered displays of earthquake, the epicentre of which took place in not too distant Turkey in the year 1998, its effects onto the driven structure were not mentioned.

SELECTION OF THE TECHNIQUE

The technique selection and the choice of technical means for implementation of this underground structure were affected, besides technical parameters of the tunnel and geologic conditions, by for us unknown social, political and economic environment too, as well as by qualification of the local manpower. To secure local workers to provide excavation work and concreting, it was the pre-condition set in the contract.

Due to the said reasons, Banské stavby chose a simple and reliable method of driving the water supply tunnel: pneumatic manual equipment (drilling hammers, pneumatic drills), shovel loaders, rail-bound system of mucking out by muck cars and mine Diesel locomotives. The choice of the technology was also affected by information about geologic and tectonic situation along the tunnel route. The rock environment was characterized, with respect to the driving technique, as heterogeneous in spite of the fact that the whole line is situated only in limestones. The strength of individual limestone layers differed immensely. The uncertainty of the assumption concerning the behaviour and properties of the rock massif was also affected by existence of many faulty zones crossing the tunnel line in several concurrent planes. As karst phenomena in limestone layers are expected, there had to be also taken into consideration possible water affluxes.

In the design there was intended to apply simple wooden formwork for concreting which was often an exacting and laborious solution due to the total tunnel length, viz. 4 141 m. The use of steel slip forms consisting of steel scaffolding of centre board and telescopic props was recommended by the designer only in areas of tectonic faults and near caverns. Concreting, according to the design, was to be performed in two stages: within the first stage, the vault part of the water supply tunnel was to be concreted, and within the second stage its bottom. The bottom part of the final lining was to be insulated from the upper part with a bituminous layer along the whole length on both tunnel sides. Expansion of the lining was solved in the longitudinal direction by means of expansion joints with bituminous sealing in 50 m spacing.

To carry out concreting in this way, it would have been a back step, and that is why technical staff of Banské stavby proposed the application of telescopic steel slip forms for concreting of the tunnel profile as a monolithic unit in 10m



Obr. 1: Charakteristický pohľad na údolie rieky Orontes (Nahr al' Asi) zo strany vtokového portálu Aen Zarka na svahoch horského pásma Ante Lebanon
Fig. 1: Characteristic view on the valley of the river Orontes (Nahr al' Asi) from the side of inlet portal Aen Zarka on the slopes of mountains ridge Ante Lebanon

Vzhľadom na použitie iba jedného teleskopického debnenia na betonáž tunela a nutnosť dodržať termín výstavby, po vyrazení 1 400 m zo strany Aen Zarka bolo razenie na tejto strane odstavené a razilo sa už iba zo strany Al Baláa. Počas betonáže tunela zo staničenia 1 400 m smerom na Aen Zarku sa ukončilo razenie tunela a bol položený podkladový betón zo strany Al Baláa. Následne bude betonáž pokračovať od staničenia 1 400 m smerom ku výtokovému portálu Al Baláa.

Termín výstavby tunela bol stanovený na 38 mesiacov, stavba začala v mesiaci apríli 1997 a bude ukončená do konca mesiaca máj 2000.

RAZENIE

Tunel o dĺžke 4 141 m bol vyrazený za 17 mesiacov, razilo sa od oboch portálov oproti sebe. Počas razenia bol dosiahnutý priemerný mesačný postup 244 m na dve čelby, resp. 122 m na jednu čelbu. Najvyšší denný výkon na jednej čelbe 18,4 m/deň bol dosiahnutý v mesiaci november 1997 a najvyšší denný postup za obe čelby predstavoval 25,8 m/deň.

Razenie začalo odstrelom prvého záberu dňa 13.07.1997 na Al Baláa o týždeň neskôr aj zo strany Aen Zarka. Razičské práce na strane Aen Zarka boli odstavené dňa 28.05.98, kedy začala betonáž ku výtokovému portálu Aen Zarka. Z výtokového portálu Al Baláa ku miestu prerážky ostávalo vyraziť ešte 659,10 m. Uvedený úsek bol za 97 pracovných dní slávnostne prerazený dňa 16.11.1998. Pri tejto príležitosti bola usporiadaná oslava za účasti ministra zavlažovania sýrskej arabskej republiky p. Abdula Alrahmana Almadiniho, obchodného radcu veľvyslanectva SR v Sýrii Ing. Pavla Lešťáka, gen. riaditeľa Banských stavieb Ing. Jaroslava Kapustu, majiteľa firmy Takla Weavers p. Fouada Taklu a p. Assaada Atallaha, zástupcov mestských a oblastných orgánov a zúčastnených firiem. Celá oslava bola uskutočnená za širokej mediálnej aktivity v sýrskych médiách s množstvom zúčastnených hostí a prizerajúcich sa domácich obyvateľov, ktorým ukončenie stavby výrazne pozitívne ovplyvnilo život.

Presnosť správneho stretnutia podľa predpísaných topografických noriem bola splnená, obe čelby sa stretli s polohovou odchýlkou 5 cm a výškovou odchýlkou 2,5 cm. Hoci bol tunel dlhý 4 141 m, polygón musel byť dlhý až takmer 9 000 m. Presnosť meraní sťažovala veľká refrakcia následkom vplyvu atmosférických podmienok a vysokej teploty. Už zavčas rána a ešte pred západom slnka vyžili v letnom období vysokej teploty, ktoré negatívne ovplyvňovali presnosť meraní. Zámery na meračské body boli skomplikované veľkými vzdialenosťami medzi nimi, až 1 000 m, čo si vynútila neprehľadnosť terénu. Nočné meranie bolo nemožné kvôli obtiažnosti terénu a kvôli nebezpečenstvu z voľne sa potulujúcich sroviak psov.

Prítomnosť veľkých kaverien sa pri razení potvrdila, kaverny však boli bez vodnej náplne. V geologickej stavbe tunela prevažovali vápence nižšej pevnosti. V miestach kontaktu trasy tunela s krasovými kavernami a s poruchovými pásmami sa použili špeciálne opatrenia na zabezpečenie stability čelby. Väčšinou išlo o svorníkovú výstuž, striekaný betón a ocelové nosníky z profilov tvaru I, upravované priamo na stavbe. V jednom prípade sa musela použiť spevňovacia injekčná horninového pláštá v dĺžke 10 m v smere razenia tunela. Po spevnení príslušného úseku tunela mikropilótami razenie pokračovalo ďalej klasickým tunelárskym spôsobom.

HĽBENIE VETRACÍCH ŠACHT

Hĺbka a priemer obidvoch vetracích šacht predurčovala použitie technológie veľkopriemového vrtnia. Sýrsky partner sa však rozhodol vybudovať prvú, 58 m hlbokú šachtu, jednoduchým ručným hĺbením. Na naše pomery išlo o archaický pracovný postup s použitím najjednoduchších pracovných prostriedkov a bez akéhokoľvek zabezpečenia stability stien hlbenej jamy. Za necelých 3 mesiace dvaja raziči a traja pomocníci napodiv úspešne túto jamu vyhlbili. Osádka pracovala 6 dní v pracovnom týždni po 12 hodín denne. Hĺbace zariadenie predstavovala jednoduchá trojnožka a tenké oceľové lano, na ktorom sa spúšťali hĺbiči a vyťahovala sa vylomená hornina z hĺbenia. Pohonnú jednotku predstavoval kôň, ktorého vodil jeden z pomocníkov. Na vyhlbenie druhej 108 m hlbkej šachty sa sýrsky partner rozhodol pre rovnakú technológiu. Šachta bola vyhlbená v prvom štvrtroku 1998.

BETONÁŽ DEFINITÍVNEHO OSTENIA TUNELA

Betonárske práce na 1 400 m úseku Aen Zarka začali vyrovnaním počvy tunela položením podkladového betónu triedy C 8/10, na ktorý bola položená úzkorozhodná banská koľaj. Po koľaji sa presúvalo teleskopické debnenie. Betonárske práce na strane Aen Zarka sa skončili súčasne s položením podkladového betónu zo strany výtokového portálu Aen Baláa. Po uvoľnení osádky z razenia bude časť jej pracovníkov pokračovať na výplňovej a tesniacej injekčáži tunela od staničenia 1 400 m smerom ku portálu Aen Zarka a potom vo vzdialenosti 100 m za zabetónovaným úsekom tunela smerom Al Baláa.

Po odstavení razenia od výtokového portálu Aen Zarka v staničení 1 400 m sa začali betonárske práce úpravou počvy tunela položením podkladového betónu triedy C 8/10 a položením úzkorozhodnej banskej koľaji. Po montáži a presunutí teleskopického debnenia DB 2500, skonštruovaného a vyrobeného na Banských stavbách, sa v júli 1998 začali betonárske práce. Betonáž postupovala smerom ku Aen Zarku a skončila v súlade s časovým harmonogramom. Po údržbe a ošetrení debnenia novým lakom bolo debnenie otočené a dopravené tunelom na staničenie 1 400 m, odkiaľ bude betonáž o dĺžke 2 741 m pokračovať opačným smerom ku výtokovému portálu Al Baláa.

Betonáž tunela postupuje zábermi o dĺžke 10 m v 24 hod. cykle a pozostáva z nasledujúcich technologických operácií:

- montáž oceľovej výstuže z betonárskej ocele \varnothing 6 mm a \varnothing 8 mm, tvarovanej a viazanej na mieste
- presun, vztyčenie a rektifikácia teleskopického debnenia DB 2500
- čerpanie a ukladanie betónu triedy C 25/30 (28 m³ - 30 m³/1 záber) s použitím čerpadla na betón

sections. The said solution accelerated and simplified concreting operation by excluding the necessity to concrete the profile in two stages and to insulate day joints between the bottom and upper lining parts at the level of the tunnel floor.

ORGANIZATION OF THE WORK

In the starting stage, all driving and excavation works from the Al Baláa outlet portal and Aen Zarka inlet portal, where the works started within a short lapse of time, were performed by workers of Banské stavby. On both building sites there were 24 Slovak workers, who also started immediately to train Syrian workers. After the first training stage which took twelve weeks, the number of our workers was reduced to nine. After the second training stage which took seven months, the Slovak part of workers was reduced to seven workers and after further four months to six workers. Slovak workers work in two 12-hour shifts, the Syrian workers work in three 8-hour shifts for six days/week.

The works were divided in several parts:

1. tunnel driving from both sides, in opposite directions
2. tunnel driving from the Al Baláa side, and the tunnel concreting from the Aen Zarka side
3. concreting from the side of Al Baláa

With respect to the fact that only one set of telescopic slide forms for concreting the tunnel were applied and that it was necessary to observe the construction time limit, the driving on the Aen Zarka side, after 1 400 m of the tunnel had been driven, was stopped and driving operations were performed only from the Al Baláa side. During the tunnel concreting from the chainage of 1 400 m in the direction to Aen Zarka, the tunnel driving was stopped and the in-situ blinding concrete placing was started from the side of Al Baláa. Then the concreting will continue from the chainage of 1 400 m in the direction towards the Al Baláa outlet portal.

The contractual construction time was set for 38 months. The construction was started in April 1997 and it shall be completed at the end of May 2000.

TUNNELLING OPERATIONS

The tunnel of the length of 4 141 m was driven within 17 months. The excavation was performed from both portals in opposite directions. During the work there was achieved the average monthly advance of 244 m for two headings, - 122 m for one heading. The maximum one-day advance at one heading, viz. 18.4 m per day, was achieved in November 1997 and the highest one day advance at both headings was 25.8 m per day.

The excavation started by the first blasting on July 13, 1997, on the Al Baláa side, and one week later on the Aen Zarka side too. Excavation on the Aen Zarka side were stopped on May 28, 1998, when concreting to the inlet Aen Zarka started. From the Al Baláa outlet portal to the place of the breakthrough, there remained 659.10 m to be driven. Driving of the mentioned section was completed within 97 working days in a festive way on November 16, 1998. At this occasion there was arranged a festival at the presence of the following persons: minister of irrigation of the Syrian Arab Republic, Mr. Abdul Alrahman Almadini, commercial adviser of the Embassy of the Slovak Republic in Syria, Mr. Ing. Pavel Lešťák, general manager of Banské stavby, Mr. Ing. Jaroslav Kapusta, owners of the firm Takla Weavers, Mr. Fouad Takla and Mr. Assaad Atallah, representatives of municipal and regional bodies of firms taking part in performed works. The whole festival was realized under wide activities of Syrian media with many guests and local onlookers, the life of whom will be favourably affected by completing the said structure.

The accuracy of a correct meeting of both headings according to determined topographic standards was maintained, both headings met with the horizontal and vertical difference of 5 cm and 2.5 cm respectively. As the tunnel was 4 141 m long, the traverse had to be nearly 9 000 m long. The measuring accuracy was made difficult because of a high refraction of the light caused by the influence of atmospheric conditions and high temperature. Even very early in the morning and just before the sun set, there were high temperatures in summer which affected unfavourably the measuring accuracy. Sighting on control points was complicated due to long distances between them (up to 1 000 m). Such a distance was necessary because of the landscape shape. Measuring during nights was also impossible due to the difficult landscape, and due to the danger caused by free running dogs.

The assumption concerning the existence of big caverns was right, but the caverns were without water. In the geological situation there prevailed limestones of lower strength. On places, where the tunnel route was in contact with karst caverns and fault zones, there had to be applied special measures to ensure the heading stability. Mostly it concerned rock bolt support, shotcrete and steel ribs made from I sections fabricated just on the building site. In one case there had to be applied a compensation grouting of the rock jacket in the length of 10 m in the direction of the tunnel driving. After the respective tunnel section had been supported by micropiles, excavation continued in a classic tunnelling manner.

VENTILATION SHAFT SINKING

The depth and diameter of both ventilation shafts predestined the technique used, viz. a large diameter boring. The Syrian partner decided to make the first shaft, 58 m deep, in a simple, manual sinking. As to our state of the art, it was an archaic working process with the application of the simplest means and without any stability of the walls of the pit during sinking. To our surprise, the team

- zhutňovanie betónu ponornými a pevne zabudovanými príložnými vibrátormi
- tuhnutie betónu v debnení do dosiahnutia požadovanej minimálnej hodnoty oddebnovacej pevnosti

Receptúra betónovej zmesi C 25/30 na 1 m³:

Cement triedy 42,5	450,0 kg
Ťažené kamenivo 0/6 mm	600,0 l
Drvené kamenivo 8/16 mm	600,0 l
Vodný súčiniteľ W = 0,58	261,0 l
Plastifikátor (Rheobuild 1100)	4,2 l

Betónová zmes C 25/30 sa pripravuje na povrchu pri vtokovom portáli Aen Zarka na jednoduchej bubnovej miešačke s objemom 250 l a objemovým dávkovaním plniva. Do tunela sa betónová zmes dopravuje v kolajových domiešavačoch DBK-3, navrhnutých na Banských stavbách.

Za debnenie DB 2500 sa betónová zmes dopravuje čerpadlom typu



Obr. 2: Pohľad na zadnú časť debnenia DB 2500 počas betonáže tunelového prievádzča vody

Fig. 2: A view for the back part of slip form DB 250 during concreting of irrigation tunnel



Obr. 3: Výroba oceľového teleskopického debnenia DB 2500 v dielňach Banských stavieb v Prievidzi

Fig. 3: The manufacturing of steel telescopic slip form DB 2500 in Banské stavby workshop at Prievidza

of two miners and three helpers made successfully the said shaft within uncompleted three months. The team worked twelve hours for six days a week. The sinking equipment was represented by one tripod with a thin steel cable, by means of which the workers were transported down and the muck was lifted up. The driving unit was represented by a horse served by an helper. The Syrian partner decided that the other shaft, 1 008 m deep, was to be made in the same way. The shaft was completed in the first quarter of the year 1998.

CONCRETING OF THE FINAL TUNNEL LINING

Concreting works in the 1 400 m long Aen Zarka section were started by leveling the tunnel floor, when applying blinding concrete of the class C 8/10, onto which a narrow gauge mine track was installed. By means of the said narrow gauge track, there were shifted telescopic steel slip forms. Concreting works, on the Aen Zarka side were completed at the same time when blinding concrete was completed from the side of the Al Baláa outlet portal. A part of workers relieved from driving works will continue in tunnel back and seal groutings from the 1 400 m chainage in the direction towards the Aen Zarka portal, and then in the distance of 100 m behind the concreted tunnel section towards Al Baláa.

After having stopped the driving from the Aen Zarka inlet portal in the chainage of 1 400 m, concrete placing started on the tunnel invert, viz. by placing the blinding concrete, using concrete of the class C 8/10, and by installation of the narrow gauge mine track. After having assembled and shifted the DB 2500 telescopic steel slip forms, designed and produced in Banské stavby, concreting works were started in July 1998. The concreting continued towards Aen Zarka and was completed in compliance with the time schedule. After the maintenance and repainting of the steel slip forms had been completed, the steel slip forms were turned around and transported through the tunnel to the chainage of 1 400 m, from where the concreting will continue in the length of 2 741 m in the opposite direction to the Al Baláa outlet portal.

The tunnel concreting continues by sections 10 m long, in a 24 hour cycles and consists of the following technological operations:

- assembly of steel reinforcement made of concrete steel of dia 6 mm and dia 8 mm, shaped and mounted in situ
- shifting, assembly and rectification of telescopic steel slip forms - DB 2500
- pumping and placing concrete of the class C 25/30 (28 cub.m to 30 cub.m per one section) with the application of a concrete pump
- compacting of concrete by means of submersible and formwork vibrators
- concrete setting in forms till the required minimum stripping strength is achieved.

C 25/30 concrete mixture formula - for 1 cub.m:

cement of the class	42.5	450.0 kg
natural aggregates 0/6 mm		600.0 l
crushed aggregates 8/16 mm		600.0 l
water / cement ratio w/c = 0.58		261.0 l
plastifier (Rheobuild 1100)		4.2 l

The concrete mixture C 25/30 is prepared on the surface at the Aen Zarka inlet portal in a simple drum mixer having the volume of 250 litres and being provided with a volume batcher for aggregates. The concrete mixture is transported into the tunnel in rail-mounted remixing plant DBK-3, designed and produced in Banské stavby.

The concrete mixture is transported behind the steel slip forms - DB 2500 by means of the pump of the type Putzmeister Elefantino MB-1002 E. With respect to transport times and methods of concrete placing, the concrete mixture requires, for liquid consistency to be kept for at least one hour. The required outputs and the time schedule of concreting works require that the stripping may be realized not later than after 13 hours from filling the form with concrete. There must be ensured a high increase of the starting strength of the concrete mixture. When removing the slip forms, the strength must achieve at least 6.5 N/sq.mm. Practical experience enabled to optimize the composition of the concrete mixture which makes it possible to achieve the stripping strength not later than after 10 hours. In this way the advance of concreting is 10 m/day and within one week there is concreted a tunnel section being 60 m long, i.e. 180 cub.m of concrete of high quality having the strength of 32 MPa.

The workability of a fresh concrete mixture is affected by dosing the liquid plastifier Rheobuild 1100 of the Swiss firm SIKA. The high temperature of components of the fresh concrete mixture, which, in the given climatic conditions, achieves the value crossing 50° C, affects the concrete workability in a negative way.

To the date of the breakthrough, there was concreted 830 m of the tunnel. The concreting of the 1 400 m long section from the side of Aen Zarka was completed in March 1999. The concreting of the 2 741 m tunnel length within the second stage will be more difficult with respect to a doubled transport distance in comparison with the distance of the tunnel section concreted within the first stage in the direction towards Aen Zarka. Simultaneously the realization of the seal grouting and back grouting will be started from the chainage of 1 400 m towards the inlet portal.

CONCLUSION

The construction of the water supply tunnel was realized in a remote country where there exist, for us very strange, economical, political, commercial, entrepreneurial and other conditions. Knowledge gained during this construction may be summarized as follows:

Vzhľadom na použitie iba jedného teleskopického debnenia na betonáž tunela a nutnosť dodržať termín výstavby, po vyrazení 1 400 m zo strany Aen Zarka bolo raziene na tejto strane odstavené a razilo sa už iba zo strany Al Baláa. Počas betonáže tunela zo staničenia 1 400 m smerom na Aen Zarku sa ukončilo raziene tunela a bol položený podkladový betón zo strany Al Baláa. Následne bude betonáž pokračovať od staničenia 1 400 m smerom ku výtokovému portálu Al Baláa.

Termín výstavby tunela bol stanovený na 38 mesiacov, stavba začala v mesiaci apríli 1997 a bude ukončená do konca mesiaca máj 2000.

RAZENIE

Tunel o dĺžke 4 141 m bol vyrazený za 17 mesiacov, razilo sa od oboch portálov oproti sebe. Počas raziene bol dosiahnutý priemerný mesačný postup 244 m na dve čelby, resp. 122 m na jednu čelbu. Najvyšší denný výkon na jednej čelbe 18,4 m/deň bol dosiahnutý v mesiaci november 1997 a najvyšší denný postup za obe čelby predstavoval 25,8 m/deň.

Raziene začalo odstrelom prvého záberu dňa 13.07.1997 na Al Baláa a o týždeň neskôr aj zo strany Aen Zarka. Razičské práce na strane Aen Zarka boli odstavené dňa 28.05.98, kedy začala betonáž ku výtokovému portálu Aen Zarka. Z výtokového portálu Al Baláa ku miestu prerážky ostávalo vyraziť ešte 659,10 m. Uvedený úsek bol za 97 pracovných dní slávnostne prerazený dňa 16.11.1998. Pri tejto príležitosti bola usporiadaná oslava za účasti ministra zavlažovania sýrskej arabskej republiky p. Abdula Alrahmana Almadiniho, obchodného radcu veľvyslanectva SR v Sýrii Ing. Pavla Leštáka, gen. riaditeľa Banských stavieb Ing. Jaroslava Kapustu, majiteľov firmy Takla Weavers p. Fouada Taklu a p. Assaada Atallaha, zástupcov mestských a oblastných orgánov a zúčastnených firiem. Celá oslava bola uskutočnená za širokej mediálnej aktivity v sýrskych médiách s množstvom zúčastnených hostí a prizerajúcich sa domácich obyvateľov, ktorým ukončenie stavby výrazne pozitívne ovplyvnilo život.

Presnosť správneho stretnutia podľa predpísaných topografických noriem bola splnená, obe čelby sa stretli s polohovou odchýlkou 5 cm a výškovou odchýlkou 2,5 cm. Hoci bol tunel dlhý 4 141 m, polygón musel byť dlhý až takmer 9 000 m. Presnosť meraní sťažovala veľká refrakcia následkom vplyvu atmosférických podmienok a vysokej teploty. Už zavčas rána a ešte pred západom slnka bývali v letnom období vysoké teploty, ktoré negatívne ovplyvňovali presnosť meraní. Zámery na meračské body boli skomplikované veľkými vzdialenosťami medzi nimi, až 1 000 m, čo si vynútila neprehľadnosť terénu. Nočné meranie bolo nemožné kvôli obtiažnosti terénu a kvôli nebezpečenstvu z voľne sa potulujúcich sroviak psov.

Prítomnosť veľkých kaverien sa pri raziene potvrdila, kaverny však boli bez vodnej náplne. V geologickej stavbe tunela prevažovali vápence nižšej pevnosti. V miestach kontaktu trasy tunela s krasovými kavernami a s poruchovými pásmami sa použili špeciálne opatrenia na zabezpečenie stability čelby. Väčšinou išlo o svorníkovú výztuž, striekaný betón a ocelové nosníky z profilov tvaru I, upravované priamo na stavbe. V jednom prípade sa musela použiť spevňovacia injektáž horninového plášťa v dĺžke 10 m v smere raziene tunela. Po spevnení príslušného úseku tunela mikropilótami raziene pokračovalo ďalej klasickým tunelárskym spôsobom.

HĽBENIE VETRACÍCH ŠACHT

Hĺbka a priemer obidvoch vetracích šacht predurčovala použitie technológie veľkopriemerového vrtania. Sýrsky partner sa však rozhodol vybudovať prvú, 58 m hlbokú šachtu, jednoduchým ručným hĺbením. Na naše pomery išlo o archaický pracovný postup s použitím najjednoduchších pracovných prostriedkov a bez akéhokoľvek zabezpečenia stability stien hĺbenej jamy. Za necelé 3 mesiace dvaja raziči a traja pomocníci napodiv úspešne túto jamu vyhlbili. Osádka pracovala 6 dní v pracovnom týždni po 12 hodín denne. Hĺbace zariadenie predstavovala jednoduchá trojnožka a tenké ocelové lano, na ktorom sa spúšťali hĺbiči a vytáľovala sa vylomená hornina z hĺbenia. Pohonnú jednotku predstavoval kôň, ktorého vodil jeden z pomocníkov. Na vyhlbenie druhej 108 m hlboké šachty sa sýrsky partner rozhodol pre rovnakú technológiu. Šachta bola vyhlbená v prvom štvrtroku 1998.

BETONÁŽ DEFINITÍVNEHO OSTENIA TUNELA

Betonárske práce na 1 400 m úseku Aen Zarka začali vyrovnaním počvy tunela položením podkladového betónu triedy C 8/10, na ktorý bola položená úzkorozchodná banská koľaj. Po koľaji sa presúvalo teleskopické debnenie. Betonárske práce na strane Aen Zarka sa skončili súčasne s položením podkladového betónu zo strany výtokového portálu Aen Baláa. Po uvoľnení osádky z raziene bude časť jej pracovníkov pokračovať na výplňovej a tesniacej injektáži tunela od staničenia 1 400 m smerom ku portálu Aen Zarka a potom vo vzdialenosti 100 m za zabetónovaným úsekom tunela smerom Al Baláa.

Po odstavení raziene od výtokového portálu Aen Zarka v staničení 1 400 m sa začali betonárske práce úpravou počvy tunela položením podkladového betónu triedy C 8/10 a položením úzkorozchodnej banskej koľaji. Po montáži a presunutí teleskopického debnenia DB 2500, skonštruovaného a vyrobeného na Banský stavbách, sa v júli 1998 začali betonárske práce. Betonáž postupovala smerom ku Aen Zarku a skončila v súlade s časovým harmonogramom. Po údržbe a ošetrení debnenia novým lakom bolo debnenie otočené a dopravené tunelom na staničenie 1 400 m, odkiaľ bude betonáž o dĺžke 2 741 m pokračovať opačným smerom ku výtokovému portálu Al Baláa.

Betonáž tunela postupuje zábermi o dĺžke 10 m v 24 hod. cykle a pozostáva z nasledujúcich technologických operácií:

- montáž ocelovej výstuže z betonárskej ocele \varnothing 6 mm a \varnothing 8 mm, tvarovanej a viazanej na mieste
- presun, vztlčenie a rektifikácia teleskopického debnenia DB 2500
- čerpanie a ukladanie betónu triedy C 25/30 (28 m³ - 30 m³/1 záber) s použitím čerpadla na betón

sections. The said solution accelerated and simplified concreting operation by excluding the necessity to concrete the profile in two stages and to insulate day joints between the bottom and upper lining parts at the level of the tunnel floor.

ORGANIZATION OF THE WORK

In the starting stage, all driving and excavation works from the Al Baláa outlet portal and Aen Zarka inlet portal, where the works started within a short lapse of time, were performed by workers of Banské stavby. On both building sites there were 24 Slovak workers, who also started immediately to train Syrian workers. After the first training stage which took twelve weeks, the number of our workers was reduced to nine. After the second training stage which took seven months, the Slovak part of workers was reduced to seven workers and after further four months to six workers. Slovak workers work in two 12-hour shifts, the Syrian workers work in three 8-hour shifts for six days/week.

The works were divided in several parts:

1. tunnel driving from both sides, in opposite directions
2. tunnel driving from the Al Baláa side, and the tunnel concreting from the Aen Zarka side
3. concreting from the side of Al Baláa

With respect to the fact that only one set of telescopic slide forms for concreting the tunnel were applied and that it was necessary to observe the construction time limit, the driving on the Aen Zarka side, after 1 400 m of the tunnel had been driven, was stopped and driving operations were performed only from the Al Baláa side. During the tunnel concreting from the chainage of 1 400 m in the direction to Aen Zarka, the tunnel driving was stopped and the in-situ blinding concrete placing was started from the side of Al Baláa. Then the concreting will continue from the chainage of 1 400 m in the direction towards the Al Baláa outlet portal.

The contractual construction time was set for 38 months. The construction was started in April 1997 and it shall be completed at the end of May 2000.

TUNNELLING OPERATIONS

The tunnel of the length of 4 141 m was driven within 17 months. The excavation was performed from both portals in opposite directions. During the work there was achieved the average monthly advance of 244 m for two headings, - 122 m for one heading. The maximum one-day advance at one heading, viz. 18.4 m per day, was achieved in November 1997 and the highest one day advance at both headings was 25.8 m per day.

The excavation started by the first blasting on July 13, 1997, on the Al Baláa side, and one week later on the Aen Zarka side too. Excavation on the Aen Zarka side were stopped on May 28, 1998, when concreting to the inlet Aen Zarka started. From the Al Baláa outlet portal to the place of the breakthrough, there remained 659.10 m to be driven. Driving of the mentioned section was completed within 97 working days in a festive way on November 16, 1998. At this occasion there was arranged a festival at the presence of the following persons: minister of irrigation of the Syrian Arab Republic, Mr. Abdul Alrahman Almadini, commercial adviser of the Embassy of the Slovak Republic in Syria, Mr. Ing. Pavel Lešták, general manager of Banské stavby, Mr. Ing. Jaroslav Kapusta, owners of the firm Takla Weavers, Mr. Fouad Takla and Mr. Assaad Atallah, representatives of municipal and regional bodies of firms taking part in performed works. The whole festival was realized under wide activities of Syrian media with many guests and local onlookers, the life of whom will be favourably affected by completing the said structure.

The accuracy of a correct meeting of both headings according to determined topographic standards was maintained, both headings met with the horizontal and vertical difference of 5 cm and 2.5 cm respectively. As the tunnel was 4 141 m long, the traverse had to be nearly 9 000 m long. The measuring accuracy was made difficult because of a high refraction of the light caused by the influence of atmospheric conditions and high temperature. Even very early in the morning and just before the sun set, there were high temperatures in summer which affected unfavourably the measuring accuracy. Sighting on control points was complicated due to long distances between them (up to 1 000 m). Such a distance was necessary because of the landscape shape. Measuring during nights was also impossible due to the difficult landscape, and due to the danger caused by free running dogs.

The assumption concerning the existence of big caverns was right, but the caverns were without water. In the geological situation there prevailed limestones of lower strength. On places, where the tunnel route was in contact with karst caverns and fault zones, there had to be applied special measures to ensure the heading stability. Mostly it concerned rock bolt support, shotcrete and steel ribs made from I sections fabricated just on the building site. In one case there had to be applied a compensation grouting of the rock jacket in the length of 10 m in the direction of the tunnel driving. After the respective tunnel section had been supported by micropiles, excavation continued in a classic tunnelling manner.

VENTILATION SHAFT SINKING

The depth and diameter of both ventilation shafts predestined the technique used, viz. a large diameter boring. The Syrian partner decided to make the first shaft, 58 m deep, in a simple, manual sinking. As to our state of the art, it was an archaic working process with the application of the simplest means and without any stability of the walls of the pit during sinking. To our surprise, the team

- zhutňovanie betónu ponornými a pevne zabudovanými príložnými vibrátormi
- tuhnutie betónu v debnení do dosiahnutia požadovanej minimálnej hodnoty oddebnovacej pevnosti

Receptúra betónovej zmesi C 25/30 na 1 m³:

Cement triedy 42,5	450,0 kg
Ťažené kamenivo 0/6 mm	600,0 l
Drvené kamenivo 8/16 mm	600,0 l
Vodný súčiniteľ W = 0,58	261,0 l
Plastifikátor (Rheobuild 1100)	4,2 l

Betónová zmes C 25/30 sa pripravuje na povrchu pri vtokovom portáli Aen Zarka na jednoduché bubnovej miešačke s objemom 250 l a objemovým dávkovaním plniva. Do tunela sa betónová zmes dopravuje v koľajových domiešavačoch DBK-3, navrhnutých na Banských stavbách.

Za debnenie DB 2500 sa betónová zmes dopravuje čerpadlom typu



Obr. 2: Pohľad na zadnú časť debnenia DB 2500 počas betonáže tunelového vŕadzača vody

Fig. 2: A view for the back part of slip form DB 2500 during concreting of irrigation tunnel



Obr. 3: Výroba oceľového teleskopického debnenia DB 2500 v dielňach Banských stavieb v Prievidzi

Fig. 3: The manufacturing of steel telescopic slip form DB 2500 in Banské stavby workshop at Prievidza

of two miners and three helpers made successfully the said shaft within uncompleted three months. The team worked twelve hours for six days a week. The sinking equipment was represented by one tripod with a thin steel cable, by means of which the workers were transported down and the muck was lifted up. The driving unit was represented by a horse served by an helper. The Syrian partner decided that the other shaft, 1 008 m deep, was to be made in the same way. The shaft was completed in the first quarter of the year 1998.

CONCRETING OF THE FINAL TUNNEL LINING

Concreting works in the 1 400 m long Aen Zarka section were started by leveling the tunnel floor, when applying blinding concrete of the class C 8/10, onto which a narrow gauge mine track was installed. By means of the said narrow gauge track, there were shifted telescopic steel slip forms. Concreting works, on the Aen Zarka side were completed at the same time when blinding concrete was completed from the side of the Al Baláa outlet portal. A part of workers relieved from driving works will continue in tunnel back and seal groutings from the 1 400 m chainage in the direction towards the Aen Zarka portal, and then in the distance of 100 m behind the concreted tunnel section towards Al Baláa.

After having stopped the driving from the Aen Zarka inlet portal in the chainage of 1 400 m, concrete placing started on the tunnel invert, viz. by placing the blinding concrete, using concrete of the class C 8/10, and by installation of the narrow gauge mine track. After having assembled and shifted the DB 2500 telescopic steel slip forms, designed and produced in Banské stavby, concreting works were started in July 1998. The concreting continued towards Aen Zarka and was completed in compliance with the time schedule. After the maintenance and repainting of the steel slip forms had been completed, the steel slip forms were turned around and transported through the tunnel to the chainage of 1 400 m, from where the concreting will continue in the length of 2 741 m in the opposite direction to the Al Baláa outlet portal.

The tunnel concreting continues by sections 10 m long, in a 24 hour cycles and consists of the following technological operations:

- assembly of steel reinforcement made of concrete steel of dia 6 mm and dia 8 mm, shaped and mounted in situ
- shifting, assembly and rectification of telescopic steel slip forms - DB 2500
- pumping and placing concrete of the class C 25/30 (28 cub.m to 30 cub.m per one section) with the application of a concrete pump
- compacting of concrete by means of submersible and formwork vibrators
- concrete setting in forms till the required minimum stripping strength is achieved.

C 25/30 concrete mixture formula - for 1 cub.m:

cement of the class	42.5	450.0 kg
natural aggregates 0/6 mm		600.0 l
crushed aggregates 8/16 mm		600.0 l
water / cement ratio w/c = 0.58		261.0 l
plastifier (Rheobuild 1100)		4.2 l

The concrete mixture C 25/30 is prepared on the surface at the Aen Zarka inlet portal in a simple drum mixer having the volume of 250 litres and being provided with a volume batcher for aggregates. The concrete mixture is transported into the tunnel in rail-mounted remixing plant DBK-3, designed and produced in Banské stavby.

The concrete mixture is transported behind the steel slip forms - DB 2500 by means of the pump of the type Putzmeister Elefantino MB-1002 E. With respect to transport times and methods of concrete placing, the concrete mixture requires, for liquid consistency to be kept for at least one hour. The required outputs and the time schedule of concreting works require that the stripping may be realized not later than after 13 hours from filling the form with concrete. There must be ensured a high increase of the starting strength of the concrete mixture. When removing the slip forms, the strength must achieve at least 6.5 N/sq.mm. Practical experience enabled to optimize the composition of the concrete mixture which makes it possible to achieve the stripping strength not later than after 10 hours. In this way the advance of concreting is 10 m/day and within one week there is concreted a tunnel section being 60 m long, i.e. 180 cub.m of concrete of high quality having the strength of 32 MPa.

The workability of a fresh concrete mixture is affected by dosing the liquid plastifier Rheobuild 1100 of the Swiss firm SIKA. The high temperature of components of the fresh concrete mixture, which, in the given climatic conditions, achieves the value crossing 50° C, affects the concrete workability in a negative way.

To the date of the breakthrough, there was concreted 830 m of the tunnel. The concreting of the 1 400 m long section from the side of Aen Zarka was completed in March 1999. The concreting of the 2 741 m tunnel length within the second stage will be more difficult with respect to a doubled transport distance in comparison with the distance of the tunnel section concreted within the first stage in the direction towards Aen Zarka. Simultaneously the realization of the seal grouting and back grouting will be started from the chainage of 1 400 m towards the inlet portal.

CONCLUSION

The construction of the water supply tunnel was realized in a remote country where there exist, for us very strange, economical, political, commercial, entrepreneurial and other conditions. Knowledge gained during this construction may be summarized as follows:

Putzmeister Elefantino MB-1002 E. S ohľadom na dopravné časy a spôsob ukladaní si betónová zmes vyžaduje zachovanie tekutej konzistencie po dobu najmenej jednej hodiny. Požadované výkony a harmonogram betonárskych prác vyžadujú, aby sa oddebnenie uskutočnilo najneskôr po 13 hodinách od uloženia betónovej zmesi. Betónová zmes musí mať zaručený vysoký nárast počiatkovej pevnosti. Pri oddebnovaní musí betón dosiahnuť pevnosť najmenej 6,5 N/mm². Praktickými skúsenosťami sa optimalizovalo také zloženie betónovej zmesi, ktoré umožní dosiahnuť oddebnovaciu pevnosť už po 10 hod. Tak sa dosahujú postupy 10 m denne a za 1 pracovný týždeň sa zabezpečuje 60 m dlhý úsek tunela, tj. 180 m³ kvalitného betónu s pevnosťou 32 MPa.

Spracovateľnosť čerstvej betónovej zmesi sa ovplyvňuje dávkovaním tekutej plastifikátora Rheobuild 1100 švajciarskej firmy SIKÁ. Negatívny vplyv na spracovateľnosť čerstvej betónovej zmesi má vysoká teplota jeho zložiek, ktorá v tamojšej klíme v letnom období dosahuje hodnoty viac ako 50° C.

K dátumu prerazenia tunela bolo zabetónovaných 830 m tunela. Betonáž 1 400 m dlhého úseku zo strany Aen Zarka sa ukončila v marci 1999. Betonáž tunela v druhej etape o dĺžke 2 741 bude obtiažnejšia na organizáciu práce vzhľadom na dvojnásobnú dopravnú vzdialenosť v porovnaní so vzdialenosťou úseku tunela, zabetónovaného v prvej etape smerom na Aen Zarka. Súčasne sa začne od staničenia 1 400 m smerom k vtokovému portálu realizovať tesniaca a vyplňová injektáž.

ZÁVER

Stavba tunelového privádzača vody sa uskutočnila na vzdialenom teritóriu, v ktorom sú pre nás málo prehľadné hospodárske, politické, obchodné, podnikateľské a iné pomery. Poznatky z tejto stavby možno zhrnúť nasledovne:

- napriek tomu, že Sýria je na nižšej technickej a technologickej úrovni v oblasti podzemných stavieb a nemá pre tento sortiment kvalifikovanú pracovnú silu, zacvičenie a adaptácia sýrskych pracovníkov prevažne z dedinského poľnohospodárskeho prostredia prebehla pomerne rýchlo a hladko.
- veľké komplikácie predstavovalo vybavovanie úradných záležitostí, ktoré boli na európske pomery zdĺhavé a málo prehľadné.
- v Sýrii sa uprednostňuje využívanie pracovnej sily namiesto využívania modernej techniky. Na sýrskom trhu je možné zakúpiť aj stroje a zariadenia špičkovej kvality, ale na domáce pomery sú drahé. Preto sa pracuje prevažne so staršími strojmi, ktoré dokážu miestne podniky dlhodobo udržovať v prevádzkyschopnom stave.
- bezpečnostné a hygienické predpisy sú na podstatne nižšej úrovni ako u nás. Pri nedostatku skúseností s tunelárskymi prácami majú miestni pracovníci tendenciu k podceňovaniu nebezpečenstva.
- jednou z prekážok bolo vybavovanie materiálových zásielok do Sýrie kamióňovou a námornou dopravou. Pri väčšine zásielok sa muselo počítať s prieťahmi pri colnom vybavovaní zásielok v Sýrii a pri námornej doprave aj s nepriemerane dlhými dopravnými časmi.

Na tomto diele využili Banské stavby v plnom rozsahu skúseností získaných z výstavby 14 km dlhej odvodňovacej štólne v Banskej Štiavnici, ako aj z výstavby tunelov na vodných dielach Turček, Ružín a prečerpávacej vodnej elektrárne Čierny Váh. Na základe skúseností z týchto stavieb rozhodujúce technologické zariadenia na betonáž tunela, okrem čerpadla betónu, si podnik vyvinul a vyrobil vo vlastných strojárskych kapacitách.

Banské stavby, a.s. pôsobia v súčasnosti ako jediná slovenská firma v Sýrii. Ich úspešná účasť na stavbe tunelového privádzača vody vytvára dobrý predpoklad uplatnenia na niektorom z ďalších projektov podzemných stavieb v Sýrii.

Prievidza, 17. 3.1999

- In spite of the fact that Syria is at a lower technical and technological level in the branch of underground structures and it has not the qualified workforce for it, the training and adaptation of Syrian workers, mostly farmers, was performed quickly and without problems.
- Many complications resulted from negotiations with official authorities. Said negotiations were tedious and not too lucid.
- In Syria, it is preferred to use manpower instead of the up-to-date technology. It is possible to buy machines and equipment of the top quality even on the Syrian market, but, with respect to the inland economic situation, they are expensive. That is why there are applied mostly older machines, and local enterprises are able to maintain and keep them in operational condition for a long time.
- Safety regulations and hygienic ones have a considerably lower level than our ones. Having insufficient experience with tunnelling works, local workers have the tendency to underestimate the danger.
- The realization of material consignments to Syria by means of camion transport and sea one, was also one of the impediments. At most consignments, problems had to be expected at customs proceedings in Syria, and if it concerns a sea transport, even inadequately long transport time comes also in question.

When realizing this construction, Banské stavby utilized, in full extent, experience gained during the construction both of the drainage gallery, 14 km long, at Banská Štiavnica, and of tunnels for water related projects: Turček, Ružín, as well as of the Černý Váh pumped storage plant. On the basis of experience gained when performing the said structures, the decisive technological plant for concreting the tunnel, except the concrete pump, was designed and manufactured in the machine shops of our company.

Banské stavby, a.s., is working at present as the only Slovak firm in Syria. Its successful participation at the construction of the water supply tunnel forms a good assumption that it may take part even in any of further underground works in Syria.

Prievidza, March 17, 1999.

ABSTRACT

In the article, an outline of excavation of 4.2 km long water supply tunnel as a part of an irrigation scheme on Al Rouj plateau in Syria is presented. For the tunnel excavations, situated prevailing in the limestone, a drilling and blasting method was applied. As primary lining there were applied steel ribs, rock bolts, wire mesh and shotcrete. The secondary tunnel lining is made in the cast in situ concrete with the telescopic steel slip form. The average monthly advance in the tunnel excavation was 244 m, the monthly performance in casting in-situ concrete was 250 m.

Banské stavby, a.s., Prievidza, Slovakia, and TAKLA-WEAVERS GUERNSEY Ltd., Great Britain, were the contractors of this structure.



Obr. 4: Návšteva ministra zavlažovania pri príležitosti osláv prerážky tunela. V hornej časti obrázku je vidieť lichobežníkový profil výstuže I₁₆, ktorá je polohovo kotvená ocelovými lepenými svorníkmi. Časť výtokového portála Al Baláa s ocelovou polygónovou výstužou.

Fig. 4: The visit of minister of irrigation in occasion of celebration of breaking through the tunnel. In the upper part of picture is visible a trapezoidal profile of reinforcement I₁₆, which is positional fixed with steel anchors, sticking by bitumen. A part of the outline tunnel portal Al Baláa with steel polygon frames.



Obr. 5: Pohľad na výtokový portál tunela na strane Al Baláa
Fig. 5: A view on outlet portal of tunnel on the side of Al Baláa

STAVBA HUSOVICKÉHO TUNELU

V RÁMCI VELKÉHO MĚSTSKÉHO OKRUHU - ÚSEK KOHOUTOVA V BRNĚ

HUSOVICE TUNNEL CONSTRUCTION

WITHIN THE BIG MUNICIPAL ROAD CIRCLE - KOHOUTOVA STREET SECTION IN BRNO

ING. PAVEL KUBÍČEK, ŽELEZNIČNÍ STAVITELSTVÍ A.S. BRNO
ING. PAVEL PŘIBYL, CSC., ELTODO A.S.

ÚVOD

V prosinci 1998 byl v Brně uveden do provozu další úsek velkého městského okruhu dokončením stavby "VMO Kohoutova", což je částí základního komunikačního systému města Brna s cílem zajištění rychlejšího a komfortnějšího spojení východního a severního sektoru města v silniční dopravě. Dokončený úsek nemá zatím provozní kontinuitu, ale v letošním roce byla již zahájena další navazující stavba. Trasování okruhu v předmetné lokalitě vyšlo ze schválené studie a je provedeno s důrazem na zlepšení životního prostředí na stávajících komunikacích v městských částech Černá Pole a Husovice při minimálním zásahu do chráněného přírodního útvaru "Husovického kopce". Stěžejní součástí stavby VMO Kohoutova je Husovický tunel probíhající podél úpall kopce v částečně zastavěném území zmíněných čtvrtí.

STAVEBNÍ ČÁST

POPIS PROSTOROVÉHO ŘEŠENÍ HUSOVICKÉHO TUNELU

V nadloží tunelu se nacházejí původní komunikace a dále plochy veřejné zeleně. Výška nadloží tunelu je nepatrná a konstrukce komunikací jsou uloženy přímo na stropní desce tunelu.

Návrhová rychlost pro trasování komunikací v tunelu s ohledem na zadávací prostorové podmínky je 60 km/hod. Směrově tvoří trasu tunelu prakticky v celé délce dva protisměrné oblouky o poloměru 180 m, sklon nivelety vozovky v tunelu je v rozmezí 3,17-4,50 % při klesání směrem k Husovicím. Vlastní tunel má délku 582 m a tvoří jej dvě samostatné tunelové trouby, propojené na dvou místech únikovými otvory. Navazujícími součástmi jsou dvě, vně umístěné kabelové komory, z nichž jedna je propojena průchozí technickou chodbou s budovou velínu.

GEOLOGICKÉ POMĚRY V OBLASTI TUNELU

Trasa tunelu se nachází v oblasti brněnského masivu, tvořeného zde granodiority v úrovni cca 10 - 20 m pod povrchem terénu. Nad toto podloží vystupují v části trasy neogenní sedimenty a nad nimi, resp. ve zbývajících částech přímo na skalním podložím jsou sprašové hlíny. Dále jsou v tomto prostoru navážky, a to v místě bývalého zářezu zrušené železniční trati Brno - Tišnov. Hladina podzemní vody je nad neogenními jíly a granodiority a je tedy dostatečně hluboko pod niveletou vozovky v tunelu.

PŘÍPRAVA STAVENIŠTĚ

Vzhledem k charakteru území byla vlastní stavba tunelu značně ztížena existencí velkého množství podzemních inženýrských sítí, které bylo nutno z dotčeného prostoru vymístit provedením přeložek. Byly to vodovodní řady, kanalizace, plynovody, kabelové trasy VN i NN, telefonní kabely a kabely veřejného osvětlení včetně těles, což představovalo cca 30 stavebních objektů. Nejobtížnější z nich byly přeložky zásobovacích vodovodních řadů DN 500 a DN 800 mm, které jsou nyní vedeny v samostatné technické chodbě podél rubu tunelové stěny, kde i v případě jejich havárie nezpůsobí nucenou uzavírku tunelu.

Mimo přeložek inženýrských sítí bylo v souvislosti se stavbou tunelu nutno provést zajištění stability budov vysokoškolských kolejí J.A.Komenského, nacházejících se v těsné blízkosti tunelu. Jedná se o šestipodlažní nepodsklepené objekty, založené na pasech z prostého betonu, jejichž základy bylo nutno podchytit mikropilotami a kotvami.

NOSNÉ KONSTRUKCE HUSOVICKÉHO TUNELU

Vzhledem k malé hloubce nivelety pod terénem byly základní nosné konstrukce tunelu navrženy a provedeny z povrchu terénu hloubicími metodami a pouze odstranění vnitřních jader zeminy v obou tunelových troubach bylo provedeno metodou strojního těžení (ražení) pod ochranou provedených konstrukcí. Svislé nosné části tunelu tvoří podzemní stěny, původně navržené jako monolitické, ale rozhodnutím vyššího dodavatele stavby byly změněny na prefabrikované. Toto rozhodnutí se ukázalo jako správné a kromě zlepšení příčného uspo-

INTRODUCTION

A further section of the big municipal road circle (BMRC) was set into operation in December 1998 by completing the structure "BMRC - Kohoutova" which is a part of the basic communication system of the Brno City, with the aim to ensure a quicker and more comfortable road transport connection of the eastern and northern suburbs. The completed section has not had an operational continuity yet, but another structure linking to this section has been started this year. The alignment of the circle in the location in question was based upon an approved study, with emphasis put on improvement of the environment in the vicinity of existing roads in Černá Pole and Husovice districts, and on minimising the interference to a protected natural formation of the "Husovice hill". The most important part of the BMRC - Kohoutova structure is represented by the Husovice tunnel passing along the foot of the hill in a partially built-up territory of the said districts.

CIVIL PART

DESCRIPTION OF THE HUSOVICE TUNNEL DESIGN

Above the tunnel there can be found original roads and also areas of the public greenery. The depth of the tunnel overburden is negligible and the road structures are situated just on the tunnel deck.

The design speed, used for development of the alignment of the road tunnel, with respect to the ordered space-related conditions, is 60 kmph. As to the direction, the alignment is within its whole length formed by two reverse curves of the radii equal to 180 m. The vertical alignment of tunnel roadways is within 3.17 to 4.50 per cent in the slope down towards Husovice. The tunnel proper is 582 m long and it consists of two independent tunnel tubes, interconnected in two places by means of escape openings. Two cable chambers, situated outside, are linked to the tunnel. One of them is interconnected with the control center by means of a technical corridor of transit.

GEOLOGICAL CONDITIONS IN THE TUNNEL AREA

The tunnel runs through the area of the Brno massif, formed by granodiorites in the level of about 10 to 20 m under the ground. Neogene sediments are above the bedrock in this part of the route. These sediments are covered by loess clays there, while in the remaining part loess clays lay directly on the bedrock. In this space there take place man-made fills, viz in the area of the former cut of the cancelled railway track Brno - Tišnov. The water table is over neogene clays and granodiorites, and it is sufficiently deep under the roadway in the tunnel.

SITE PREPARATION

With respect to the territory character, the tunnel construction proper was considerably more difficult due to the existence of many underground engineering networks which had to be relocated. It concerned water lines, sewerage, gas lines, HV and LV cable lines, telephone cables and cables for public illumination including illumination fixtures which represented about 30 individual works. The most difficult of them was the relocation of DN 500 and DN 800 mm water mains which are now placed in an independent technical corridor along the rear side of the tunnel wall, where they cannot cause a forced tunnel closing, even in case of their breakdown.

Besides the relocation of engineering networks, it was necessary, in connection with the tunnel construction, to secure the stability of the J.A.Komensky University hostel buildings, situated in the direct vicinity of the tunnel. The six-floor basementless buildings, founded on plain concrete strips, had to be underpinned by micropiles and anchors.

BEARING STRUCTURES OF THE HUSOVICE TUNNEL

With respect to a small depth of the alignment under the ground, the main bearing structures of the tunnel were designed and performed from the surface by a cut-and-cover method, using diaphragm walls and a top-down process of construction, i.e. excavation of the soil cores carried out under the cover of completed

řádání (při subtilnějších konstrukcích vznikla větší šířková rezerva) přineslo menší pracnost a zejména hladkost lícových stěn tunelu bez nutnosti dodatečného zřizování tenkostěnných obkladních konstrukcí. Strop tunelu tvoří monolitická spojitá železobetonová deska, která je kloubově uložena na všech třech podzemních stěnách.

Protože v době zpracovávání realizační dokumentace vznikla polemická diskuse o statickém chování celého konstrukčního systému tunelové ostění s různými výsledky sedání tunelových stěn, byly vyrobeny dva zkušební stěnové panely a osazeny do dvou z geologického hlediska charakteristických míst a byly provedeny modelové zatěžovací zkoušky. Ty prokázaly malé sedání a dostatečnou únosnost stěnových prvků bez nutnosti spodní rozpěry pod vozovkou. V obou tunelových rourách je tedy běžná konstrukce vozovky, stejné skladby jako na přilehlých úsecích VMO.

ZPŮSOB PROVÁDĚNÍ

Stěny: Mezi vybetonovanými vodícími zídками se do hloubených rýh (pažených jílovo-cementovou suspenzí) osadily postupně panely jednotlivých stěn. Byl zvolen modul panelů 2,0 m, tloušťka 40 cm. Panely jsou kladeny na sraz k sobě, přičemž z půlválcových prohlubní v bocích panelů vznikne válcová dutina. Ta je vyplněna dutým pryžovým profilem, který po zainjektování působí jako zámek a současně jako těsnící prvek.

Strop: Po částečném odstranění vodících zídek a urovnání terénu se provedl podkladní beton s dokonale upraveným a separačním nátěrem opatřeným povrchem. Na něj se prováděla betonáž stropní desky. Délka dilatačních celků je 40 m, tloušťka je proměnná (krajní - rozšířené - dilatační celky jsou tlustší), a pohybuje se od 50 do 125 cm.

Hydroizolace: Vzhledem k hydrogeologickým podmínkám je plášťová izolace pouze na stropní desce. Na vnější stěny je přetažena jen 1,5 m pod vrch desky - k travatodu, který probíhá podél obou vnějších tunelových stěn. Izolace desky je chráněna vrstvou asfaltobetonu. Izolační vlastnosti stěn zajišťuje jednak kvalita prefabrikátů, jednak vrstva jílovo-cementové suspenze z vnější strany. Mezi panely utěsňuje spáru již výše zmíněný pryžový profil.

Odtěžení vnitřních jader: Postupně, tak jak probíhala z obou stran betonáž stropní desky, byla odtěžována v obou tunelových rourách zemina. Následovalo dočištění stěn od suspenze a stropního podhledu od zbytků podkladního betonu. Zde byly jisté problémy s jeho separací - podle použitého separačního nátěru, se kterým se v průběhu prací experimentovalo.

Odvodnění, vozovka, chodníky: Po vybudování kanalizace a příčných spojovacích kabelových kanálů započaly hned práce na konstrukci vozovky. Ta se při realizaci rovněž změnila. Původně se v tunelu počítalo s betonovou deskou, která měla plnit rozpěrnou funkci krajních tunelových stěn. Na ní pak měl být přímo proveden dvouvrstvý živičný koberec tloušťky 2x60 mm. Dále pak byly vybudovány podélné kabelovody a nad nimi oboustranné služební chodníky.

Portály a křídla: Severní (kolmý) i jižní (šikmý) portál jsou stejného tvaru i konstrukce (válcová plocha s předsazenou stříškou) - podle architektonického návrhu. Vlastní válcové plochy byly provedeny z monolitického betonu, nosná žebra a stříšky pak byly vyrobeny jako prefabrikáty.

Křídla byla původně vyprojektována jako monolitická a tak se také provedla na obou stranách u jižního portálu. Na severní straně, kde je délka křídel značně větší, provedl dodavatel z důvodu obtížného provádění betonáže změnu konstrukce. Byly vyrobeny atypické prefabrikáty obdobné konstrukce jako u tunelových stěn (využití forem), které se osadily na připravený monolitický základ. Jejich stabilita je zajištěna dobetonovanými monolitickými žebry na rubové straně křídel.

decks. Vertical bearing parts of the tunnel are formed by diaphragm walls originally designed as monolithic ones, eventually, on the basis of the main contractor's decision, re-designed as prefabricated walls. The said decision showed to be good, and, besides improving the cross sectional arrangement (the subtler structures meant a larger reserve of the width), it resulted in lower quantity of work invested, and in a smoothness of tunnel wall faces above all, without a necessity of any additional thin-walled lining structures. The tunnel deck is formed by a monolithic reinforced concrete continuous slab hinged on three diaphragm walls.

As in the time of preparation of the final design there took place a polemic on the static behaviour of the whole structural system of the tunnel lining, affected by differential settlement of tunnel walls, two testing wall panels were manufactured and installed into two geologically characteristic places. Then model loading tests were performed which proved a small settlement and a sufficient bearing capacity of the wall elements without a necessity of a bottom bracing under the roadway. In both tunnel tubes, there takes place a usual roadway structure of the same composition as in adjacent sections of the BRMC.

REALIZATION METHOD

Walls:

The panels of individual walls were installed consecutively into excavated trenches between concrete guide walls. There was chosen a panel modulus of 2.0 m, thickness 40 cm. The panels are installed in a manner creating butt joints with cylindrical hollows consisting of two semi-cylindrical grooves in the sides of the panels. The said hollows are filled with hollow rubber profiles which, after grouting, functions as a lock and simultaneously as a gasket.

Roof slab:

After partial removing of the guide walls and after the ground leveling, there was spread a blinding concrete course having a perfectly leveled and smooth surface, provided with a separation painting. Onto it there was made concreting of the roof slab. The length of expansion blocks is 40 m, thickness is variable (the enlarged side expansion blocks are thicker), and it varies from 50 to 125 cm.

Damp-proofing:

With respect to hydrological conditions, the insulation jacket is only on the deck. On the outside walls, it only overlaps 1.5 m under the top of the deck - down to the drainage which passes along the external tunnel walls. The roof insulation is protected by an asphalt concrete layer. The insulating properties of the walls are secured both by the quality of prefabricated elements and by the external layer of clay-cement slurry. The joint between panels is sealed by means of the above mentioned rubber profile.

Excavation of the soil cores:

Step by step, as the concreting of the roof slab from both sides was performed, there was excavated the soil in both tunnel tubes. Final cleaning of walls surface from the slurry, and of the base of the roof slab from sticking pieces of the blinding concrete followed. There were certain problems with its separation - depending on the separation coat material used in the experiments run in the course of the work.

Drainage, roadways, pavements:

The work on the structure of the roadway started immediately after the sewerage and cross connecting cable channels had been completed. The roadway structure was also changed during the realization. Originally there was supposed to apply a concrete slab which was to be in the function of the tunnel side walls bracing. Onto it there was to be made directly a double layer bituminous carpet, being 2 x 60 mm thick. Afterwards there were constructed longitudinal cable ducts on both sides and over them service pavements.

Portals and wing walls:

The northern (perpendicular) portal and the southern (oblique) one are of the



Obr. 1: Počátek odtěžovací zeminy u portálu
Fig. 1: Beginning excavation at the portal

Finální úpravy povrchů: Bylo v první řadě nutno opravit různá poškození (vrypy), vzniklá při těžbě zeminy zejména na stropní desce. k opravám byly použity stěrkové hmoty "Structurite HB" a "Thoroseal 200". Všechny pohledové betonové plochy pak byly opatřeny základním i krycím nátěrem "Ecolor". Spáry mezi stěnovými panely jsou vyplněny trvale pružným tmelem.

SLEDOVÁNÍ DEFORMACÍ

Vzhledem k měnícímu se geologickému profilu v průběhu celé délky tunelu bylo rozhodnuto sledovat případné sedání a deformace hotového díla. S tímto sledováním bylo postupně započato po odtěžení zeminy, kdy došlo k aktivaci stropní desky a svislých stěn a probíhalo až do konce stavby. Posuzována byla stabilita příčného tvaru konvergenčními měřeními a sedání tunelových stěn přesnou nivelací. Dosavadní vyhodnocené výsledky měření jsou příznivé, další měření bude provedeno po přibližném půlročním provozu a na základě jeho výsledků budou správci objektu doporučeny případné další intervaly přesného sledování deformací.

TECHNOLOGICKÁ ČÁST

Město Brno má zpracovanou ucelenou koncepci řízení tunelů na území města. V současné době se jedná o řízení tunelu Pisárky a Husovického tunelu a v další etapě výstavby budou připojeny další dva tunely. Vzhledem k úspoře provozních nákladů se předpokládá, že všechny lokální velíny u tunelů budou bezobslužné, a že řízení a monitorování technologické části tunelů zajistí Centrální tunelový dispečink Brněnských komunikací, jehož výstavba bude dokončena v letošním roce. Řízení obou tunelů zajišťuje již dnes PCR z centrály situované na Kounicově ulici.

ŘÍDÍCÍ SYSTÉM

Hlavní část řídicího systému včetně procesoru je umístěna v prostoru velínu, vzdálené moduly vstupů a výstupů jsou umístěny v rozvodných komorách RK1 a RK2 hned vedle vlastního tunelu. Tím jsou dosaženy úspory v kabelovém propojení. Vstupy a výstupy jsou určeny pro připojení technologie tunelu, dopravní signalizace, zabezpečovacích zařízení a zařízení k měření, řízení a vyhodnocování dopravní situace v tunelu. Je zde opět použita technologie General Electric-Fanuc, jako ve Strahovském tunelu a tunelu Hřebeč.

Styk operátora se systémem zajišťují tři pracovní stanice firmy HP Vectra, které jsou propojeny do sítě WAN. V lokálním velínu jsou použity dvě, jedna pro technologickou a druhá pro dopravní část, a na pracovišti PCR vzdáleném cca 6 km je stanice určená pro řízení dopravy. Obě pracoviště pro řízení dopravy si mohou mezi sebou předávat řízení tak, že jedna je řídicí a druhá je podřízená. Komunikaci mezi velíny se podařilo nasazením výkonné výpočetní techniky zajištit prostřednictvím stávajících koordinačních kabelů.

Vlastní programové vybavení je založeno na bázi operačního systému Windows NT a speciálního programu pro řízení tunelů vyvinutého Eltodo, a.s. pod názvem KERBERUS®. Tento produkt odpovídá našim normám a technickým podmínkám TP98. Z příkladu obrazovky, obr. 4, pro řízení dopravy je patrné, že se jedná o uživatelsky orientované prostředí.

ZÁKLADNÍ TECHNOLOGICKÉ CELKY

Osvětlení: Osvětlení v tunelu Kohoutova je děleno na základní, náhradní a nájezdové. Pro řízení osvětlení podle intenzity osvětlení vně tunelu se u namě-

same shape and structure (a cylindrical area with a short canopy) according to an architectonic design. The cylindrical surfaces proper were made of monolithic concrete, the supporting ribs and the canopies were prefabricated. The wing walls were originally designed as monolithic elements and in this way they were realized on both sides of the southern portal. On the northern side, where the wing walls length is considerably bigger, the contractor, due to a difficulties with concreting, made a change of the structure. There were manufactured atypical prefabricated elements of an analogous structure as for the tunnel walls (utilization of the formwork), which were installed on the prepared monolithic foundation. Their stability has been secured by monolithic concrete ribs joining the rear side of wing walls.

Surface finishes:

In the first place it was necessary to repair various damages (scratches), arisen during the soil excavation, especially on the deck. For repairs there were applied trowel-grade compounds "HB Structurite" and "Thoroseal 200". All visible concrete surfaces were then provided with an undercoat and a top coat of the "Ecolor" paint. Joints between wall panels are filled with a permanently elastic putty.

MONITORING OF DEFORMATIONS

With respect to the changing geological profile along the total tunnel length, it was decided to monitor an eventual settlement and deformation of the completed work. This monitoring was commenced gradually after the soil was excavated, when the deck and the walls started to be activated and continued to be up to the end of the construction. There was also evaluated the stability of the cross section shape by means of tunnel convergence measurement, and the settlement of the tunnel walls by means of an accurate levelling. Till now, the interpreted results of the measurement are acceptable, further measurement shall be performed after about a half-year operation, and on the basis of its results, further intervals of accurate deformation monitoring shall be recommended to the administrator of the structure, if needed be.

TECHNOLOGICAL PART

The Brno City has a complete conception of the tunnel control in the territory of the town elaborated. These days there is discussed the control of the Pisárky and Husovice tunnels. In the next stage of construction two further tunnels shall be connected. With respect to the operational cost saving, it is supposed that all local control rooms will be operated automatically and that the control and monitoring of the technological part of the tunnels shall be ensured by the Tunnel Supervisory Center of Brno Roads, the construction of which shall be completed within this year. The control of both tunnels is now ensured by the police from the Control Centre situated in Kounicova Street.

CONTROL SYSTEM

The main part of the control system, including the processor, is situated in the control room, the remote moduli of inlets and outlets are situated in distribution chambers RK1 and RK2 just beside the tunnel proper. In this way there are achieved savings in the cable interconnection. Inlets and outlets are designed for connecting the tunnel technology, for the traffic signalling, for the fire protection and monitoring equipment controlling and evaluating the traffic situation in the tunnel. There is applied the General Electric-Fanuc technology again, as in the Strahov and the Hřebeč tunnels.

The operator's contact with the system is ensured by three working stations of



Obr. 2: Odtěžování pod stropem
Fig. 2: Excavation under the ceiling

řených hodnot intenzity osvětlení vyhodnocují klouzavé průměry a pro zapínání a vypínání se využívá hysteretzního pásma. Základní a náhradní osvětlení je umístěno podél každé tunelové trouby a řídicí systém zajišťuje jejich vypínání buď podle intenzity osvětlení před tunelovou troubou nebo podle časovače. Ovládání tohoto osvětlení lze také provádět povelů operátora dálkově ručně. Na vjezdech do tunelových trub je umístěno nájezdové osvětlení, které přizpůsobuje intenzitu osvětlení na začátku tunelové trouby k osvětlení před portálem, aby se stačil přizpůsobit zraku řidiče po vjezdu do tunelové trouby snížené intenzitě osvětlení uvnitř tunelu. Nájezdové osvětlení je řízeno v šesti stupních buď pomocí řídicího systému podle intenzity osvětlení před některou tunelovou troubou nebo časovače, případně povelů operátora dálkově ručně. Kromě toho lze ovládat všechny druhy osvětlení při servisních pracích místně přímo z rozvaděče. Řídicí systém

the firm HP Vectra which are interconnected with the network WAN. In the local control room there are applied two of them, one for the technological part and the other one for the traffic part, and on the police working site, in the distance of about 6 km there is a station determined for the traffic control. Both working sites for the traffic control can transfer the control mutually in such a way that one of them is the main station and the other one is the subordinated one. The communication between the control rooms was ensured by applying an effective computer technology by means of existing coordination cables.

The software is based on Windows NT operation system and on a special software for the tunnel control, developed by Eltodo, a.s., under the name KERBERUS. This product corresponds with our standards and TP 98 technical conditions. The example of a monitor for the traffic control, Figure 4, shows that it concerns a user oriented environment.

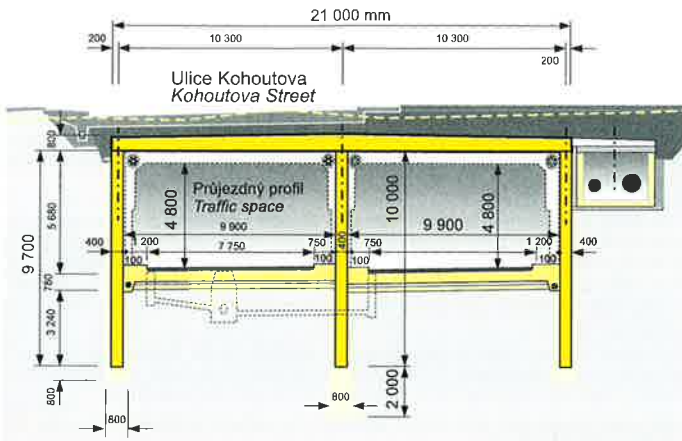
BASIC TECHNOLOGICAL UNITS

Illumination:

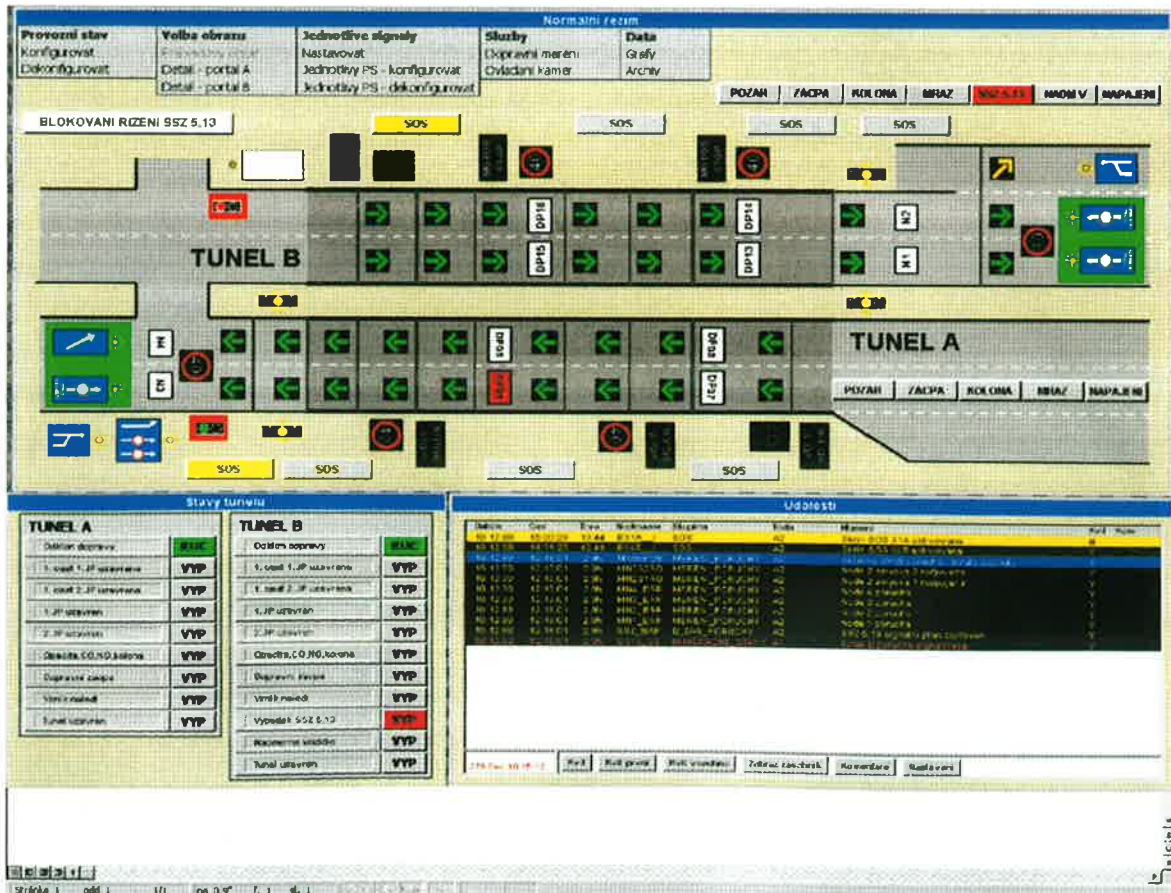
The illumination in the Kohoutova tunnel is divided to basic illumination, spare and entry ones. To control the illumination with respect to the light intensity outside the tunnel, there are evaluated averages of measured values, and for switching on and off there is applied the hysteresis zone. The basic and spare illumination is situated along each tunnel tube, and the control system ensures their switching off either with respect to the illumination intensity in front of the tunnel tube, or by means of a timer. The illumination can be also controlled by commands of the operator, viz. manually in a remote way. In the threshold and transition zones of tunnel tubes there is situated the entry illumination which adapts the intensity at the beginning of the tunnel tube to the illumination in front of the portal, so that the driver's eyesight can adapt, after entering the tunnel tube, to the decreased lighting level inside the tunnel. The entry lighting is controlled in six levels either by means of a control system according to the light intensity in front of any tunnel tube, or by means of a timer, eventually by a command of an operator, performed manually in a remote way. More over, it is possible to control all kinds of illumination during service works locally just from the switchboard. The control system also monitors operational hours of the individual illumination sections. If any of the sections has a defect, said defect is logged graphically in the book of defects. The basic and spare illumination is automatically switched on, if fire in the tunnel tube occurs, unless it is in the regime of a manual remote or local control.

Ventilation:

Ventilation of tunnel tubes is solved as a longitudinal one. The number of fans was determined with respect to the supposed traffic density and to required hygienic limits. For the ascending tube there are applied six fans of 15 kW and six of



Obr. 3
Vzorový příčný řez
Cross section



Obr. 4: Přehledové schéma dopravního systému. Kromě nastavení značek umožňuje levé okno dole volit dopravní režimy a pravé okno dole zobrazuje aktuální poruchové stavy.

Fig. 4: Survey design of a traffic system. Besides setting up signs, the window placed left below makes it possible to choose traffic regimes, and the window placed right below shows actual traffic troubles.

také sleduje provozní hodiny jednotlivých sekcí osvětlení. Pokud některá ze sekcí má poruchu, je tato porucha indikována graficky a v deníku poruch. Základní a náhradní osvětlení při vyhlášení požáru v tunelové troubě se automaticky rozsvítí, pokud není v režimu ručně dálkové nebo místně.

Vzduchotechnika: Větrání tunelových trub je řešeno jako podélné. Počet ventilátorů byl určen podle předpokládaného dopravního zatížení a požadovaných hygienických limitů. Pro stoupající troubu je použito šest ventilátorů 15 kW a šest 7,5 kW. Ventilátory jsou vyrobeny v ZVVZ Milevsko. Řídicí systém umožňuje ovládat tyto ventilátory buď dálkově ručně jednotlivě či po skupinách nebo automaticky ve dvou stupních větrání podle sledovaných parametrů, kterými jsou koncentrace CO, opacita, směr a rychlost větru uvnitř a vně.

SOS hlásky a videodetekce: Čtyři nouzové výklenky v tunelu nebo hlásky mimo tunel umožňují dispečerovi navázat telefonické spojení s osobou v nouzi, při vzniku mimořádné události. Kromě toho je výklenek vybaven tlačítky policie, požár, první pomoc a odtahové vozidlo. Při aktivaci nouzového výklenku se aktivuje také kamera, která má tento výklenek v zorném poli a snímá obraz se zobrazí na monitoru.

Pro videodohled je instalováno 18 kamer, z nichž dvě, na vjezdech do tunelu, jsou nastavitelné barevné a jejich obraz plynule nastavovat včetně přednastavených úhlů pohledu. Ovládání kamer se provádí povely operátora prostřednictvím řídicího systému. Ostatní kamery jsou černobílé a pevně nastavené. Obraz na každém monitoru je nahráván na videomagnetofon

Požární zabezpečení: Tunel je vybaven požárními hlásiči a liniovým požárním senzorem ve tvaru kabelu. Primární připojení požárních hlásičů a požárního kabelu je provedeno k požární ústředně firmy Schrack. Ta je pak propojena komunikační linkou s řídicím systémem, takže při vzniku požáru je automaticky aktivována obrazovka s příslušnými pokyny.

Dopravní systém: Řízení dopravy je realizováno pomocí proměnných dopravních značek, informačních tabulí a do řízení je integrována i světelně řízená křižovatka na vjezdu do tunelu. Vzhledem k její relativní blízkosti je kromě standardního monitorování dopravy pomocí indukčních smyček modelováno i případné vzduší vozidel od SSZ do tunelu, které by mělo za důsledek např. spínání ventilace.

Přednastavení dopravního značení umožňuje operátorovi předem nastavit několik signalizačních zařízení a potom je najednou zapnout jediným povelom. Dopravní značky a signalizaci lze nastavovat i ručně.

ZÁVĚR

Celá stavba byla budována českými firmami. Generálním dodavatelem bylo ŽS Brno a.s., dodavatelem řídicího systému bylo Eltodo, a.s.. Výstavbou Husovického tunelu byl předán veřejnosti již čtvrtý tunel na pozemních komunikacích dokončený po roce 1990. Lze konstatovat, že je v naší republice vytvořeno přiměřené know-how, které pomáhá realizovat tunely bez zvláštních problémů.

Stavba tohoto rozsahu nebyla doprovázena časovými skluzy ani mimořádnými událostmi, což svědčí o dostatečné erudici všech dodavatelů. Celkové rozpočtové náklady jsou cca 804 mil. Kč, z toho technologie tvoří část cca 100mil. Kč. Dílo bylo předáno do majetkové správy Ředitelství silnic a dálnic a správu a údržbu zajišťují Brněnské komunikace, a.s. prostřednictvím Eltodo Brno s.r.o.

Vzhledem k tomu, že jsou sledovány a archivovány veškeré provozní náklady bude možné vyhodnotit velmi přesně i náklady na provozování tunelu tohoto typu.

7.5 kW. The fans have been manufactured in ZVVZ Milevsko. The control system makes it possible to control said fans either manually in a remote way individually or by groups, or automatically in two ventilation levels according to monitored parameters, which are represented by the CO concentration, opacity, wind direction and its velocity inside and outside the tunnel tube.

SOS calling places and video detection:

Four emergency recesses in the tunnel or calling places outside the tunnel make it possible, for the traffic supervisor to make a phone call with a person in a distress, if an extraordinary event takes place. More over the recess is provided with push-buttons: police, fire, first aid and breakdown truck. If the emergency recess is activated, a camera which is directed to the emergency recess, is activated too, and it represents the taken picture on a monitor.

For the video monitoring there are mounted 18 cameras, two of which are situated at the entries to the tunnel, they are adjustable, colour type, and the cameras can be smoothly set up, including presetting up of angles of view. The camera control is realized by operator's commands through the control system. Other cameras are black and white, fixly set up. The picture of each monitor is registered by means of a videorecorder.

Fire protection:

The tunnel is equipped with fire detectors and line fire sensor being of a cable form. The primary connection of fire detectors and of the fire cable is carried out to the fire telephone exchange of the firm Schrack which is connected by means of a communication line to the control system. In this way, if the fire appears, the monitor is automatically activated by means of respective instructions.

Traffic control system:

The traffic control is realized by means of variable traffic signs, message signs, and into the system there is integrated even the traffic lights controlled crossing at the tunnel entry. With respect to its relative proximity there is modelled, besides a standard traffic monitoring, by means of inductive loops, even the eventual very high density of cars to the tunnel, which could cause e.g. the ventilation switching on.

The presetting up of traffic signs makes it possible for the operator to set up in advance several signalling devices and then to switch on them by a single command. The traffic signs and the signalling can be set up manually too.

CONCLUSION

The whole structure was built by Czech firms, ŽS Brno a.s. was the General Contractor, Eltodo a.s. was the supplier of the control system. By completing the construction of the Husovice tunnel, there has been handed over to the public already the fourth road tunnel completed after the year 1990. It may be stated that in our republic there has been formed an adequate know-how which helps to realize tunnels without particular problems.

The structure of said extent was accompanied neither by time delays nor by extraordinary events, which proves a sufficient experience and qualification of all contractors. Total budget costs amounted to about 804 mil. CZK, of which the technological part amounts about to 100 mil. CZK. The whole work was handed over into the property administration of the Road and Motorway Directorate, the administration and maintenance shall be performed by Brněnské komunikace, a.s. through Eltodo Brno s.r.o.

With respect to the fact that all operational costs have been monitored and filed, it will be possible to evaluate exactly even costs for the tunnel operation of such a type.



Obr. 5: Pracoviště policie určené pro řízení tunelu Husovice je vybavené počítačovým terminálem a TV monitory. Veškeré řídicí funkce, včetně ovládání kamer se realizují prostřednictvím obrazovek počítače.

Fig. 5 The working site of the Police determined for controlling the Husovice tunnel is equipped with a computer terminal and TV monitors. All control functions, including the control of cameras are realized by computer monitors.

VYUŽITÍ TECHNOLOGIE AT-SYSTÉM V PODZEMNÍM STAVITELSTVÍ

UTILIZATION OF THE AT-SYSTEM TECHNIQUE IN UNDERGROUND CONSTRUCTION

DIPL. ING. JOSEF MOCIVNIK, ALWAG-TECHNO, AUSTRIA
ING. TOMÁŠ ZDRAŽILA, CARBOTECH BOHEMIA, OSTRAVA, CZECH REPUBLIC

1. ÚVOD

S postupem stále rozvíjejícího se odvětví výstavby podzemních a podpovrchových staveb jsou realizátoři staveb vyhodnocováni technické podmínky výstavby a hledány nové systémy provedení pracovních operací spojených s dosažením zvýšení kvality, účinnosti, bezpečnosti a snížení nákladů při jejich realizaci.

Jednou z důležitých operací při výstavbě podpovrchových staveb je podchytení a zpevnění horniny v okolí prováděného díla a možnost okamžité reakce na změny geologických podmínek.

Technologie AT-systém umožňuje provádět vrtné práce v nesoudržných horninách se současným zatahováním výpažnice v závislosti na výkonu a typu vrtacího kladiva až do délky cca 100 m a průměru 60 - 435 mm.

AT-systému je použitelný pro každý standardní vrtací stroj s rotačně příklepovým vrtním a to, jak pro vnější vrtací kladiva, tak i pro ponorná vrtací kladiva.

Dominantní charakteristikou AT-systému je široké využití výpažnicových trubek, které svým nasazením předurčují použití technologie v několika oblastech podzemních staveb a spolu s vrtací jednotkou tvoří úplné a ucelené systémové řešení

1. INTRODUCTION

In the course of the permanent development of underground and subsurface construction, both the owners and contractors assess and evaluate the technical conditions of building and develop new systems and methods of work operations enabling them to achieve higher levels of quality, effectiveness, and safety as well as to reduce operational and other costs.

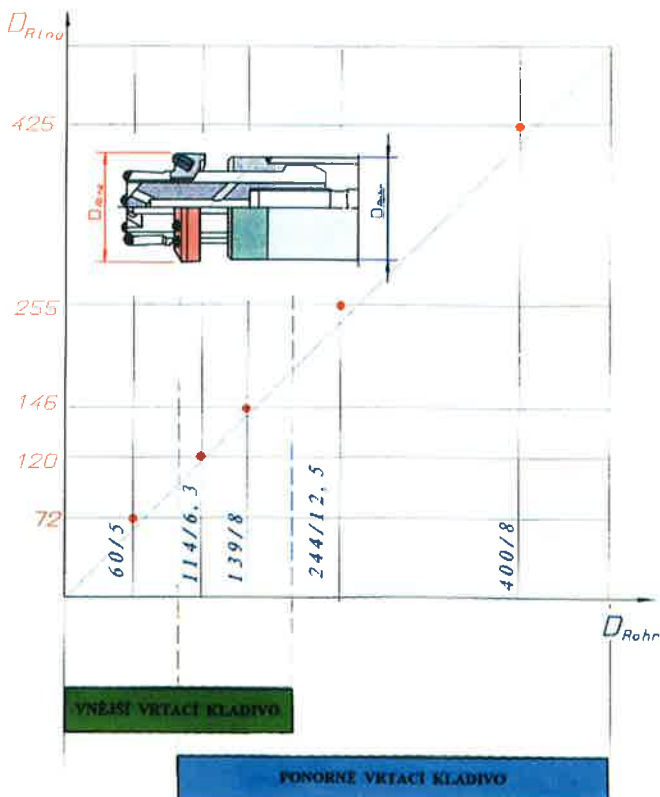
One of the important works performed usually during construction of subsurface structures is underpinning and reinforcement of the rocks in the vicinity of the work site, with the possibility to react instantaneously to changing geological conditions.

The AT-system technique allows to drill in non-cohesive rocks simultaneously with installation of casing pipes up to the length about 100 m and diameters varying from 60 to 435 mm, depending on the production capacity and type of the drilling machine used.

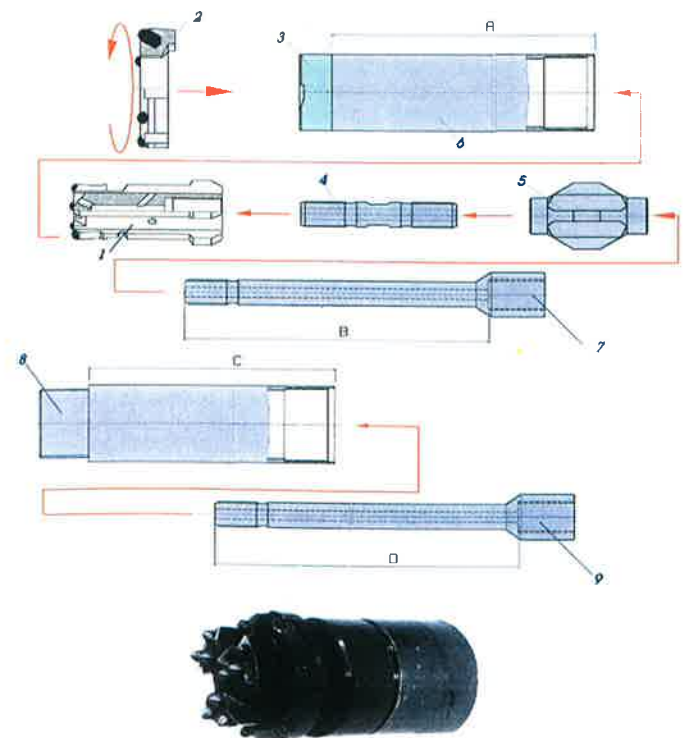
The AT-system can be used for any standard rotary-percussive hammer drill, either fixed on the feed or operated in the borehole.

Utilization of a wide range of casing pipes is considered as the most important characteristics of the AT-system as the type of casing pipes predetermine, in

Obr. 1: Rozsah použití
Fig. 1: Scope of utilization



Obr. 2: Schéma vrtné části
Fig. 2: Drilling section chart





Obr. 3: Přední variabilní vedení
Fig. 3: Variable front guide



Obr. 4: Zadní vedení
Fig. 4: Rear guide



Obr. 5: Opěrný trn
Fig. 5: Support pin

2. OBLASTI VYUŽITÍ A NAsAZENÍ AT- SYSTÉMU V PODZEMNÍM A PODPOVRCHOVÉM STAVEBNICTVÍ

- | | |
|---------------------------------------|--|
| A. Kotvení | - provedení stálých kotev
- provedení dočasných kotev |
| B. Zajištění stability podzemních děl | - ochranné deštníky
- provedení mikropilot |
| C. Injektáže | - systém injektážních trubek |
| D. Odvodňovací vrty | - systém drenážních trubek |

3. STRUČNÁ CHARAKTERISTIKA

Jak již bylo v úvodu nastíněno, umožňuje AT-systém provedení vývrtnů a současně zavedení výpažnicové trubky v nestabilních horninách. V závislosti na požadovaném průměru prováděných vrtnů umožňuje technologie AT-systému provést vrt se zajištěním výpažnicí, jak s vnějším vrtacím kladivem umístěným na lafetě vrtacího vozu, tak i s ponorným kladivem. Rozsah použití technologie AT-systému dle zvoleného typu vrtacího kladiva je uveden na obr.č.1.

Po provedení systému vývrtnů zajištěných výpažnicí je v návaznosti na zpracovaný technologický postup dále možno provést další pracovní operaci - provedení tlakové injektáže a stabilizaci horninového prostředí.

3.1. PRINCIP VRTNÉ ČÁSTI

Základním prvkem AT- systému je dělená centrická korunka, které se skládá ze dvou částí. Roubíková pilotní korunka a obrysová korunka vrtá vývrt, nepatrně větší než je vnější průměr výpažnicové trubky, tak aby bylo umožněno současně zatahování zvolené výpažnicové trubky.

Pilotní korunka provádí až 80% vrtací práce a díl energie nárazu se převádí na obrysovou korunkou. Cíleným uspořádáním výplachových a zpětných kanálků se dosáhne efektivního odtěžení drtě. Toto inovační uspořádání zaručuje vysoké postupy.

Po dosažení vývrtnu na stanovenou hloubku je ve vývrtnu pravotočivým pohybem vrtané kolony demontována obrysová korunka, která zůstává ponechána na dně vývrtnu. Po demontáži obrysové korunkou je úplné vrtané soutyčí, včetně pilotní korunkou, vytáheno z výpažnicové trubky, která zůstává ponechána ve vývrtnu k jeho zajištění.

3.2. POPIS VRTNÉ ČÁSTI (obr.č.2)

- | | |
|----------------------|--|
| 1. Pilotní korunka | - speciálně vyvinutá korunka, přes níž se část energie úderu přenáší na obrysovou korunkou, příp. nárazník |
| 2. Obrysová korunka | - jejím úkolem je vyvrtat prostor pro současně taženou výpažnicovou trubku. Na závěr vrtacího procesu je obrysová korunka oddělena od pilotní a zůstává ve vývrtnu |
| 3. Nárazník | - jeho úkolem je zatahovat výpažnicovou trubku do vrtu prostřednictvím impulsu předaného pilotní korunkou, |
| 4. Adaptér | - adaptér umožňuje spojení mezi pilotní korunkou a hvězdicovým vedením |
| 5. Hvězdicové vedení | - zajišťuje, že i při prohnutí vrtané soutyčí nedojde k vychýlení pilotní korunkou |
| 6. Naváděcí roura | - její délka je volena tak, aby ve spojení s naváděcím soutyčím byl dán odpovídající přesah mezi koncem výpažnicové trubky a vrtané tyče |
| 7. Naváděcí soutyčí | - vrtané soutyčí opatřené T-závitem |

several areas of underground construction, which method will be utilized. The casing pipes, together with the drilling unit, form a comprehensive and integral systems solution.

2. RANGE OF UTILIZATION OF THE AT-SYSTEM IN UNDERGROUND AND SUBSURFACE CONSTRUCTION

- | | |
|---------------------------------------|--|
| A. Anchoring/bolting | - permanent anchors/bolts
- temporary anchors/bolts |
| B. Stabilisation of underground works | - protective umbrellas
- micropiles |
| C. Grouting | - system of grouting pipes |
| D. Drainage wells | - system of drainage pipes |

3. BRIEF CHARACTERISTICS

As outlined above, the AT-system makes the drilling and simultaneous installation of casing pipe possible in unstable rocks. Depending on the required diameter, the AT-system allows the drilling and casing with the hammer drill mounted either on the feed of the drilling rig, or inside the borehole. The scope of possible fields of utilization of the AT-system, depending on the type of the hammer drill, is illustrated on Figure 1.

After completion of the system of cased holes, subsequent working operations, prescribed by the technological procedure, i.e. pressure grouting and/or stabilization of the rock environment, can be performed.

3.1. PRINCIPLE OF THE AT - SYSTEM

The basic element of the AT-system is the sequential head - a divided centric boring head consisting of two parts - a pilot head and a contour head, which drills a diameter slightly exceeding the outer diameter of the casing pipe, thus rendering a simultaneous pulling of selected casing pipes into the borehole.

80% of the drilling is done by the pilot boring head. Part of the impact energy is transferred to the contour head. Proper arrangement of flushing and reflux channels enables us to achieve more effective removal of muck. This innovative arrangement ensures high drilling advance.

After achieving the designed depth of the borehole, the contour head is dismantled by clockwise rotating the drill rod, to be left at the bottom of the borehole. After removing the contour head, the complete drill rod is pulled out of the casing pipe, that remains in the borehole to provide its stability.

3.2. DESCRIPTION OF THE DRILLING SECTION

- | | |
|-----------------------|---|
| 1. Pilot drill head | - specially designed drill head, transferring part of the impact energy to the contour head and/or to the buffer. |
| 2. Contour drill head | - it drills the space for the simultaneously installed casing pipe. At the end of the drilling operation, the contour head is separated from the pilot head and left in the borehole. |
| 3. Buffer | - it pulls the casing pipe into the borehole by means of the impact impulse transferred by the pilot drill head. |
| 4. Adapter | - it provides the connection between the pilot head and the spider guide. |
| 5. Spider guide | - it ensures that no directional deviation of the pilot head occurs even though the drill rod is warped. |
| 6. Guiding tube | - its length is designed so as to ensure a corresponding overlap between the end of the casing pipe and the end of the drill rod at the connection to the guiding drill rod. |
| 7. Guiding drill rod | - a T-threaded drill rod |
| 8. Casing pipes | - they have outside and internal threads for joining; grouting valves in a designed spacing can be installed on the pipes. |

8. Výpažnicové trubky - pro vzájemné spojení jsou opatřeny vnitřním a vnějším závitem, trubky mohou být opatřeny injektážními ventilkami v požadované rozteči
9. Prodlužovací soutyč - jejich délka je totožná s délkou výpažnicových trubek

3.3. ÚPRAVA VRTACÍHO VOZU

Při použití technologie AT-systému je nutno provést úpravu vrtací lafety. Požadavky na přestavbu lafety běžně používaných vrtacích vozů pro aplikaci technologie AT-systému jsou minimální a zahrnují provedení tří následujících hlavních úprav provedených na vrtací lafetě a to ve velmi krátkém čase.

Přestavba lafety zahrnuje: – montáž předního vedení výpažnicových trub
– montáž zadního vedení výpažnicových trub
– opěrný trn lafety

3.3.1. Přední vedení výpažnicových trub (obr. č. 3)

Vnitřní průměr vnější objímky předního vedení výpažnicové trubky je proveden o 5–8 mm větší než použitý průměr výpažnicové trubky. Takto provedené přední vedení je použitelné za předpokladu, že bude používán pouze jeden typ sestavy výpažnicových trub. V případě záměru provádět vývrty s možností volby průměru výpažnicových trubek je možno přední vedení vrtací lafety upravit variabilním vedením výpažnicových trub. Variabilní vedení výpažnic sestává z vnější objímky a přechodového článku zaměnitelného s použitým průměrem výpažnicových trub.

3.3.2. Zadní vedení výpažnicových trub (obr. č. 4)

Zadní vedení výpažnicových trub je namontováno na souběžné vrtací sáně navijáku hadic na vrtací lafetě. Toto uspořádání na vodičích saních je využito při demontáži vrtných tyčí za použití upínacího klíče vrtných tyčí a zpětného pohybu vrtacího kladiva.

3.3.3. Opěrný trn lafety (obr. č. 5)

Opěrný trn plní svou funkci při stabilizaci a nastavení sklonu lafety a navedení vrtné části do vývrtnu. S takto upravenou vrtací lafetou lze provést vývrt s max. směrovou odchylkou vrtu do 2 %.

3.4. SROVNÁNÍ VÝKONŮ

Srovnání výkonů (viz obr. č. 6) představuje porovnání excentrického systému vrtání (EX) s centrickým systémem vrtání (AT-systém).

Provedené srovnání porovnává čistý čas vrtání ve dvou typech horninových podmínek za použití vrtacího vozu Boomer při provádění vývrtnů s výpažnicí průměr 114 dl. 3,0 m.

Poznátky při provedeném porovnání obou systémů:

Podstatně kratší doba k provedení vývrtnu a vytažení vrtného soutyčí centrickým systémem vrtání (AT-systém), dokonalejší systém odvedení vrtné drtě a výplachu, jednoduchost technologie.

4. PRAKTICKÉ VYUŽITÍ

4.1. PRAKTICKÉ POZNATKY Z NASAZENÍ VE SVĚTĚ

Razantní nástup uplatnění technologie AT-systém v podzemní stavitelství je znakem úspěšně se zavádějící nové metody použitelné při výstavbě zejména tunelových staveb. V současné době je technologie AT-systém využívána v Rakousku (železniční tunel na koridoru Vídeň–Salzburg), ve Slovinsku (silniční tunel Golovec u Ljublaně) a zejména pak v Německu, kde je použito technologie AT-systému na několika významných stavbách.

Jednou z významných aktuálních staveb provádějících se v Německu je výstavba železniční rychlodráhy pro vlaky třídy Inter-City, spojující významný dopravní uzel Frankfurtského letiště s metropolí Kolína n. Rýnem. Celková délka budované rychlodráhy dosahuje cca 200 km, z toho celkem 58 km železniční trať prochází soustavou budovaných tunelů.

AT-systém je zde nasazen ke kotvení svahů, provedení drenážních vrtů a v největším rozsahu je zde uplatněn systém ochranných deštníků čelby budovaného díla (viz obr. č. 7). Zkušenosti provádějící firmy potvrdily význam technologie použití výpažnicových trubek, jak v pracovním postupu, tak v efektivnosti prováděného zpevnění masivu.

Přínos technologie spočívá v univerzálnosti využití výpažnicových trubek, v urychlení provedení pracovního záběru se současným zajištěním kaloty v rozsahu cca 10–30 m (maximální délka provedených vývrtnů je cca 100 m). K provádění technologie AT-systém je běžně použito standardních strojů a mechanismů, jako např. vrtacích vozů s minimální úpravou lafety, injektážních čerpadel pro cementové směsi. Při procesu injektáže odpadají ztráty související se zajištěním

9. Extension drill rod - the length equals the length of casing pipes used.

3.3 MODIFICATION OF DRILLING RIG

Before the AT-system can be utilized, a modification of the feed must be done. However, the adaptation of feeds of normally used drilling rigs for the AT-system are not demanding. They consist of the following basic modifications of the feed, that can be done in very short time.

Modification of a feed comprises: - installation of the front guide of casing pipes;
- installation of the rear guide of casing pipes;
- support pin of the feed.

3.3.1 Front guide of casing pipes

The inner diameter of the outer sleeve of the front guide of casing pipes is by 5-8 mm larger than the diameter of used casing pipes. Utilization of this kind of the front guide is possible on the assumption that only one type of casing pipes set will be used. In the case we intend to drill boreholes for varying diameters of casing pipes, it is possible to install a variable front guide of casing pipes. This variable guide consists of an outer sleeve and a reducer that is compatible with the diameter of the casing pipes used.

3.3.2 Rear guide of casing pipes

Rear guide of casing pipes is installed on the parallel hose reel slides, fixed on the feed. This arrangement on the guide slides is employed in dismantling of drill rods by means of the chuck and the backward motion of the drifter.

3.3.3 Support pin of the feed

The function of the support pin is to stabilize the position and angle of the feed and to introduce the drilling section into the borehole. A directional tolerance of the borehole under 2% is achievable, when drilling with this kind of modification of the feed.

3.4 COMPARISON OF PERFORMANCE

Comparison of the production capacity of the Eccentric drilling system (EX) and the centric drilling system (AT-system) can be seen in Figure 6.

The time comparison compares the net times of drilling in two types of rock conditions. The drilling was performed by means of the Boomer drill rig, the boreholes were 3 m long, cased with 114 mm diameter pipes.

Findings emanating from the comparison of both systems:

Significantly shorter time is needed for execution of a borehole and for pulling the drill rod out when using the centric drilling system (AT-system). A more perfect system of mucking out and a simple method are provided by the AT-system.

4. PRACTICAL UTILIZATION

4.1 PRACTICAL EXPERIENCE OF THE APPLICATION IN THE WORLD

Massive use of the AT-system technology in the underground construction proves the success of the newly introduced method that can be adopted especially in tunneling. At present, the AT-system is being utilized in Austria (a railway tunnel on the Vienna-Salzburg corridor), in Slovenia (the Golovec road tunnel, not far away from Ljubljana) and in Germany above all, where the AT-system has been used on a number of important constructions.

One of the significant constructions built in Germany at the present is the construction of the high-speed railway for Inter-City trains, connecting very important Frankfurt airport hub with the city of Cologne on Rhine. The total length of the high-speed railway, which is under construction now, is approx. 200 km, with 58 km of railroad running through tunnels.

In this case, the AT-system is utilized for securing slopes with anchors, for drainage wells, and mostly for the system of protective umbrellas at the headings of excavations (see Figure 7). The experience of the building company has confirmed the importance of the technology utilizing the casing pipes both in working advance and in the effectiveness of stabilization of the rock mass.

The benefit of this technology lies in the versatile utilization of casing pipes, in speeding-up of working cycle together with simultaneous securing of the calotte in the range between 10 to 30 meters (maximum length of the boreholes being approx. 100 m). Standard machines and equipment are used for the AT-system technology, i.e. standard drilling rigs with minimum modification of drilling feed, and grouting pumps for cement based grouts. No losses caused by the need of securing the borehole walls in non-coherent rocks occur during the grouting operation. The simplicity of technology provides for the need of at most 4 workers at the working place. It is possible to drill up to 6000 m of boreholes in average rock conditions with one set of a drilling tool. The load-carrying capacity of tubular micropiles is approximately four times higher compared to horizontal jet grout.

Due to practical experience, a new improvement of technical equipment has been achieved, for example:

- A wear of joining element between the pilot and contour boring heads was

vrtné v nesoudržných horninách. Jednoduchost technologie umožňuje obložení pracoviště kolektivem max. 4-mi pracovníky. S jedním vrtným nářadím lze odvrtnat až 6 000 vývrtů v průměrných horninových podmínkách. Únosnost provedených trubkových mikropilot je cca 4x vyšší než u horizontální tryskové injektáže.

Praktické poznatky již také přinesly nová vylepšení technických částí vrtné soupravy jako např.:

- při dlouhodobém použití docházelo k opotřebení spojovací části pilotní a obrysové korunky, technologickým vývojem byl závěr upraven do tvaru konického spoje
- opotřebení materiálu horní a spodní části pilotní korunky bylo upraveno použitím tvrdších slitin oceli
- s vrtnou soupravou lze provrtat betonovou konstrukci, nelze však vrtat přes ocel, popř. železobeton

4.2. DALŠÍ MOŽNOSTI VYUŽITÍ AT-SYSTÉMU

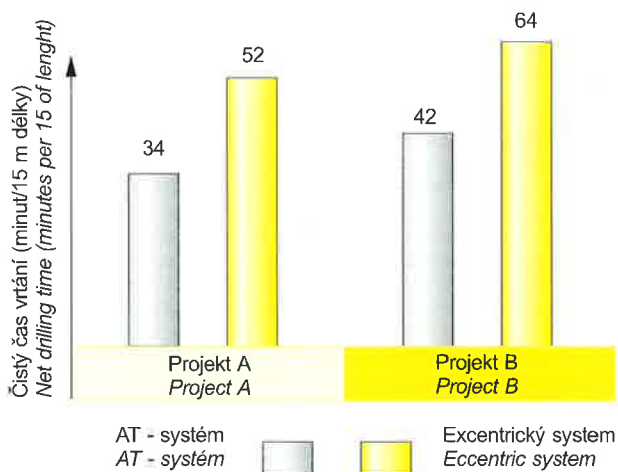
Další významnou oblastí nasazení AT-systému je využití drenážních výpažnicových trub k vytvoření systému odvodňovacích vrtů (viz. obr. č. 8), které jsou stále více aplikovány v místních podmínkách. Cílem drenážních vývrtů je snížení depresní křivky hladiny spodní vody a zlepšení mechanických vlastností horninového prostředí jako např. zvýšení únosnosti zemin, dosažení rovnoměrného sedání zemin. Tímto postupem následně získáme možnost účelněji navrhovat a provádět např. budování stavební jámy, opěrných stěn.

5. ZÁVĚREM

Technologie AT-systém má v podzemním a podpovrchovém stavitelství ve světě již své místo a stává se svými přednostmi uznávanou a akceptovanou standardní technologií, jak u projekčních a tunelářských firem, tak i u investorských organizací, zejména pro svou investiční nenáročnost, technologickou jednoduchost a spolehlivost.

Výhradním dodavatelem komponentů AT-systému pro Českou a Slovenskou republiku je společnost CarboTech Bohemia s.r.o., Ostrava.

Porovnání výkonů AT-systému a Excentrického systému je uvedeno na obr. 6



Projekt A / Project A

Geologie: Miocén
Geology: Miocen

Vrtací stroj: Boomer H 135
Drilling rig: H 135 Boomer
Prováděný průměr: 114/3 000 mm
Executed diameter: 114/3 000 mm

Čistá úspora času: T = 52%
Net time saved: T = 52%

Projekt B / Project B

Geologie: Karbon s vrstvami grafitu
Geology: Carboniferous with graphite measures

Vrtací stroj: Boomer H 135
Drilling rig: H 135 Boomer
Prováděný průměr: 114/3 000 mm
Executed diameter: 114/3 000 mm

Čistá úspora času: T = 59%
Net time saved: T = 59%

Obr. 6 – Srovnání výkonů
Fig. 6 – Comparison of the production capacity

observed. Based on the technical development, the locking part was modified into a tapered shape.

- The wear of the material of upper and bottom parts of the pilot boring head was improved using harder steel alloys.
- It is possible to bore concrete structures, however, it is not possible to bore steel or reinforced concrete structures.

4.2 FURTHER POSSIBILITIES OF THE AT-SYSTEM UTILIZATION

The AT-system technology can also be used for development of drainage wells systems (see Figure 8) using drainage casing pipes. These systems are nowadays widely applied in local conditions. The purpose of drainage wells is to decrease the water table phreatic line and to improve the mechanical properties of the rock environment, for example to increase the loading capacity of soils and/or to achieve a uniform settlement of surface. By this manner, we will consequently be able to design and perform foundation pits and retaining walls more effectively.

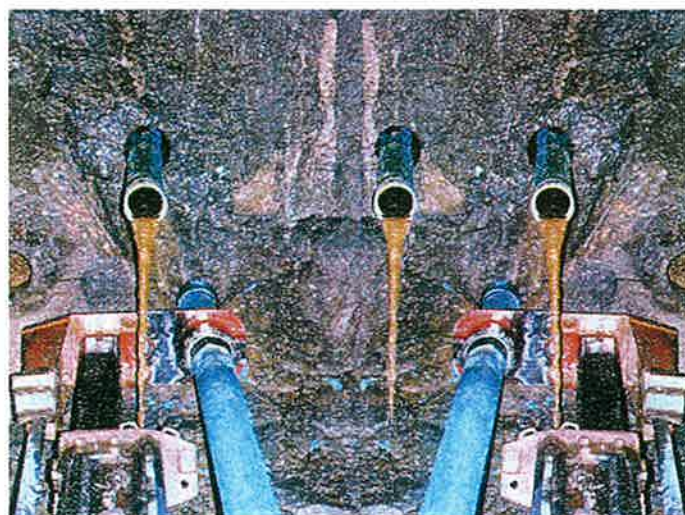
5. CONCLUSION

The AT-system has earned its place in the world of underground and subsurface construction. Due to its advantages, it has become a technique that is broadly acknowledged and accepted by designing and tunneling companies as well as investment organizations - especially for its low capital expenditures, technological simplicity and reliability.

The exclusive supplier of AT-system components for the Czech and Slovak Republics is CarboTech Bohemia Ltd., Ostrava, the Czech Republic.



Obr. 7: Ochranný vějíř čelby díla
Fig. 7: Protective umbrella above the tunnel face



Obr. 8: Drenážní systém
Fig. 8: Drainage system

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTION

STRUČNÉ INFORMACE O NĚKTERÝCH PODZEMNÍCH STAVBÁCH V ZAHRANIČÍ

SHORT INFORMATION OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS IN FOREIGN COUNTRIES

● Problémy vyplývající z asijské finanční krize se nevyhnuly ani stavbě železničního dopravního systému v Manile na Filipínách a jsou řešeny dokonce s pomocí České republiky! Konsorcium, které zajišťuje tuto stavbu, se rozhodlo rozšířit okruh partnerů vlastnické akcie, aby překonalo ekonomické obtíže, které zasáhly zemi. Již bylo potvrzeno, že financování je zajištěno, vlastní kapitál konsorcia je 190 mil USD a byl získán úvěr v celkové výši 465 mil USD od dvou bank z Japonska a také z České republiky. Stavba je hotova ze 40-ti procent a dokončení se předpokládá se čtyřměsíčním zpožděním v listopadu 1999. Jsou však obavy, že část podzemních tras, za které odpovídá veřejná správa, nebude v tomto termínu zcela dokončena.

● Nový podzemní zásobník plynu se buduje v Norsku u města Kärsto. Podél norského pobřeží jsou rozmístěny plošiny pro těžbu ropy a produkce plynu propanu, v rámci těžby, se v posledním období zdvojnásobila. Aby se toto množství zvládlo, budují se dva obrovské podzemní zásobníky, ve kterých bude plyn uskladněn při teplotě -42 stupňů Celsia. Každá kaverna bude 20 m široká, 190 m dlouhá a 33 m vysoká. Jsou prováděny pomocí trhacích prací ve fylitovém masivu a celkově bude vytěženo 250 tis. m³. Součástí stavby je 4 km dlouhý tunel pro chladící vodu a 1 km dlouhý přístupový a dopravní tunel.

Vrtné stroje dodala firma Atlas Copco a jsou vybaveny moderním kontrolním systémem, zajišťujícím dodržení vrtného schématu. Vrtné tyče mají robustní závit, velký průměr u vrtné korunky, což snižuje riziko ohnutí nebo zlomení i při obtížném startu vrtání na čelbě. Korunka má vrtné kulaté hroty osazeny diamanty pro zajištění rychlosti vrtání a dlouhé životnosti.

Kaverna je ražena ve třech výškových úrovních (lavicích) se dvěma čelbami na každé úrovni. První čelba je navrtávána průměrem 51 mm, ale pak je používán průměr 60 mm a tyče délky 6,1 m, aby se zajistil delší záběr. Asi 1200m³ je najednou odstřeleno. Dopravní tunel má plochu příčného řezu 65 m² (jsou používány tyče délky 5,1m), plocha tunelu pro chladící vodu je 30 m² a vrtá se tyčemi délky 4,3 m. Tento tunel je ražen pod mořem a proto jsou prováděny průzkumné předvrty délky 30 m. Od zahájení v červnu 98 bylo odvrtno 690 km vrtů pro nálože a 4,5 km vrtů průzkumných. Stěny a strop kaveren a tunelů jsou zabezpečovány svorníky a stříkaným betonem.

Kontrola seismických účinků trhacích prací je velmi přísná, protože na povrchu je závod na úpravu plynu. Dokončení kaveren a tunelů bylo plánováno koncem roku 1998, pak by mělo být zahájeno snižování teploty v kavernách, aby bylo možno zahájit skladování plynu. Tato operace má trvat 150 dnů.

● V Izraeli byla schválena výstavba kolejového dopravního systému pro Tel Aviv s okolím. Systém bude zahrnovat trasu mezi městy Netanya a Ashdod, která zahrnuje povrchové i podzemní úseky. Inženýrské organizace z Kanady připravily schéma systému a státní instituce připravují vypsání soutěže na stavbu a provozování první části. Ta zahrnuje i podzemní úsek z Petah-Tikva do Bat-Yam. Bude stát asi dvě miliardy USD a stavět se má šest let.

● Na čištění dešťových vod, které jsou znečištěny splachy ze zpevněných ploch měst, se připravuje řada světových velkoměst. Také v Australii v Sydney se staví 20 km dlouhý tunel, který má sloužit jako retenční prostor pro zadržení dešťových vod, které po ukončení dešťových průtoků budou čerpány do kanalizačního přivaděče a na čistírně vyčištěny společně s normálně přítékajícími odpadními vodami. Tunel zachytí řadu stávajících dešťových výpustí z oddělovačů, výstavba zahrnuje spadiště, ventilační šachty a novou čerpací stanici.

Ražby jsou prováděny TBM stroji o průměru 6,57 a 6,33 m s předchozí ražbou strojem Wirth o průměru 3,8 m. Dokončení stavby je plánováno v roce 2000.

● Stroj Iseki o profilu 2845 mm razí kanalizační sběrač ve Skotsku u města Ayr podél mořského pobřeží. Jde o sběrač délky 1700 m, za racím strojem jsou zatlačovány trouby o profilu 2,4 m. Geotechnické podmínky jsou nepříznivé, ražba prochází šterkem, valouny, jílem a nesoudržným pískem. Nejdelší ražený úsek je dlouhý 200 m. Očekává se, že práce budou provedeny za 49 týdnů při dvousměrném provozu v šesti pracovních dnech v týdnu. Dodavatel získal i druhou část akce - 1 km dlouhý sběrač, který bude ražen skalním masivem pomocí TBM firmy Herrenknecht.

● Na staničních tunelech a nástupních prostorech londýnské rychlostní trasy na letišti Heathrow jsou prováděny povrchové úpravy betonových stěn. Pro úpravy se používá cementová speciální malta obsahující mikrosilikáty, vlákna a akrylátový polymér. Směs obsahuje také lepidlo, která v konečném provedení zajišťuje jiskřivý efekt. Betonový povrch je nejprve otryskán pískem a pak je zednický natažena vrstva malty tloušťky cca 3 mm, která je uhlazena a následně omyta

● Problems resulting from the Asian financial crisis also affected the construction of the railway transport system in Manila, Philippines, and they are solved even by means of the help of the Czech Republic. The group which secures this construction decided to increase the number of partners holding the shares, so that economic troubles which arose in the country, may be overcome. It has been already certified, that financial means are ensured. The own capital of the group amounts to 190 mil. USD, and the credit amounting to 465 mil. USD was granted by two banks from Japan and from the Czech Republic too. 40 % of the construction has been already made and its completion is assumed, with the delay of four months, in November 1999. There exist, though, fears, that a part of the underground tracks, for which the public administration is responsible, will remain unfinished to that date.

● A new underground gas storage is under construction in Norway near Karsto town. Platforms for crude oil extraction are located along the Norwegian coast and the propane gas production, within the extraction, was doubled during the past period. To manage the said quantity, there are constructed two giant underground storages, where gas shall be stored at the temperature of - 42° C. Each cavern will be 20 m wide, 190 long and 33 m high. The works are performed by drill and blast in a phyllite massif, and the total volume of excavation shall amount to 250 000 cub.m. A 4 km long tunnel for cooling water is a part of the construction, as well as the 1 km long access and transport tunnel.

Drilling rigs were delivered by the firm Atlas Copco, and they are equipped with an up-to-date control system, ensuring, for the drill pattern to be observed. Drill rods have a robust thread, a large diameter at the drill bit which decreases the risk of bending or breaking even at a difficult start of drilling at the heading. The bit has round boring points provided with diamonds for ensuring the drilling speed and a long service life.

The cavern is driven in three benches with two headings at every level. The first heading is drilled with diameter of 51 mm, but afterwards there is applied the diameter of 64 mm and rods 6.1 m long to render longer rounds possible. About 1200 cub.m were blasted at the one instant. The cross section area of the transport tunnel amounts to 65 sq. m (there are applied rods 5.1 m long), the area of the tunnel for cooling water amounts to 30 sq.m, and the drilling is performed with rods 4.3 m long. This tunnel is driven under the sea and that is why there is performed survey pre-drilling being 30 m long. From the beginning in June 1998 there were made 690 km of blast holes and 4.5 km of exploration holes. Walls and the crown of the caverns and tunnels are supported by rock bolts and shotcrete. The monitoring of seismic effects of blasting works is very strict, because there is the plant for gas treatment located at the ground level. The completion of the caverns and tunnels was planned at the end of the year 1998, and then the temperature decreasing in the caverns should be started that it might be possible to start the gas storing. This operation should last 150 days.

● In Israel there was approved the construction of a railway transport system for Tel Aviv and its environs. The track between the towns Netanya and Ashdod, which comprises surface sections and underground ones, will be a part of the system. Engineering companies from Canada prepared a diagram of the system, and state institutions are preparing to invite tender applications for the construction and operation of the first part. The said first part includes even the underground section from Petah-Tikva to Bat-Yam. Costs for it will amount to about two billion USD, and the construction should last six years.

● Many world cities are prepared to treat storm water polluted with substances rinsed from municipal paved surfaces. In Sydney, Australia, a 20 km long tunnel is under construction which shall serve as a retention space for storm water which, after the storm flow is over, will be pumped into the sewer, and treated in a sewage treatment plant. It will be treated together with the common flow of sewage. The tunnel will catch many of existing discharges from storm overflow chambers. The construction comprises backdrop shafts, ventilation shafts and a new pumping station.

Driving operations are performed by TBM machines of the diameter equal to 6.57 m and 6.33 m with a previous driving by means of the machine Wirth with the diameter of 3.8 m. The end of the works is planned in the year 2000.

● The machine Iseki with the profile of 2845 mm is driving a collection sewer in Scotland near the town Ayr along the sea coast. It concerns a collector being 1700 m long. Pipes having the profile of 2.4 m are jacked in the tunnel behind the boring machine. Geotechnical conditions are unfavourable, the heading passes through gravel, boulders, clay and uncohesive sand. The longest driven section is 200 m long. It is expected that works shall be performed within 49 weeks at a two-shift operation in six working days in a week. The contractor was successful in obtaining the second part of the project, viz. 1 km long collector driven in a rocky massif by means of TBM of the firm Herrenknecht.

● In the station tunnels and on platforms of the London express line at the Heathrow airport, there is performed improvement of surface finishes of concrete walls. For the treatment, special cement mortar comprising microsiliates, fibres and acrylic polymer are applied. The mixture also comprises mica which ensures a final sparkling effect. The concrete surface is at first sand blasted and then there is applied a mortar layer, about 3 mm thick, which is polished and then

houbou, aby se objevila blyštivá zrnka slídy. Malta je zdravotně nezávadná, má vynikající přilnavost k svislým stěnám i stropům, zajišťuje protikarbonační ochranu betonu i ochranu proti řadě dalších agresivních látek. Technologie je cenově výhodná, malta se míchá na staveništi a nevyžaduje pro svou funkci žádné iniciátory. Práce trvala 15 měsíců.

Podle zahraničních podkladů zpracoval
Ing. Miloslav Novotný, Vodní stavby Praha

washed with a sponge that sparkling mica grains may appear. The mortar has no adverse effect to health, it has excellent adhesion to vertical surfaces and to ceilings, it secures the anti-carbonation protection of concrete and also a protection against many other aggressive substances. The technology is financially advantageous, the mortar is mixed on the site, and no initiators are required for its function.

The work lasted 15 months.

Elaborated from foreign sources
by Ing. Miloslav Novotný, Vodní stavby Praha.

PROTILETECKÝ KRYT Z OBDOBÍ 2. SVĚTOVÉ VÁLKY POD OSTRAVSKOU „KAROLÍNOU“

AIR - RAID SHELTER FROM THE WORLD WAR II BELOW "KAROLÍNA", PART OF OSTRAVA CITY

ING. MILAN STONIŠ, OKD, DPB PASKOV, AKCIOVÁ SPOLEČNOST

„Zapomenuté“ protiletecké kryty z období 2. světové války se v rámci města Ostravy objevily jako nové fenomén, nepříznivě ovlivňující (v různých souvislostech) jak možné stavební práce všeho druhu, tak stabilitu povrchu. Navíc mohou tyto mnohdy rozsáhlé „dutiny“ fungovat jako potenciální místa kumulace důlních plynů, které unikají z podzemí v důsledku likvidace ostravských dolů.

Rok po průzkumu nepřístupného krytu pod hřištěm ostravského FC Baník [1] se akciová společnost OKD, DPB PASKOV znovu setkala s obdobným problémem v rámci řešení průzkumných prací na lokalitě bývalé koksovny Karolína a v souvisejícím areálu Zofínské huti. V září 1998 byly při vrtných pracích realizovaných v prostoru nazývaném „stará burza“ (rozsáhlá zpevněná plocha bývalého stánkařského tržiště) zachyceny v hloubce cca 2,5 m pod povrchem podzemní prostory. Tyto byly specifikovány jako civilní protiletecký kryt z období 2. světové války. Jeho existence byla již dříve známá, avšak bez přesné znalosti jeho polohy.

Rozsáhlý kryt, z jehož dokumentace se do dnešních dnů zachovala jen velmi omezená část, byl vybudován v haldě vysokopecní strusky. Během jednoho z náletů na Ostravu byl zasažen. Částečně poškozený byl po válce zlikvidován, což tehdy znamenalo zasypán v místech, která do něj umožňovala přístup. Okolní halda byla v horní části postupně rozebrána a zbylá část byla upravena do současné podoby. Na existenci podzemních prostor se zapomnělo a jako problém opět vyvstávala až v souvislosti s průzkumem a likvidací znečištění půdy a podzemních vod (tzv. starých ekologických zátěží) na lokalitě bývalé koksovny „Karolína“ a souvisejících průmyslových provozů.

V rámci průzkumu byla, mimo jiné, provedena i fotodokumentace zájmové části krytu v nejbližším okolí jeho proniku vrtem. Jednotlivé snímky, pořízené speciálně upraveným digitálním fotoaparát, byly exponovány od severu ve směru hodinových ručiček (v intervalu 45 úhlových stupňů) a umožňují vytvořit si představu o tvaru podzemního díla. Vzhledem k tomu, že kryt nebyl zhruba 50 let navštěvován a nebude ani v budoucnu otevřen takovým způsobem, aby do něj bylo možno vstoupit, považovali jsme za zajímavé seznámit odbornou veřejnost formou jakési fotoreportáže s tímto podzemním dílem speciálního účelu. Je totiž zajímavé nejen historicky, ale i profesně. Ne právě obvyklé je toto dílo například z pohledu materiálu, v němž byla stavba založena a zrealizována. Vysokopecní struska není totiž právě běžný materiál, zejména když zůstává neznámá technologie stavby i její rozměry.

LITERATURA

[1] Stoniš, M.: Vyhledávání podzemních dutin geofyzikálními metodami. Tunel 2/98.

"Forgotten" air-raid shelters from the 2nd world war have come up as a new phenomenon in Ostrava. They can adversely affect building works as well as stability of surface. On top of that, these large "cavities" can be a potential space for accumulation of a firedamp, escaping from the underground after liquidation of coal mines in Ostrava.

DPB Paskov joint stock company met an analogical problem again one year after the exploration of the inaccessible shelter under the football stadium in Slezská Ostrava [1]. It was during the ecological exploration of the areas of the former coking plant "Karolína" and the connected "Žofínská" blast - furnace.

There was found an underground cavity by a borehole in depth of 2.5m in September 1998. It was determined as an air - raid shelter from World War II. Existence of it was known, but only in some general lines without exact knowledge of its location.

Large shelter, the documentation of which is already only fragmentary, was built in slag dump. It was hit by a bomb and partially destroyed. After the war the shelter entrances were filled up. The upper part of the dump was removed and the remaining part has been adapted to present form. The existence of cavities was forgotten. A problem has arisen now in context with exploration of a pollution of the the soil and underground water near the locality of the former coking plant "Karolína".

There was photo-documentation made as a part of the exploration of the shelter in the vicinity of the borehole. Digital photos were taken starting from the North direction (fig. 2 picture 1) and continuing clockwise, each 45 dg. They allow to create an image of the shape of the shelter. Because it was not visited for just above 50 years and it will not be the event in the near future, we think that it could be interesting to take up this special underground building in a photographic reportage. This shelter is interesting not only as a historical building, but from a professional point of view too. One of the interesting things, for example, is the material that the shelter was founded on and built in. Slag dump is not a routine material in such cases, especially when the technology and real dimension of this structure have remained unknown.

LITERATURE

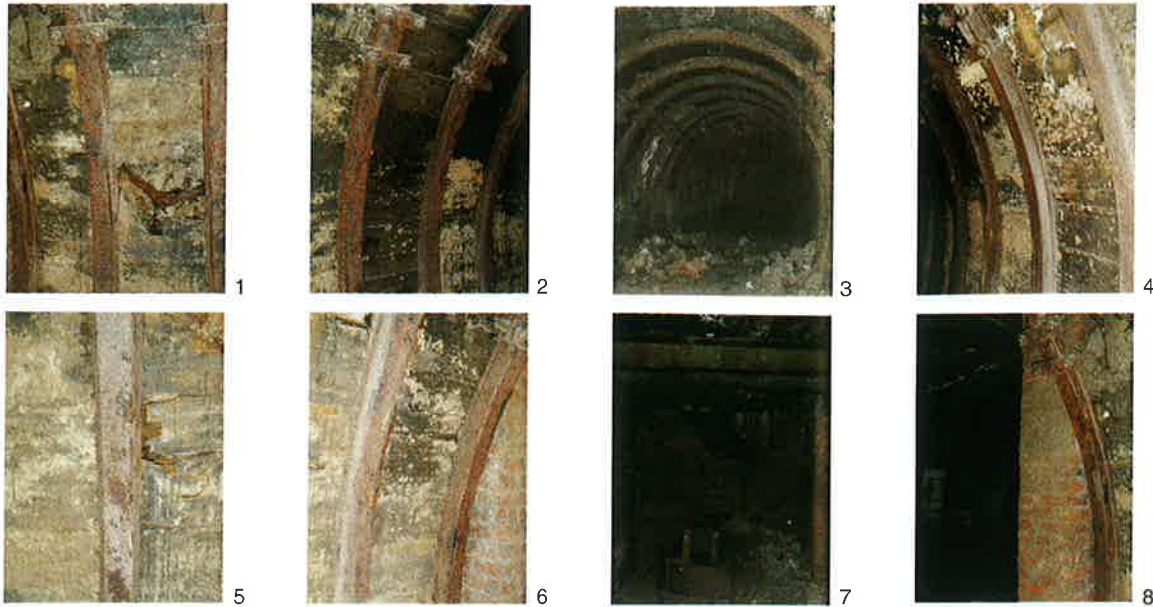
[1] Stoniš, M.: Looking for underground cavities using geophysical methods. Tunel, 2/98

P.S.

Obrázky k tomuto článku pokládejte za dokumenty se sníženou možností kvalitní reprodukce.
Would you please take the figures of this articles as documents with lower possibility of a good reprint.



Obr. 1 Situace lokality krytu v mapovém podkladu z roku 1976 (patrně v té době ještě existující stavby průmyslového komplexu Karolína)
Fig. 1 Location plan of the shelter in the ramp from 1976 (there is evident the industrial complex „Karolína“, which does not exist any more)



Obr. 2 Záběry vnitřních prostor krytu pořízené digitálním fotoaparátem zapuštěným do vrtu. Snímek 1 – pohled k severu (autor fotografií Ing. Karel Lanzendorfer)
Fig. 2 Photos of interior of the shelter. They are made by a digital camera from the borehole. Number 1 – North direction (photo Ing. Karel Lanzendorfer)



Obr. 3, 4 Pohled na lokalitu Karolína v místě bývalé „burzy“ (tržiště). Místo vrtu, z něhož byly pořízeny fotografie vnitřku krytu, je vyznačeno.
Fig. 3, 4 View of the Karolína locality – the former market place with marked borehole from which the Photos were made

TECHNICKÉ ZAJÍMAVOSTI TECHNICAL MATTERS OF INTEREST

ÚPRAVY POVRCHU STŘÍKANÉHO BETONU POD IZOLACI

SURFACE FINISHING OF SHOTCRETE UNDER THE WATERPROOFING MEMBRANE

LADISLAV PAZDERA, CIV. ENG.

Jedním z předpokladů dlouhodobé životnosti tunelu je omezení pronikání podzemní vody do betonu sekundárního ostění a zatékání do prostoru tunelu. Jako ochrana ostění a prostoru tunelu před proniknutím podzemní vody se používá u technologie NRTM mezilehlá izolace ukládaná na povrch primárního ostění.

K vlastnímu poškození izolace může dojít v zásadě ve dvou obdobích. První období je tehdy, když se mezilehlá izolace na ostění osazuje, spojuje, provádí montáž výztuže a betonuje sekundární ostění. Druhé období je vlastní využívání tunelu, kdy může dojít k poškození izolace jak při statickém přitlaku izolace mezi oběma ostěními, tak při vzájemném posunu obou ostění, způsobeném nerovnoměrnými deformacemi horniny. V těchto případech dochází k poškození mezilehlé izolace v místech, kde povrch primárního ostění není rovný, spojitý, hladký a má výčnělky.

Abyste k takovým případům nedocházelo, provádí se běžně v tunelářsky vyspělých zemích úprava povrchu stříkaného betonu přijatelného pro mezilehlou izolaci. Při této úpravě jde v zásadě o dosažení určité hladkosti a místní rovinnosti.

Tato úprava povrchu se projeví ve skladbě ostění a v samostatné cenové položce.

To limit infiltration of ground water into the concrete of a secondary lining and ingress of water into a tunnel is one of prerequisites of its long life. The NATM technique uses, as a protection of the lining and the tunnel interior against ingress of ground water, an intermediate waterproofing membrane fixed on the primary lining face.

In principle, a damage to the membrane proper can occur in two periods of construction works. The first period is when the membrane is being attached and joined, reinforcement fixed and the secondary concrete lining cast. The other period is during the tunnel operation. The insulation can be damaged either by static pressure due to the squeeze by the both linings or by shifting of the both linings against each other due to an uneven rock deformation. Damage to the intermediate insulation, as a result of these effects, occurs in such locations where the primary lining surface is not even, smooth and has jutting spots.

To prevent such cases from occurring, the shotcrete surface, in the countries with advanced tunneling industries, is post-treated so as to be acceptable for installation of the PVC membrane. The objective of such a treatment is to achieve a certain level of surface smoothness and local evenness.

This finishing work must be reflected into the designed composition of the lining, and into a separate pricing item.

Komplexní úpravy povrchu stříkaného betonu po proběhlých deformacích horliny a před pokládkou izolace spočívají v následujících činnostech:

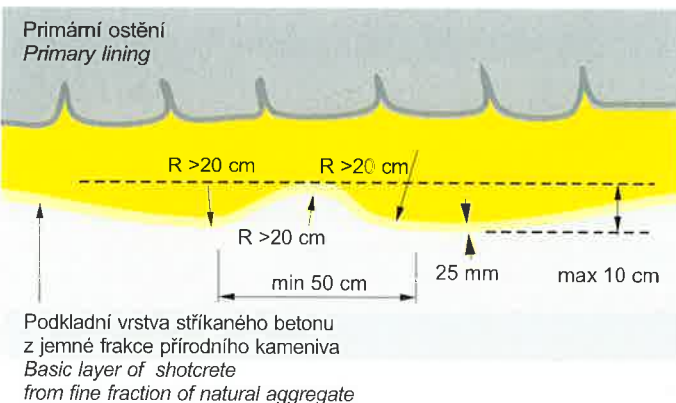
- ověření skutečné polohy líce stříkaného betonu vůči teoretické poloze a přípustné mezní odchylce po celém tunelu
- v místech, kde skutečná poloha líce stříkaného betonu vystupuje za přípustnou polohu provede se odstranění této části a povrch se upraví tak aby splňoval předepsané parametry povrchu.
- odstranění všech vyčnívajících kovových konstrukcí mimo hlavy kotvěv
- zkrácení vyčnívajících kotvěv
- provedení podkladní vrstvy o tloušťce cca 25 mm a úprava hlavy kotvy.

Zatímco první činnosti se v zásadě provádějí i u nás, provedení podkladní vrstvy na celé ploše pod mezilehlou izolací se neprovádí. Tato vrstva stříkaného betonu z jemné frakce přírodního kameniva se provádí po celé ploše v tloušťce cca 25 mm. Tímto nástřikem dojde k vyrovnání povrchu, vytvoření stejného podkladu a konkávního a konvexního zaoblení o minimálním poloměru 20 cm, hloubce prohlubně a výšce převýšení max. 10 cm. Rozměry povrchu stříkaného betonu zohledňují požadavky přípustných nerovností jak pro izolační folii tak i pro přípustné mezní odchylky stříkaného betonu jako nosné konstrukce. Průtažnost vlastní izolační folie by připustila provedení hlubších a vyšších převýšení než 10 cm, ale tyto nejsou přípustná z hlediska ostění.

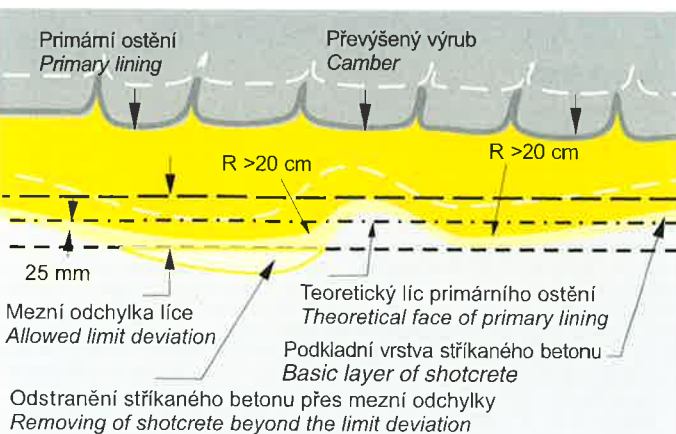
Kontrola skutečné polohy nosného primárního ostění se provádí vůči teoretické poloze líce tohoto ostění zvětšeného o mezní odchylku.

Podkladní vrstva se zakresluje a kotuje do příčného řezu. Rozdíl teoretického rubu sekundárního ostění a líce primárního ostění se uvádí 30 mm, 25 mm se uvažuje podkladní vrstva a 5 mm izolační a ochranná folie. Obvyklý způsob zakreslení je na obr. 4.

Provedením povrchu stříkaného betonu podle uvedených parametrů jsou vytvořeny předpoklady, že nedojde při statickém sevření izolace ani při vzájemném posunu obou ostění k protřetí této izolace. Provedení podkladní vrstvy samozřejmě neřeší jiné možnosti poškození izolace.



Obr. 1
Přípustný tvar povrchu stříkaného betonu jako podklad pod izolaci
Allowed shape of the shotcrete surface under insulation



Obr. 2
Reálná úprava povrchu stříkaného betonu jako podklad pod izolaci
Realistic way of trimming the shotcrete surface under insulation

Complete post-treatment of the shotcrete surface, performed after the rock deformations are over and before the watertight membrane is fixed, comprise the following work items:

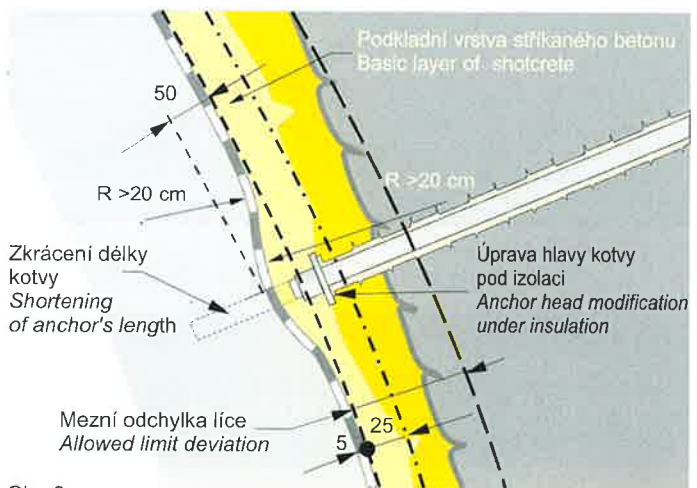
- verification of the actual position of the shotcrete face, in the whole tunnel, with reference to the theoretical position and the allowed limit deviation
- removing of those parts of the surface which project beyond the allowed limit, and improving the surface to meet the parameters prescribed
- removing of all projecting steel structures but the heads of anchors
- cutting the projecting anchors short
- application of the bedding layer about 25 mm thick, and adjustment of the anchor head

While the first items are basically performed in our country too, application of the bedding layer on the whole surface under the intermediate insulation has never been done here. This layer of shotcrete prepared from fine grained natural aggregates is to be applied on the whole area in the thickness of about 25 mm. By this spraying, the surface is to be made flat and even, with concave and convex radii of 20 cm as a minimum, the depth of hollows and height of humps of 10 cm as a maximum. The dimensions and parameters of the shotcrete surface have been designed with consideration paid to the unevenness, allowable both for the PVC membrane and for the shotcrete as a load bearing structure, with its own limit deviations. The dilatibility of the membrane proper would allow deeper hollows and higher humps than 10 cm. Although, this is not acceptable from the aspect of the lining proper.

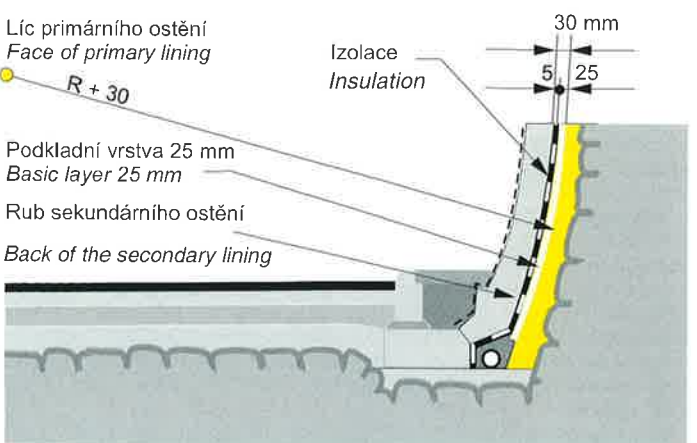
Checking on the actual position of the load bearing primary lining is carried out with reference to the theoretical position of the lining face with addition of the limit deviation.

The bedding layer, including figured dimensions, is to be worked in cross section drawings. The distance of 30 mm between the theoretical extrados of the secondary lining and the primary lining face is generally referred to. Out of that, 25 mm is designed for the bedding layer, and 5 mm for the waterproofing and protective membranes. The customary way of drawing is shown in the Figure No. 4.

By execution of the shotcrete surface in compliance with the above mentioned parameters we will meet the prerequisite, preventing a damage to the PVC membrane when it is statically squeezed or due to shifting of the linings against each other. Obviously, the fact that the bedding layer is applied can not solve other causes of damaging the insulation.



Obr. 3
Úprava povrchu stříkaného betonu v místě kotvy
Adjustment of the shotcrete surface



Obr. 4
Zobrazení podkladní vrstvy v dokumentaci
Image of a bedding layer in drawings

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

Předsednictvo ČTuK

zasedalo dne 26. 3. 1999 v Praze a projednalo následující body programu:

- Informace z činnosti ITA/AITES, zejména z přípravy 25. výročí založení asociace. Bude se konat u příležitosti světového tunelářského kongresu v Oslo. ČTuK se aktivně podílí svými příspěvky na slavnostním programu při projekci diapozitivů z našich vybraných podzemních staveb.
- Zprávu o hospodaření ČTuK, o čerpání rozpočtu v roce 1998 a návrhu rozpočtu na rok 1999. (Zpráva byla přednesena na Valném shromáždění Komitétu a odsouhlasena).
- Změny v členské základně
- Zprávu o postupu přípravy konference Podzemní stavby Praha 2000, o rozeslání „Prvního oznámení“ a o výběru místa konání: byl zvolen hotel Pyramida v Břevnově.
- Zprávu o edičních záměrech časopisu TUNEL, o čerpání rozpočtu za rok 1998 a o zvýšených edičních nákladech při rozšířeném obsahu ve dvou jazycích.
- Zprávu o úspěšném semináři o podzemním zásobníku plynu Příbram (Háje) v rámci rozvoje styků s příbuznými společnostmi.
- Program Valného shromáždění ČTuK, které se konalo v Praze dne 7. května 1999.

Jednání předsednictva řídil prof. Ing. Jiří Barták DrSc.

ČTuK na internetu

najdete na stránce <http://www.ita-aites.cz>. Obsahuje všeobecné informace o Komitétu, o členské základně, o konferenci PSP 2000, text jednotlivých čísel časopisu TUNEL, tituly založené v knihovně ČTuK a různé další údaje.

E-mail sekretariátu ČTuK

má toto označení: matzner@metrostav.cz. Spolu s telefonním a faxovým číslem jsou nová spojení uváděna na kuléru časopisu. Tím jsou opět rozšířeny komunikační možnosti v rámci i mimo rámec ČTuK.

Přípravný výbor konference Podzemní stavby Praha 2000

byl svolán k zahajovacímu zasedání v prosinci 1998 a po druhé v březnu 1999. Byy zahájeny a schváleny zásadní otázky týkající se uspořádání konference, která se bude konat v termínu **9.–11. 10. 2000** v hotelu Pyramida v Břevnově. „Předběžné oznámení“ o konání konference bylo vytištěno v šesti jazykových mutacích a rozesláno v tuzemsku i do zahraničí vč. všech členských národních organizací a členů Executive Council ITA/AITES. Asociace přislíbila záštitu konference, u jejíž příležitosti svolá i zasedání svého výkonného orgánu (EC). Další tiskoviny, tj. „Pozvánka“ a „Program konference“ budou tištěny ve stejných jazykových mutacích. Jednání konference bude simultánně tlumočeno do angličtiny a němčiny, předpokládá se účast 250 osob. Návrh „Pozvánky“ je již připraven a bude rozeslán do poloviny tohoto roku.

Redakční rada časopisu TUNEL

se sešla ke svému pravidelnému zasedání v Brně na pozvání a.s. Aquatis, která rovněž zajistila exkurzi na tunelu Kohoutova. Byla projednána obsahová náplň čísel 2 a 3/99, zajištění inzerce a další organizační, technické a ekonomické otázky spojené s dvojjazýčnou edicí. Odezva v tuzemsku i ze zahraničí na současný obsah a image časopisu je dobrá, je zájem o přetisk článků, zvýšil se publikační zájem autorů i zájem o inzerci.

Ing. Karel Matzner

Presidium of CTuC

had its meeting on March 26, 1999, in Prague and the following agenda items were discussed:

- Information about activities of ITA/AITES, especially about the preparation of the celebration with respect to the 25th anniversary of the association. It will take place on the occasion of the World Tunnelling Congress in Oslo. CTuC takes part with speeches at a festive programme and projecting slides concerning our chosen underground structures.
- Report on economy of CTuC, on drawing financial means according to the budget for the year 1998 and on the budget draft for the year 1999. (The report has been presented at the General Meeting of the Committee and approved.
- Membership changes
- Report on preparations of the conference Underground Construction Prague 2000, on dispatching the "First Announcement" and on the choice of the place where the conference will take place. The hotel Pyramida in Prague-Břevnov was chosen for the said event.
- Report on editorial intentions of the journal TUNEL, on drawing financial means according to the budget for the year 1998, and on increased editorial costs due to the enlarged contents in two languages.
- Report concerning the successful seminar on the underground gas storage - Příbram (Háje) within the development of contacts with companies of analogous interests.
- Agenda of the General Meeting of CTuC which took place in Prague on May 7, 1999.

Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., was the chairman of the presidium session.

CTuK on Internet

you will find on the page <http://www.ita-aites.cz>. It comprises general information on the Committee, on membership, on the conference PSP 2000, articles of individual issues of the journal TUNEL, titles filed in the CTuK library and various other information.

E-mail of the CTuC Secretary

has the following indication: matzner@metrostav.cz. New connections, together with the phone number and facsimile number, are mentioned on the cover of the issue. Communication possibilities are expanded in this way, viz. within and outside CTuC.

The Preparatory Board of the conference Underground Construction Prague 2000

was called to the opening meeting in December 1998 and for the second time in March 1999. There were discussed and approved fundamental problems concerning the organization of the conference which shall take place from October 9 to October 11, 2000, in the hotel Pyramida in Prague-Břevnov. "Preliminary Announcement" was printed in six language versions and dispatched in inland and abroad, including all national member institutions and members of the Executive Council ITA/AITES. The Association promised the sponsorship of the conference, on the occasion of which it will even convene the meeting of its Executive Council (EC). Other printed papers, i.e. "Invitation Card" and "Programme of the Conference" shall be printed in the same language versions. The session of the conference will be simultaneously interpreted in the English language and the German one. It is supposed that 250 persons will be present. The draft of the "Invitation Card" has been already prepared and it shall be dispatched not later than in the middle of this year.

Editorial Board of the journal TUNEL

met at its regular meeting in Brno, invited by Aquatis a.s. which also organized a field trip into the tunnel Kohoutova. At the meeting, there was discussed the contents of issues 2 and 3/99, of advertisement ensuring, and of other matters of organization, technical and economical problems relating to the double language edition. A response in inland and abroad to the present-day content and image of the journal is good, and there appeared interest to reprint articles. The interest of authors to publish has increased, as well as the interest concerning advertisement.

Ing. Karel Matzner

SPRAVODAJSTVO SLOVENSKEHO TUNELÁRSKEHO KOMITÉTU ITA/AITES SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE REPORTS

Odborná verejnost a tunelársky zaangažované podniky v priebehu I. štvrtroka s napätím očakávali rozhodnutie vlády SR o ďalšom pokračovaní výstavby diaľničnej siete. Na základe návrhu spracovaného Slovenskou správou ciest v Bratislave, vláda SR rozhodla o pokračovaní vo variante B. Tento variant je istou redukciou pôvodného tempa, nie je však až tak veľkou redukciou aká sa

The professional public and interested enterprises waited with anticipation within the first quarter of the year for the decision of the government of the Slovak Republic on the continuation of the motorway network construction. On the basis of the design elaborated by the Slovak Administration of Roads in Bratislava, the government of the Slovak Republic decided on the continuation of the variant B.

dala očakávať. R. 1999 budú pokračovať práce na tuneli Branisko a bude pokračovať aj razenie prieskumnej štôlne na nadjhšom tuneli Višňová (7 415 m). Po r. 1999 sa začnú práce na ďalších tuneloch a to Sitina (1 285 m) v Bratislave, Ovcárska (2 185 m) a Horelica (570 m) pri Žiline a mal by sa hŕbiť aj tunel Bôrik (910 m) pri Svite.

Druhý štvrtrok 1999 zostane pre tunelársku pospolitosť v SR pamätihodným milníkom. Raziči na prvom diaľničnom tuneli Branisko si podali ruky na jeho prerážke. Podľa pôvodného časového harmonogramu táto udalosť mala nastať o päť mesiacov neskôr. Slovenská tunelárska premiéra má doteraz nad očakávanie hladký priebeh. Postupne sa pribúdajúcimi metrami vyrazeného tunela sa rozplynuli obavy tak z možných prekvapení horninového prostredia, ako aj z neistoty obsiahnutej v neskúsenosti stavebného odvetvia v tunelárskom sortimente. Horninové prostredie svoj odpor vyčerpalo pri portálových úsekoch tvorených zvodnelými paleogénnymi ílovcovo-pieskovcovými sedimentami vo flyšovom vývoji. Investorské a projektantské kruhy ako aj stavebno-dodávateľské podniky sa tak isto pomerne rýchlo sformovali a preukázali svojou odbornosťou zodpovedajúcu európskemu štandardu

Za šťastnú voľbu s odstupom času možno považovať nielen výber Novej rakúskej tunelárskej metódy, ale aj cestu jej osvojenia transférom know-how z Rakúska ako aj prevzatím niektorých tunelárskych noriem a konečne aj priamou účasťou rakúskych expertov na stavbe. Nová generácia tunelárov v SR sa sformovala hladko, rýchlo a efektívne. K úspechu celkom isto prispeli predchádzajúce skúsenosti stavebno-dodávateľských organizácií na tunelových stavbách v SRN.

Na tuneli Branisko sa dobrými razičskými výkonmi potvrdil ešte ďalší veľmi dôležitý takt. Virtu-trhavinová technológia v dobrých horninových pomeroch sa približuje polovičnému výkonu progresívnejšej technológii razenia tunelovacími strojmi (TBM). K prerážkovému bodu 4 823 m dlhého tunela dospeli razičské osádky za 24 mesiacov od začiatku stavby. Priemerný razičský výkon za celú stavbu je teda 200 m. V dobrých horninových pomeroch sa však výkon stabilizoval nad hranicou 300 m/mes.

Tento fakt vyvracia nutnosť dovozu TBM. Limitom pre pokračovanie výstavby diaľničných tunelov v SR nie je ani razičské tempo, ani razičská kapacita, ale finančné zdroje. Razenie technickou TBM je pritom v tvrdých skalných horninách drahšie ako trhavinové razenie.

Z aktuálnych udalostí a akcií pripadajúcich na II. štvrtrok 1999 sú:

- Valné zhromaždenie STK (11. mája 1999)
- účasť na kongrese ITA/AITES v Oslo (28. mája-3. júna 99)
- výstava Tunely 99 v Žiline (8.-10. júna 99)
- medzinárodná konferencia v Bratislave DIALNICA '99.

Valné zhromaždenia STK v máji 1999 je spojené s voľbou nového predsedníctva a ostatných funkcionárov Komitétu. V členskej základni STK nenastali nijaké zvlášť významné zmeny. Základňa však nevrásla, naopak pre nezáujem a pasivitu boli vyškrtnuté niektoré členské organizácie.

Tunely '99 v Žiline časovo tesne nasledujú za kongresom v Oslo. Na rozdiel od minulého roka je dominantnou zložkou akcia výstava a individuálna prezentácia firiem participujúcich akoukoľvek formou na výstavbe tunelov.

Po účastníckom boome na svetom tunelárskom kongrese ITA/AITES v Sao Paulo sa pripravuje podstatne skromnejšia účasť na kongrese v Oslo. Početnosť účastníkov zo SR bude predstavovať približne 9 osôb.

Jedným z podujatí, na ktorom sa prezentovala rozostavanosť a technické problémy diaľničných stavieb vrátane prezentácie tunelov bola konferencia s medzinárodnou účasťou „DIALNICA '99“ v Bratislave v dňoch 13. 4.-15. 4. 1999. Zároveň s touto konferenciou, ktorej usporiadateľom sú Ministerstvo dopravy, pôšt a telekomunikácií a Slovenská správa ciest sa konala aj výstava s rovnakým odborným zameraním.

Ing. Jozef Frankovský
člen predsedníctva STK

Ing. Josef Frankovský
Member of STC Directorate

This variant represents a certain reduction of the original pace, but it is not such a big reduction as it could be expected. In the year 1999, the works on the tunnel Branisko will continue, as well as the driving of a trial gallery of the longest tunnel Višňová (7415 m). After the year 1999, works on further tunnels shall start, viz. Sitina (1285 m) in Bratislava, Ovcárska (2185 m) and Horelica (570 m) near Žilina. Driving operations of the tunnel Bôrik (910 m) near Svit, should be also started.

The second Thursday 1999 shall stay a memorable landmark for the tunnelling community of the Slovak Republic. Miners of the first motorway tunnel Branisko shook hands at its breakthrough. According to the original time schedule, the said event was to take place five months later. The opening of the Slovak tunnelling industry has till now an unexpectedly smooth and successful course. With increasing the number of driven meters of the tunnel, fears both concerning possible surprises connected with the rock conditions, and resulting from the uncertainty included in less experience in tunnelling works disappeared. Rock conditions exhausted their resistance at portal sections formed by saturated paleogene clay-sand sediments of flysh origin. Investors' circles and designers' ones, as well as building-contractor enterprises were also formed quickly and proved their qualification corresponding with the European standard.

As a lucky choice one may consider not only the choice of the New Austrian Tunnelling Method, but also the way of its acquiring by means of a know-how transfer from Austria, as well as by taking over some tunnelling standards and at last by a direct participation of Austrian experts at the construction. The new generation of tunnellers in the Slovak Republic was formed without problems, quickly and in an effective way. The success was surely affected by previous experience of building contractor enterprises taking part in tunnel constructions in FRG.

Good driving outputs in Branisko tunnel proved another very important fact. The drill and blast technique in good rock conditions provides nearly a half of the output achieved by the more progressive driving technique by means of boring machines (TBM). The breakthrough point of the 4 823 m long tunnel was achieved by driving teams within 24 months from the beginning of the works. So, the average driving advance per month was 200 m. In good rock conditions, however, the advance was stabilized over the limit of 300 metres per month.

This fact disproves the necessity to import TBM. The continuation of the motorway tunnel construction in the Slovak Republic is limited neither by the speed of driving nor by the driving capacity, but by financial means. Driving with hard rock TBM equipment is more expensive than drill-and-blast excavation.

Within the second quarter of the year 1999 there will take place the following topical tunnelling events:

- General Meeting of the STC (May 11, 1999)
- Participation at the ITA/AITES congress in Oslo (May 28 to June 3, 1999)
- Exhibition: Tunnels '99 in Žilina (June 8 to 10, 1999)
- International conference in Bratislava: MOTORWAY '99

At the General Meeting of STC in May 1999, there will be elected a new directorate and some other officers of the Committee. As to members, no extraordinary changes took place, but their number has not been increased. In contrary, due to the lack of interest and passivity, the membership of some member institutions was cancelled.

The exposition Tunnels '99 in Žilina follows just after the Oslo congress. In distinction from the last year, the individual presentation of firms taking part in the tunnel construction in any form is the main reason of the exhibition.

After the participation boom at the world tunnelling congress ITA/AITES in Sao Paulo, a considerably modester participation is prepared for the congress in Oslo. About 9 persons from the Slovak Republic will take part in the said congress.

One meeting, where structures under construction and technical problems of motorway construction, including tunnels, were presented, was the conference with an international attendance "MOTORWAY '99" in Bratislava, within April 13 and April 15, 1999. At the same time with this conference organized by the Ministry of Transport, Post and Telecommunications and the Slovak Administration of Roads, there took place an exhibition of the same professional contents.

KALENDARIUM ITA/AITES CALENDAR ITA/AITES

21.-22. 9. 1999, Ostrava, ČR, Geotechnika 99 – základ moderních technologií výstavby / Geotechnics – the base of the modern technologies of constructions
fax: 420 (0)7 5556 3473

25.-28. 8. 1999, Paris, Palais des Congres, 9th International Congress on Rock Mechanics

8.-10. 9. 1999, London, International Conference and Exhibition Organizers: Institution of Mining and Metallurgy, British Tunnelling Society, Federation of Piling Specialists

fax: +44 (0)171 233 5054

28.-29. 9. 1999, Český Krumlov, ČR, 5. konference o bezvýchopových technologiích / 5th Conference on Trenchless Technology, organized by CSTT

fax: +420 (0)5 4324 4277

11.-14. 10. 1999, Budapest, 17. Internacional NO DIG '99

fax: +4940 3572 3290

20. 10. 1999, Ostrava, ČR, Ústav geoniky AV ČR, seminář: Podzemní skladování vyhořelého paliva / Seminar: Underground storage of the deteriorated fuel.

Příspěvky do sborníku / Papers for proceedings: 15. 7. 1999

e-mail: snuparek@ugn.cas.cz

25.-28. 10. 1999, Paris, International Conference sponsored by ITA/AITES:

Underground Works - Ambitions and Realities

Secretariat - fax: +33 (0)153 420820

23.-26. 11. 1999, Singapore, Hilton International, International Conference

sponsored by Adhering Committee of ITA (India):

Contract management in Construction Industry

13.-18. 5. 2000, Durban, SA, World Tunnelling Congress ITA/AITES: Tunnels

under Pressure

webpage: <http://www.saimm.co.za>

20.-21. 9. 2000, Singapore, International Conference: Ground Improvement techniques

7.-15. 9. 2001, Praha, 19th International Conference and Exhibition NO - DIG

2001

PROVÁDÍ A ZAJIŠŤUJE:

- zpevňující a těsnící injektáže
- návrhy technických řešení a projekty injektážních prací
- technologický dozor při injektážních pracích
- speciální technologie v inženýrském stavitelství
- kotvení, svorníkování, mikropiloty



CarboGrouting

akciová společnost

OBLAST POUŽITÍ:

- povrchové i podzemní stavitelství
- vodohospodářské a energetické stavby
- důlní stavby, hornictví

Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice
Tel.: 069/6258 433, 6258 434
Tel./Fax: 069/612 36 23



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

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

Kontaktní spojení:

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: + (40 2) 96 204 122

E-mail: metroprojekt@metroprojekt.cz



BANSKÉ STAVBY, a.s.

Košovská cesta 16, 971 74 PRIEVIDZA

Tunely

Štôlne

Šachty

Podzemné stavby pre užitok ľudí

Tel.: 00421 862 542 30 81
E-mail: bespa@bb.telecom.sk

Fax: 00421 862 542 44 94
www.banske-stavby.sk

ŽS Brno, a.s. – středisko projekce

Projektová, konzultační a inženýrská činnost

Obory

Pozemní, inženýrské a dopravní stavby, mosty, inženýrské sítě, geodetické práce

Služby

Vypracování koncepcí, záměrů a studií, vyhodnocení variant, dokumentace pro územní a stavební řízení, realizační a dodavatelské dokumentace, geodetické práce za pomoci nejmodernější techniky, autorský a stavební dozor

ŽS Brno, a.s. – středisko projekce

Burešova 17, 660 02 BRNO

tel.: 05/41572435, fax: 05/41572515

SUBTERRA

CIVIC AND ENGINEERING STRUCTURES



- TRANSPORT, INDUSTRIAL, WATER MANAGEMENT AND APARTMENT BUILDINGS
- CONSTRUCTION AND MODERNISATION OF RAILWAY TRACKS
- CONSTRUCTION AND RECONSTRUCTION OF BRIDGES AND TUNNELS
- 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 - The Product certificate:
Shotcrete B 20 V 4, B 25 V8 produced by both dry and a wet methods
Shotcrete B 20 V 12 (fibre shotcrete) produced by a wet method
Steel structures for outfitting the collectors

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



SG Geotechnika



▶ **Stavební geologie - GEOTECHNIKA a.s. je nezávislá konzultační firma, která nabízí operativní řešení všech problémů, vznikajících při interakci staveb s přírodním prostředím**

▶ **Pro podzemní stavitelství může SG – Geotechnika a.s. nabídnout:**

- odborné konzultace v geotechnice
- geotechnická spolupráce při projekci a výstavbě podzemních staveb
- stavebně-geologické průzkumné práce
- geotechnické výpočty a numerické modelování
- project management geotechnických staveb
- posuzování vlivů staveb na životní prostředí
- laboratorní zkoušky v akreditované laboratoři
- terénní zkoušky a monitoring
- geofyzikální průzkum včetně georadaru
- inženýrská seismologie
- odborný geotechnický dozor a kontrolní zkoušky při realizaci staveb
- normotvorná a předpisová činnost

▶ **Komplexní služby nabízí rovněž naše pobočky po celé ČR:**

BRNO, Koliště 13, tel./fax: 05/452 451 81
e-mail: sggbrn@mbox.vol.cz

Č. BUDĚJOVICE, Pekárenská 81, tel./fax: 038/241 77
e-mail: sggcb@mbox.vol.cz

LIBEREC, Tanvaldská 345, tel./fax: 048/516 11 42

OSTRAVA, Klicperova 6, tel./fax: 069/663 40 15
e-mail: sggeo@ova.comp.cz

PARDUBICE, Divadelní 828, tel./fax: 040/621 02 68

PŘÍBRAM, Háje-šachta č. 16, tel./fax: 0306/200 16

STŘÍBRO, Tovární 503, tel./fax: 0183/622 281

ÚSTÍ n.L., Hrbovická 53, tel./fax: 047/560 10 68
e-mail: sggula@mbox.vol.cz

▶ Společnost má certifikovaný systém řízení jakosti podle ČSN EN ISO 9001



▶ **Odborné informace, konzultace:**

Stavební geologie - GEOTECHNIKA a.s.
Geologická 4, 152 00 Praha 5
tel.: 02/581 84 40, 581 84 90
fax: 02/581 79 95, 581 81 95
e-mail: sggprg@mbox.vol.cz
internet: <http://www.sgg.cz>