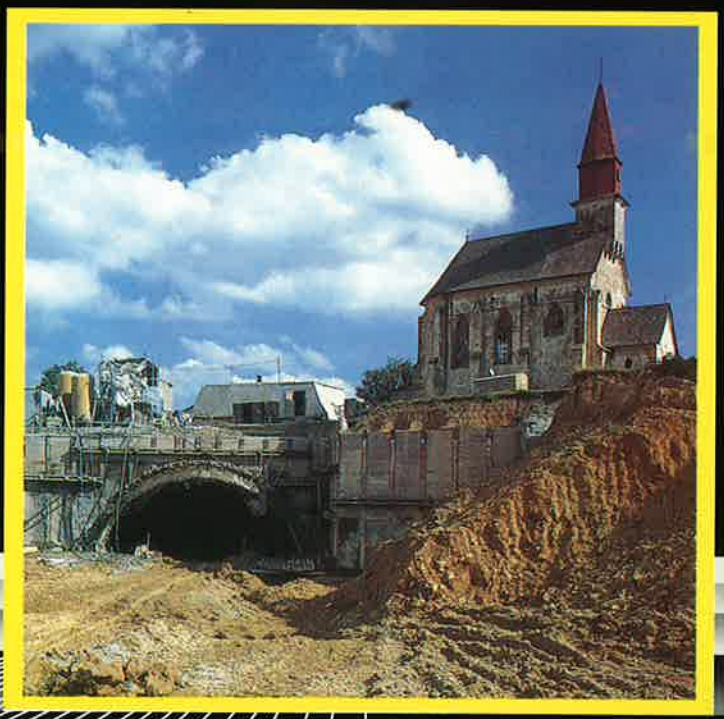
ROČNÍK 27/96 č. 2

Tunel

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



ČLENOVÉ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKÉHO TUNELÁRSKEHO KOMITÉTU ITA/AITES

MEMBER ORGANIZATIONS OF THE CZECH AND SLOVAK TUNNELLING COMMITTEE

AD SERVIS TERRABOR
Bělohorská 157/188
169 00 Praha 6

AMBERG ENGINEERING BRNO
Orlí 27
602 00 Brno

CARBOTECH POLONIA, s. r. o.
28. října 93
702 00 Ostrava 1

DIAMO s. p.
Stráž pod Ralskem
471 27

BRNĚNSKÉ KOMUNIKACE, a. s.
Moravské nám. 19
657 39 Brno

DORG s. r. o., JESENÍK
Tovární 1287
790 18 Jeseník

DŮLNÍ PRŮZKUM A BEZPEČNOST
Paskov
739 21

ELTODO, s. r. o.
Čerčanská 640/30
140 00 Praha 4

GEOTEST
Šmahova 112
659 01 Brno

CHYTIL + RACLAVSKÝ STAVEBNÍ SPOL., s. r. o.
Mládežnická 8
690 02 Břeclav

IKE
Plzeňská 166
150 00 Praha 5

ILF CONSULTING ENGINEERS s.r.o.
Sazečská 8
108 25 Praha 10

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

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

INTERPROJEKT
Biskupský dvůr 7
110 01 Praha 1

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

KLOKNERŮV ÚSTAV ČVUT
Šolínova 7
168 08 Praha 6

METROPROJEKT PRAHA, a. s.
I. P. Pavlova 1786/2
128 09 Praha 2

METROSTAV, a. s.
Dělnická 12
170 04 Praha 7

MIKROTUNELOVÁNÍ, spol. s r. o.
Dykova 3
796 01 Prostějov

PLYNOPROJEKT
Sokolská 44
120 00 Praha 2

PRAGIS - HOLDING, s. r. o.
Na vyhlídce
190 00 Praha 9 - Prosek

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

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

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

SOLETANCHE ZAKLÁDÁNÍ a.s.
Senovážné nám. 23
112 82 Praha 1

STAVEBNÍ FAKULTA VUT
Veveří 95
662 37 Brno

STAVEBNÍ FAKULTA ČVUT
Thákurova 7
166 29 Praha 6

SUBTERRA a. s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4

SUDOP
Olšanská 1a
130 80 Praha 3

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

VODNÍ STAVBY PRAHA, a. s. o. z. 05
Dobronická 635
142 20 Praha 4

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

VOKD, a. s.
Českobratrská 7
701 40 Ostrava 1

VUT, FAKULTA STAVEBNÍ, ÚSTAV GEOTECHNIKY
Veveří 95
662 37 Brno

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

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

ZÁPADOČESKÉ UHELNÉ DOLY ZBŮCH, z. VÝSTAVBA PLZEŇ
Radčická 40
301 17 Plzeň

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

FAKULTA BERG TU KOŠICE
Letná 9
042 00 Košice

BANSKÉ STAVBY, a. s.
Košovská cesta 16
971 74 Prievidza

DOPRASTAV, a. s.
Drieňová 27
826 56 Bratislava

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

GEOLOGICKÝ ÚSTAV DIONÝZA ŠTÚRA
Mlynská dolina 1
817 04 Bratislava

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

HYDROSANING, spol. s r. o.
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 05 Bratislava

INŽINIERSKE STAVBY
Priemyselná 7
042 45 Košice

MAGISTRÁT HL. MESTA SR BRATISLAVY
Primaciálne nám. 1
814 99 Bratislava

PRVÁ SLOVENSKÁ TUNELÁRSKA, a. s.
Račianska 66
832 64 Bratislava

RUDNÝ PROJEKT, a. s.
Festivalové nám. 1
041 95 Košice

SIMAC HOLDING, a. s.
Stromová 9
833 17 Bratislava

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST
Továrenská 7,
813 44 Bratislava

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

SOLHYDRO, spol. s r. o.
Kutlíkova 17
851 01 Bratislava

STAVEBNÁ FAKULTA VŠDS ŽILINA
Moyzesova 20,
010 26 Žilina

STAVEBNÁ FAKULTA STU BRATISLAVA
Radlinského 11
813 68 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.
Hlinská 40
011 18 Žilina

ŽELEZNICE SLOVENSKEJ REPUBLIKY
Klemensova 8,
800 00 Bratislava

ROČNÍK 27/1996, č. 2
MK ČR 7122
ISSN 1211 - 0728

Tunel

Časopis Českého tunelářského komitétu a Slovenského tunelárskeho komitétu ITA/AITES

Založen ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

OBSAH

Úvodník - Ing. Bohumil Kvasnička . . . . . str. 1
Tunely pražské radiály v Brně - Ing. Richard Kovář . . . . . str. 2
Hydraulické aspekty. Křížení trasy IV. C pražského metra s Vltavou - Ing. Zbyněk Knop. . . . . str. 6
Nová rakouská tunelovací metoda existuje - Prof. Ing. Jiří Mencl . . . . . str. 7
Ražený dálniční tunel na trase PRAHA - ROZVADOV - Ing. Jiří Růžička . . . . . str. 8
Nórsko, krajina tisícich tunelov - Ing. Jozef Frankovský . . . . . str. 10
Neviditelné tepny života města. Výstavba kmenových kanalizačních stok v Ostravě - Ing. Igor Fryč, Ing. Vladimír Král . str. 13
Zkušenosti z nasazení nožového štítu na výstavbě kolektoru Cl.A v Praze - Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. . . . . str. 17
Silniční tunel Hřebeč po dvou letech výstavby - Ing. M. Salač . str. 19
Skalní zřícení v Hřebči - Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. . . . . str. 21
Tunel na rychlostní komunikaci R35 - stavba pro životní prostředí - Ing. Roman Smida, Ing. Michal Gramblička . . . . . str. 25
Tunelové stavby na I. tranzitním koridoru českých drah - Ing. Roman Smida, Ing. Michal Gramblička . . . . . str. 27
Základné vzťahy pre výpočet parametrov metód riadeného výlomu - Prof. Ing. Ondrej Dojčár, CSc. . . . . str. 28
Ze světa podzemních staveb . . . . . str. 31
Zpravodajství Českého tunelářského komitétu ITA/AITES . . str. 32
Zpravodajství ITA/AITES . . . . . str. 32

REDAKČNÍ RADA

Předseda: Ing. Petr Vozarik — METROSTAV, a. s.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. — ČVUT Praha
Ing. Mil. Brožek — PRAGIS-HOLDING s.r.o.
Ing. Jozef Frankovský — BANSKÉ STAVBY, a. s., Prievidza
Ing. Igor Fryč, INGSTAV Brno, a.s.
PhDr. Miroslav Kadlec — METROSTAV, a. s.
Ing. Milan Krejcar — VOJENSKÉ STAVBY, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. — PRVÁ TUNELÁRSKA, a. s., Bratislava
Ing. Josef Kutil — INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s. Praha
Ing. Miloslav Novotný — VODNÍ STAVBY Praha, a. s.
Ing. Ladislav Pazdera — METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Polák — METROSTAV, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. — METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík — SUBTERRA a. s.
Ing. Otakar Vrba — SG-GEOTECHNIKA, a. s.

VYDAVATEL:

Český tunelářský komitét a Slovenský tunelársky komitét ITA/AITES
pro vlastní potřebu

Ovocný trh 573, 110 00 Praha 1, ČR
tel. (tuzemsko): 66 79 34 79, tel. (pro zahraničí): 809 453
telex: 12 12 21, fax: 80 82 75; redakce: 66 79 34 61, 80 94 85
Ved. redaktor: PhDr. Miroslav Kadlec
Odborní redaktoři: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Ladislav Pazdera a Ing. Pavel Polák
Grafická úprava: Petr Míšek
Fotografie na obálce: Josef Husák

Sazba, tisk: GRAFTOP

Redakce v případě zájmu poskytne odborný překlad do angličtiny

ISSUE 27/1996, No. 2
MK ČR 7122
ISSN 1211-0728

Tunel

Magazine of the Czech Tunneling Committee and the Slovak Tunnelling Committee ITA/AITES

established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

CONTENTS

Editorial - Ing Bohumil Kvasnička . . . . . page 1
Highway tunels on "Pražská radiála" in Brno - Ing. Richard Kovář . . . . . page 2
Hydraulics aspects of IV.C Metro Line Vltava River Crossing - Ing. Zbyněk Knop . . . . . page 6
New Austrian Tunelling Method exists - Prof. Ing. Jiří Mencl . page 7
Driven motorway tunnel on Prague - Rozvadov Route - Ing. Jiří Růžička . . . . . page 8
Norway, country of thousand tunnels - Ing. Jozef Frankovský page 10
Invisible arteries of town life. Construction of Trunk Sewers in Ostrava - Ing. Igor Fryč, Ing. Vladimír Král . . . . . page 13
Experience with blade shield drive on the Utility Tunnel CI.A in Prague - Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. . . . . page 17
Road Tunnel Hřebeč after two years of construction - Ing. M. Salač . . . . . page 19
Rockfall at Hřebeč - Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. . . . . page 21
Tunnel on R35 Highway - structure for environment - Ing. Roman Smida, Ing. Michal Gramblička . . . . . page 25
Tunnels on Czech Railways I-st Transit Corridor - Ing. Roman Smida, Ing. Michal Gramblička . . . . . page 27
Basic relations for calculation of controled blasting methods parameters - Prof. Ing. Ondrej Dojčár, CSc. . . . . page 28
From the underground construction world . . . . . page 31
Czech Tunneling Committee News . . . . . page 32
ITA/AITES News . . . . . page 32

EDITORIAL BOARD

Ing. Petr Vozarik - METROSTAV, a. s., Chairman,
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. - ČVUT Praha
Ing. Mil. Brožek - PRAGIS - HOLDING s.r.o.
Ing. Jozef Frankovský - BANSKÉ STAVBY, a. s., Prievidza
Ing. Igor Fryč, INGSTAV BRNO, a. s.
PhDr. Miroslav Kadlec - METROSTAV, a. s.
Ing. Milan Krejcar - VOJENSKÉ STAVBY PRAHA, a. s.
Ing. Pavol Kusý, CSc. - PRVÁ TUNELÁRSKA, a. s., Bratislava
Ing. Josef Kutil - INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s., Praha
Ing. Miloslav Novotný - VODNÍ STAVBY Praha, a. s.
Ing. Ladislav Pazdera - METROSTAV, a. s.
Ing. Pavel Polák - METROSTAV, a. s.
Ing. Georgij Romancov, CSc. - METROPROJEKT Praha, a. s.
Ing. Miroslav Uhlík - SUBTERRA a. s.
Ing. Otakar Vrba - SG-GEOTECHNIKA, a. s.

PUBLISHED FOR SERVICE USE BY THE

Czech Tunneling Committee and Slovak Tunnelling Committee
ITA/AITES

Ovocný trh 573, 110 00 Praha 1, CZ
tel. (in-land): 66 79 34 79, (international): 809 453
telex: 12 12 21, fax: 80 82 75, editorial board: 66 79 34 61, 80 94 85
Editor-in-chief: PhDr. Miroslav Kadlec
Graphic Design: Petr Míšek
Technical editors: Ing. Miloslav Novotný, Ing. Ladislav Pazdera, Ing. Pavel Polák
Cover photo: Josef Husák

Printed by: GRAFTOP

The editorial board provides translations into English at request.

Vážení čtenáři, kolegyně a kolegové,

úvodník časopisu TUNEL dává prostor k tomu, aby se postupně představily organizace, které se účastní na rozvoji podzemního stavitelství. Patří k nim i naše akciová společnost Inženýring dopravních staveb.

Například právě v současnosti probíhá zavádění nové rakouské tunelovací metody (NRTM) Metrostavem a. s. na IV. provozním úseku trasy B metra, o němž se v časopise objevují čas od času odborné články. Na tomto úseku tunelu, kde zabezpečují pracovníci naší akciové společnosti technický dozor investora a vzájemnou spolupráci projektanta a dodavatele, se vlastně výhodně soustřeďují a uvádějí do praxe výsledky nově ověřované technologie tunelování v podmínkách Prahy.

S velkými i malými stavbami, na nichž byly uplatněny moderní technologie a které IDS a. s. organizoval, koordinoval a uváděl do provozu, je možno se setkat na mnoha místech našeho hlavního města.

Mezi takové stavby patří především všechny stavby tří tras pražského metra počínaje úsekem I.C (provoz od 05/74) až po V.B (provoz od 11/94) v rozsahu provozovaných 44 km sítě metra se 46 stanicemi, dále pak úsek IV.B metra (Českomoravská - Černý Most) ve výstavbě a připravovaný úsek IV.C metra (Nádraží Holešovice - Ládví).

Za uplynulých více než 30 let souvislého organizačního vývoje naší akciové společnosti jsme zajišťovali přenesené investorské působnosti a zabezpečujeme inženýrské činnosti všeho druhu i u řady dalších inženýrských staveb, městských komunikací, silnic, tramvajových tratí, tunelů, podchodů, štol, šachet, mostů, staveb administrativních, výrobních a skladovacích, sportovních, staveb obchodní vybavenosti a služeb, staveb pro zdravotnictví, ekologii, skládky odpadů, výstavby a přeložek inženýrských sítí, rekonstrukce historických a kulturních památek i u staveb speciálních objektů zvláštního určení - převážně podzemních apod., při jejichž zajišťování jsme využili a uplatňujeme zkušenosti z metra.

Proto bych závěrem rád vyjádřil přesvědčení, že objem a různorodost zajišťovaných staveb i dodržování termínů a kvality dávají jistotu, že akciová společnost Inženýring dopravních staveb je multiprofesním a spolehlivým obchodním partnerem, který dokáže zajistit jakoukoli stavbu od stadia úvah až do závěrečné kolaudace.

Ing. Bohumil Kvasnička
předseda představenstva
a ředitel akciové společnosti
Inženýring dopravních staveb

TUNELY PRAŽSKÉ RADIÁLY V BRNĚ

PODLE PODKLADŮ AMBERG ENGINEERING BRNO A. S.
SESTAVIL ING. RICHARD KOVÁŘ, SUBTERRA A. S.

PRAŽSKÁ RADIÁLA - THE PROJECT OF THE CONNECTION EXHIBITIONS CENTER IN BRNO WITH HIGHWAY D1 IS BUILDING NOW. THE FIRST ROADTUNNEL WITH HIGHWAY CHARACTER IN THE CZECH REPUBLIC ARE ONE FROM THE PARTS ABOVE MENTIONED PROJECT. THE TUNNELS ARE EXCAVATED IN GRANIT BY USING THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD. LENGHT BOTH TUNNEL PARTS IS 300 M AND CUT-COVER PARTS ARE 200 M. SUPPLIER IS SUBTERRA A. S.

CELKOVÉ DOPRAVNÍ ŘEŠENÍ PRAŽSKÉ RADIÁLY V BRNĚ

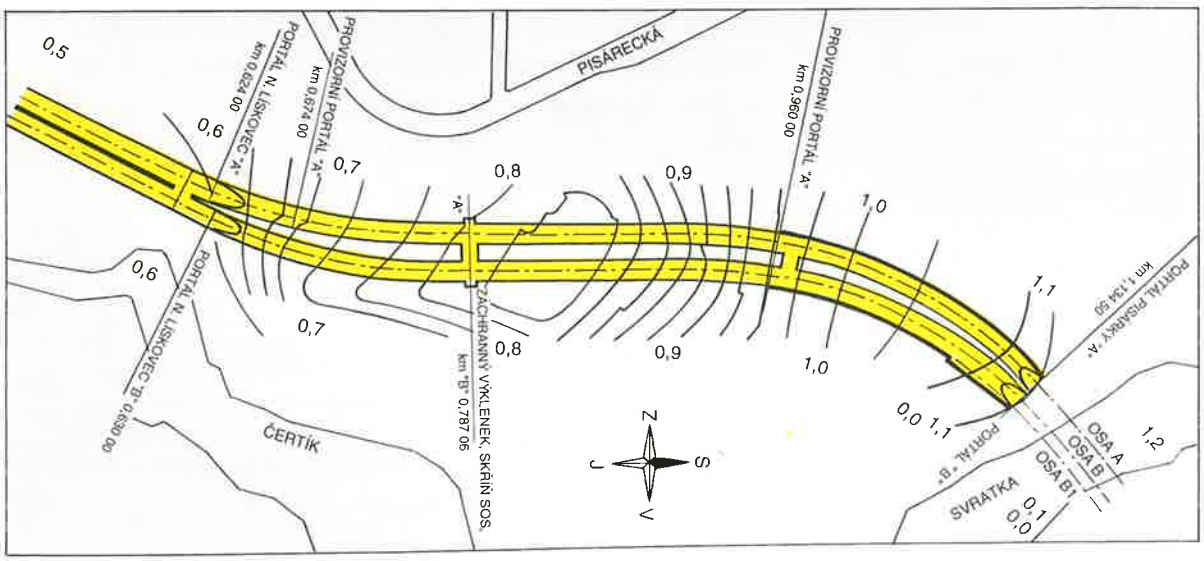
Pražská radiála - silniční komunikace dálničního typu, je situována na jihozápadním okraji Brna. Tvoří dopravní spojnici dálnice D1 ve směru od Prahy a postupně budované okružní komunikace Velkého městského okruhu (VMO). Na ten se napojuje v Pisárkách u výstaviště. Pro rozvoj a další život města Brna a přilehlých obcí má VMO Brno zásadní význam, protože převádí vnější i vnitřní městský automobilový provoz z původně převažujícího směru radiálního na okružní. VMO Brno snižuje dopravní zátěž v centrálních městských částech, urychluje průjezd městem a svými radiálními přípojkami na celostátní silniční a dálniční síť vylučuje dopravní zátěž z okrajových městských čtvrtí. V případě Pražské radiály dojde k odlehčení dopravy z jedné z nejzatíženějších komunikací procházející bytovou zástavbou v Brně-Novém Lískovci a k urychlení spojení do satelitních sídlištních center na jihozápadě Brna.

Technické parametry všech konstrukcí jsou podřízeny potřebám a parametrům městské rychlostní komunikace s vysokou dopravní kapacitou, která je plánována s dostatečným výhledem do budoucna.

Pražská radiála je souborem náročných inženýrských staveb, Dálniční komunikace je zde vedena nejen na mostech a estakádách, ale také v tunelech. I když jako každá stavba přetváří a ovlivňuje své okolí, je zde vzájemný rozpor mezi nezbytností výstavby dálniční komunikace a ochranou životního prostředí v uvedené lokalitě řešen tak, aby byly nepříznivé vlivy na okolí dopravní trasy minimalizovány. Současným evropským trendem je přemisťování komunikací z nepříznivě působících zářezů do tunelů a zakrytých částí komunikací. Zvětšováním rozpětí mostních konstrukcí a náhradou úseků mohutných násypů pomocí mostních estakád je zase zajišťováno zachování původní konfigurace povrchu terénu se zachováním jeho přírodních vlastností. Pražská radiála je příkladem těchto řešení. Zemní těleso násypů v údolí potoka Čertík je nahrazeno mostní estakádou. Řeka Svratka je přemostěna mostní konstrukcí o výrazně větší světlosti, než je třeba z důvodu šířky říčního koryta. Strážný vrch neobchází komunikace okolním lesoparkem, ale v masivu kopce jsou proraženy dva souběžné tunely. Vzniká tak inženýrské dílo s vysokou technickou náročností. Z důvodu obnovení původního lesoparku jsou ještě přibližně 2/5 délky tunelů provedeny hloubením z povrchu. Železobetonová konstrukce tunelových rour zde bude následně zasypána zeminou a osázena lesním porostem. Povrchovým vedením trasy by jistě vzniklo levnější dílo, došlo by však nenávratně k poškození a zániku ekologicky i rekreačně hodnotných lokalit souvislého lesního porostu na pravém úbočí řeky Svratky a v údolí potoka Čertík. Zachováním těchto krajinných přírodních hodnot v okolí Brna však jistě vyváží zvýšenou investiční náročnost díla.

Technické parametry a vlastnosti všech konstrukcí a objektů jsou podřízeny potřebám a parametrům převáděné komunikace. Je to městská

SITUACE TUNELŮ PRAŽSKÉ RADIÁLY V BRNĚ



OBR.1

Obr. 1. Situace tunelů pražské radiály v Brně

rychlostní komunikace kategorie MR 24,5/80 s vysokou dopravní kapacitou plánovanou s dostatečným výhledem i do budoucna. Má směrově oddělené jízdní pásy, vždy se dvěma jízdními a jedním odstavným pruhem. Šířka komunikace v koruně je celkem 24,50 m. Návrhová rychlost je 80 km/hod. Prostorové uspořádání se mění u přípojných ramp napojujících Pražskou radiálu na komunikaci VMO - Bauerova. Na mostních konstrukcích a v tunelech je každý jízdní pás veden samostatně a šířkové parametry jsou tomu úměrně upraveny. Šířkové a konstrukční řešení mostů jsou monolitické z předpjatého betonu, samostatně pro každý jízdní pás. Na mostních komunikacích a před tunelovými portály bude zajištěna téměř dokonalá bezpečnost vozidel proti vyjetí z komunikace a pádu z mostu nejmodernějším konstrukčním systémem - betonovými svodidly typu New Jersey. Ke zcela standardnímu vybavení již patří protihlukové clony a stěny uplatněné jako ochrana přilehlého okolí proti dopravnímu hluku šířícímu se z komunikací vedených v úrovni a nad úrovní povrchu terénu a na mostech.

Komunikaci Pražské radiály lze ze stavebního hlediska podle charakteru rozdělit na několik úseků:

- první úsek ve směru od dálnice D1 do Brna je vedený po zemním tělese až k údolí potoka Čertík;
- druhý úsek se nachází v prostoru Nového Lískovce na jižním úpatí Strážného vrchu a je tvořen mostní estakádou přes údolí potoka Čertík;
- třetí úsek, tvoří dvě přibližně souběžně vedené tunelové roury, převádějící komunikaci na severní úpatí Strážného vrchu, tj. do prostoru přilehlého k Pisárkám;
- následující čtvrtý úsek je mostní konstrukce přes řeku Svratku;
- konečně pátý úsek tvoří rampy a mostní estakády mimoúrovňové křižovatky na VMO Bauerova a most na rampě B1.

Součástí celkového řešení, umocňující jeho účinnost, je komplexní systém řízení dopravy nejen samotného tunelu, ale i všech příjezdových křižovatek. Výhledově se počítá s provázáním na systém řízení dopravy celého Brna.

HLAVNÍ REALIZÁTOŘI STAVBY

Vyšším zhotovitelem stavby se staly Dopravní stavby holding a. s., které získaly zakázku společně se SUBTERRA a. s., jako dodavatelem tunelových částí.

TUNELY PRAŽSKÉ RADIÁLY

Rozvoj silniční a dálniční sítě v České republice vstupuje v letošním roce do zhruba desetiletého období intenzívní výstavby. Úprava sítě je potřebná pro zvýšení její kapacity a zvláště potřebná ke snížení úrovně nehodovosti, která je v současnosti druhá nejvyšší v Evropě. Nové podmínky ve společnosti po roce 1989 přinášejí také do technických a urbanistických řešení silničních a dálničních tras nové požadavky. Jde zejména o nově zřizované části, kde navrhovaná řešení musí respektovat nároky na ochranu životního prostředí a zároveň zajistit všechny podmínky zřizovaných silničních a dálničních komunikací.

Tunely Pražské radiály jsou prvními dálničními tunely budovanými na území České republiky. Jejich výstavbě je proto věnována zvýšená pozornost všech stran. Úspěšné dokončení stavby jistě ovlivní uplatnění tunelových částí při návrzích silničních a dálničních tras v budoucnu.

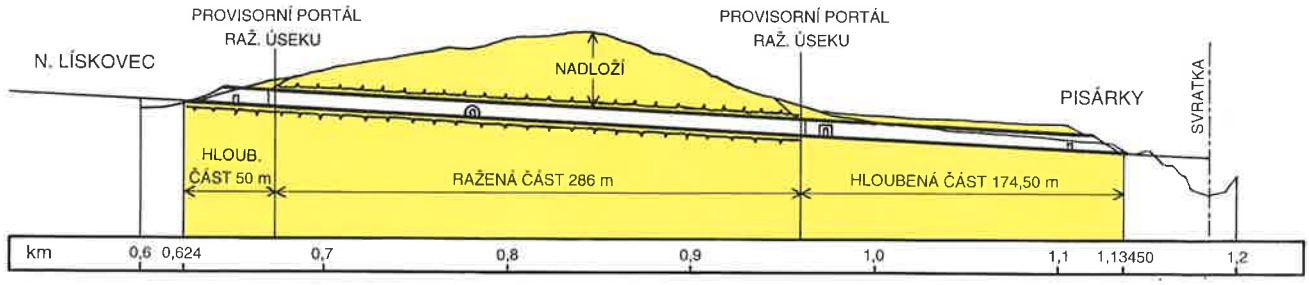
Ražené úseky jsou zřizovány Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM), kterou používá společnost SUBTERRA již od poloviny sedmdesátých let, kdy byla zahájena výstavba kolektorové sítě v Brně. V hloubených úsecích jsou nosné konstrukce tunelových rour zřizovány jako monolitické železobetonové konstrukce.

KONSTRUKCE TUNELOVÉ TRASY

Vedení tunelových tras je dáno nejen vlastní trasou komunikace, ale i dvěma navzájem si odporujícími potřebami. Z důvodu stability vyražených podzemních prostor je v ražených úsecích potřebné oddálení tras tunelových rour a ponechání dostatečného širokého a únosného horninového pilíře mezi tunely. Naopak v hloubených úsecích se přiblížením tunelových rour minimalizuje plocha záborů půdy s vymýcením původního lesního porostu a stejně tak objemy výkopů včetně přemisťování zeminy. Optimální řešení, které se podařilo nalézt, ponechává v hloubených úsecích velmi strmé svahy výkopů, jejichž stabilita je jištěna pomocí „hřebíkování svahů". Bez nadsázky lze konstatovat, že toto zajištění svahů se řadí mezi jedno z největších v České republice. V ražených částech byla opakovanými výpočty optimalizována šířka horninového pilíře na minimum.

Tunelové trasy ve směru od Nového Lískovce k Pisárkám klesají ve spádu 5,3 %. Směrové řešení obou tras sestává ze dvou protisměrných kruhových oblouků s přechodnicemi a mezilehlou přímou částí.

PODÉLNÝ ŘEZ TUNELEM A



OBR.2

Obr. 2. Podélný řez tunelem A

Tab. 1: Hlavní realizátoři stavby

Investiční činnost:	
Objednatel	Magistrát města Brna (od 1. 1. 96 SIU Brno)
Pověřený investor	Brněnské komunikace a. s.
Uživatel a správce	*Magistrát města Brna*
Zhotovitelé stavby	
Vyšší zhotovitel	Dopravní stavby holding a. s., divize Brno
Zhotovitel tunelů	SUBTERRA a. s., divize 04-Tišnov
Technologické vybavení	*Siemens AG, Rakousko*
Projektové práce:	
Generální projektant	PK Ossendorf, Brno
Projektant mostů	DOSING s. r. o., Brno
Projektant tunelů	*Amberg Engineering Brno, a. s.*

GEOLOGIE ÚZEMÍ

Strážný vrch je grandioritový masiv, silně narušený tektonickými trhlinami a navětráváním, v místech poruch dosahujícím velkých hloubek. Orientace trhlin je ve všech třech základních rovinách relativně všesměrně ukloněna k průběhu podzemního díla a trhliny ukazují vysokou hustotu. Pokryv tohoto masivu tvoří vrstvy hlinitopísčitých a sprašových hlín, v úpatí pak i sutě a naplaveniny od vodních toků.

V hloubených úsecích jsou až do úrovně základů nosných konstrukcí odstraněny nadložní vrstvy, především hlín, spraší a sutí. Na pisárecké straně i souvrství štěrkopísků a písků z původního koryta bývalého vodoteče. Základy konstrukcí tunelových rour zde mají poměrně pestré podloží jak z hlediska složení, tak i vlastností.

PROVÁDĚNÍ RAŽENÝCH TUNELOVÝCH ÚSEKŮ

Ražby tunelů jsou prováděny Novou rakouskou tunelovací metodou při rozpojování hornin pomocí trhacích prací. Plná plocha výrubu jednoho tunelu činí 93,30 m^2 respektive 95,77 m^2 (v závislosti na typu nosného ostě-

ní). Šířka výrubu je 13,00 m. Zakružení klenby výrubu je o poloměru 5,50 m.

Technologicky je ražba tunelových rour rozdělena na dvě výškové etáže, kde ražba horních etáží obou tunelů - kalot - byla prováděna souběžně v první etapě. Tunelové kaloty byly raženy plnoplošně na plochu výrubu cca 46,00 m².

Ražené tunelové úseky mají dvouplášťovou konstrukci, kde nosný plášť (spolu s využitím horninové klenby) je tvořen několika vrstvami stříkaného betonu s výztužnými ocelovými betonářskými sítěmi. Beton je nastříkán přímo na horninu. Součástí nosného pláště je i radiální systém horninových tyčových kotev, vlepovaných do předvrtaných otvorů v hornině. V nepříznivých místech je nosný plášť navíc zesílen ocelovými skruženými nosníky. Vnitřní plášť, tj. vnitřní tunelové ostění slouží jako ochranná a pohledová obezdívka, přenášející pouze zatížení od své váhy a případného hydrostatického tlaku vody na svém rubu. Mezi těmito plášti je umístěna hydroizolace z folie z plastické hmoty spolu s drenážním systémem, bránicím průniku vody do tunelu.

Ražby kaloty byly zahájeny ze strany provizorního portálu v Novém Lískovci dne 20. 7. 1995 a ukončena prorážkou na provizorním portálu Pisárky dne 16. 2. 1996. Tedy necelých sedm měsíců od zahájení. V druhé etapě ražby - dobírce počvy - budou pod ochranou zajištěné tunelové klenby kaloty odtěženy dolní etáže. V dalších etapách výstavby bude následovat pokládka hydroizolační vrstvy, drenáží a kanalizačního systému. Následná betonáž vnitřního ochranného betonového pláště dá tunelům konečnou podobu vnitřního prostoru.

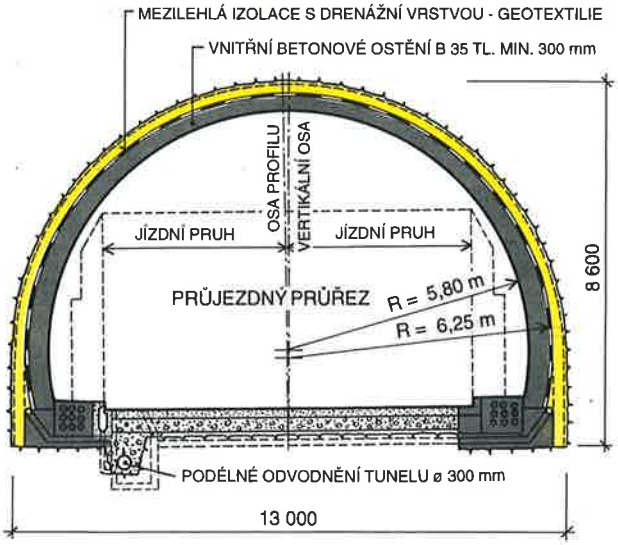
Tab. 2.: Hlavní objemové charakteristiky

položka	jednotka	tunel A	tunel B	celkem
Celková délka tunelu	m	510,50	497,16	1007,66
- z toho ražené části	m	286,00	295,4	581,40
- z toho hloubené části	m	224,50	201,76	426,26
Kubatury ražených částí - výrub	m³	27350,00	27820,00	55170,00
Předpokládaná spotřeba trhavin	t	28,00	30,00	58,00
Plánovaný postup ražby	bm/den			3,40
Skutečná rychlost ražby kaloty	bm/den			3,96
Zahájení 20. 7. 95 - prorážka kalot 16. 2. 1996)				
Plánované objemy - rychlost ražby	m³/den			300,00
Skutečná rychlost ražby kaloty	m³/den			300,93
Objem výkopů v hloubených částech	m³			67854,00
Objem zásypů v hloubených částech	m³			47054,00
Plocha jištěných svahů pro tunelovou část	m³			4411,00
Kubatury stříkaných betonů	m³			5900,00
Kubatury monolitického betonu	m³			15200,00
Betonářská výztuž a konstrukční ocel	t			1600,00
Mezilehlá izolace tunelů	m²			24000,00
Vozovka v tunelech	m²			8566,00

PROVÁDĚNÍ HLOUBENÝCH TUNELOVÝCH ÚSEKŮ

Zde jsou nosné konstrukce tunelových rour založeny na nedilatovaných podélných železobetonových základových pasech, s možností vytvoření vynucených kloubů pod pracovními sparami nosných kleneb. Nosné monolitické železobetonové konstrukce tunelových kleneb v hloubených úsecích jsou zhotovovány postupně v dílčích pasech o délkách 8,00 m, betonovaných do pojízdného bednění. Do stejného bednění o stejných délkách pasů bude prováděna i betonáž vnitřního betonového pláště v ražených úsecích. Na zhotovené nosné klenby bude uložena hydroizolace stejných vlastností jako v ražených úsecích, jež bude chráněna proti poškození ochranou betonovou vrstvou. Teprve potom bude následovat překrytí konstrukcí přesypávkou o celkové tloušťce nad klenbou od 2,00 m do 10,00 m, v závislosti na konfiguraci původního terénu.

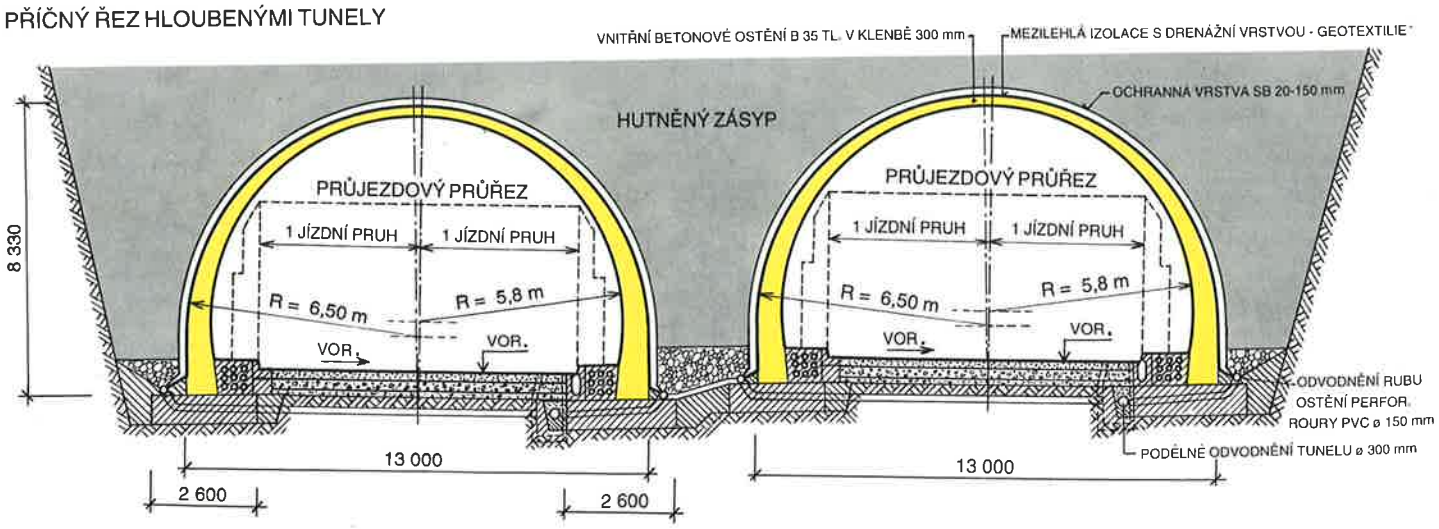
PŘÍČNÝ ŘEZ RAŽENÝM TUNELEM



OBR.3

Obr. 3. Příčný řez raženým tunelem

PŘÍČNÝ ŘEZ HLOUBENÝMI TUNELY



OBR.4

Obr. 4. Příčný řez hloubenými tunely

TECHNOLOGICKÁ VYBAVENOST TUNELŮ

Z uživatelského hlediska je velmi důležitým prvkem technologická vybavenost tunelů, bez níž není možné zajistit vysokou dopravní kapacitu a bezpečnost provozu. Pro řízení dopravy v tunelech a přilehlých úsecích stávajících komunikací s významnými křižovatkami, jako např. křižovatka Hlinky - Bauerova v Pisárkách, je navrženo technologické a bezpečnostní vybavení na nejvyšší evropské úrovni. Řízení dopravy, dopravní značení proměnnými dopravními značkami a sledování bezpečnosti bude zajišťovat a ovládat řídící ústředna s možností ruční i plně automatizované činnosti. V budoucnosti bude systémově sjednoceno propojením s centrálním řízením dopravy celého VMO Brno i ostatních hlavních dopravních komunikací a křižovatek ve městě. Automatické měření výšek zabrání vjezdu automobilů s nadrozměrným nákladem do tunelu a tím vyloučí jeho dopravní zablokování a případné poškození. Kvalitní větrání každého tunelu bude zajišťovat pět dvojic výkonných tunelových ventilátorů, rovnoměrně rozmístěných po jeho délce, automaticky řízených čidly snímajícími koncentrace exhalací a viditelnost v tunelech. Osvětlení v tunelech, jejich předportálí a na mostech je navrženo tak, aby splňovalo náročné provozní a ergonomické požadavky. Pro případ energetického výpadku bude tunel vybaven nouzovým osvětlením bočních obslužných chodníčků umožňujícím orientaci a bezpečný pohyb osob v případě jakékoliv havárie. Jako u všech tunelů, jsou i zde záchranné výklenky s kabinou se standardním předepsaným vybavením - hasící přístroj, lékárnička, telefon pro přivolání lékařské pomoci, policie a hasičů. Bude zde i telefon pro dorozumívání obslužného personálu s řídící centrálou a montážní zásuvky pro údržbu tunelů. Kromě záchranných výklenků budou tunely navzájem propojeny dvěma tunelovými spojkami, které umožňují rychlý únik osob z jednoho tunelu do druhého v případě nouze nebo havárie. Je samozřejmostí, že bezpečnost automobilového provozu v tunelech bude průběžně sledována z řídící centrály kamerami uzavřeného televizního okruhu a čidly hlásičů požáru. Do standardního vybavení patří i anténní vedení pro zajištění příjmu radiového signálu v tunelu.

Obr. 5. Pohled na provizorní portál raženého tunelu Nový Lískovec

Obr. 6. Pohled z tunelu prováděného v otevřeném výkopu

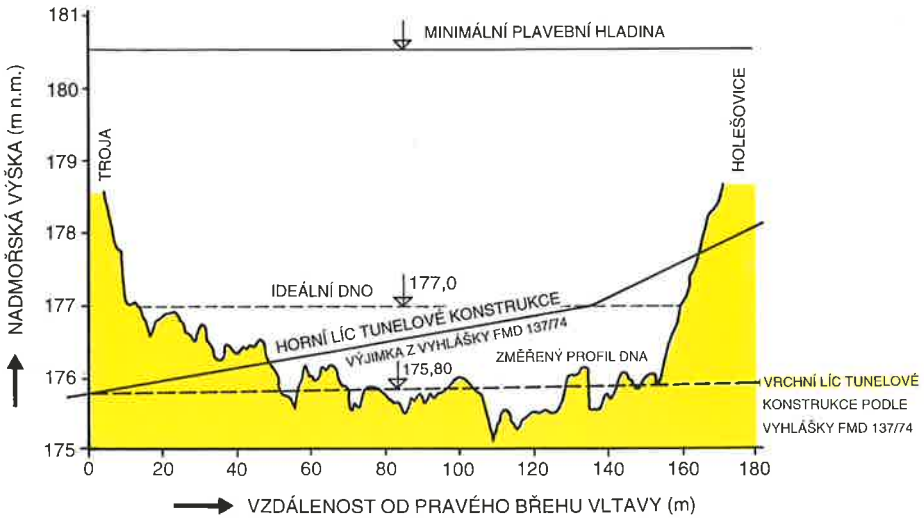
Obr. 7. Pohled na tunely prováděné v otevřeném výkopu

HYDRAULICKÉ ASPEKTY KŘÍŽENÍ TRASY IV. C PRAŽSKÉHO METRA S VLTAVOU

ING. ZBYNĚK KNOP
INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB A. S.

THE ARTICLE DESCRIBES HYDRAULIC ASPECTS OF PRAGUE'S TUBE TUNNEL STRUCTURE UNDER THE VLTAVA RIVER. THE TUNNEL IS PARTLY CONFINED IN THE STREAM BED AND PARTLY IN THE WATER. HYDRAULIC INFLUENCE WAS CHECKED USING A MATEMATICAL MODEL, WHICH CONCLUDED THAT THIS TUNNEL LOCATION WAS SUITABLE.

PŘÍČNÝ ŘEZ ŘÍČNÍM PROFILEM V MÍSTĚ VEDENÍ TUNELU METRA



ÚVOD

Připravovaná stavba IV. provozního úseku trasy C (IV. C) pražského metra navazuje na již provozovaný úsek trasy C ve stanici Nádraží Holešovice. Z této stanice na holešovickém břehu Vltavy je vedena pod řekou na trojský břeh do stanice Troja a dále pokračuje na Severní město do Kobylis.

Stanice Nádraží Holešovice (provoz r. 1984) byla navržena jako mělce hloubená. Její hloubka byla omezena více hledisky, mimo jiné i nutností přejít nad kanalizační stokou ∅ 210 cm. Pokud by měla být stanice pod stokou, byla by z důvodů hydrogeologických, geologických i ochranného systému metra v hloubce cca 35 m. To by mělo negativní vliv na výškové řešení navazující trasy IV. C, která překonává 100 m výškový rozdíl mezi Trojou a Kobylisy.

Výšková poloha stanice Nádraží Holešovice je taková, že sice umožňuje navazující trase překonat Vltavu tunelem i mostem, ale v obou případech trasérsky velmi obtížně. Obě možnosti byly prověřovány a z širších hledisek posuzovány v řadě variant, z nichž byla nakonec vybrána varianta tunelová.

ŘEŠENÍ TUNELOVÉHO ÚSEKU POD VLTAVOU

Příprava trasy IV. C je v současné době ve stadiu územního řízení, pro které byla zpracována příslušná dokumentace včetně úseku pod Vltavou, řešeného Metroprojektem.

Tunelový úsek spojující provozovanou stanici Nádraží Holešovice a navrhovanou stanici Troja je cca 300 m dlouhý, z toho je cca 200 m mělce pod řekou.

Tunely mají rámovou železobetonovou monolitickou konstrukci s vnější ocelovou izolací s ochrannou vrstvou betonu a na ní krytí ocelovým pancířem proti kotvení lodí. V návaznosti na stanici Nádraží Holešovice jsou tunely na holešovickém břehu dva jednokolejné, které se pod řekou sbíhají do jednoho dvoukolejného se střední stěnou. Dvoukolejný tunel pak navazuje na stanici Troja, navrženou s bočními nástupišti. Z geologického hlediska je spodní část tunelů zapuštěna do skalního podkladu (vrstvy ordovické), horní je v silně zvodnělých sedimentech.

Tunely by měly být prováděny postupně od trojské strany v jímkách ve 4 etapách. Na trojském břehu budou jámu pažit kotvené podzemní stěny, v řečišti budou 3 jímky z dvojitých nasazených štětových stěn. Umístění jímek v řece by mělo respektovat potřeby plavby, která je v této lokalitě omezena blízkostí pilířů provizorního tramvajového mostu a ústím plavebního kanálu.

KOLIZE TUNELŮ S ŘEČIŠTĚM VLTAVY

Výšková poloha tunelů pod Vltavou je pevně dána niveletou kolejí ve stanici Nádraží Holešovice. Ačkoliv lom nivelety byl nasazen v nejbližším možném bodě, byl užit maximální přípustný sklon (39,5 promile) a minimální poloměr zakružovacího oblouku (1000 m), nebylo možné se vzhledem k blízkosti břehu vyhnout kolizi s řečištěm.

Podle vyhlášky FMD č. 137/74 Sb. o vnitrostátní plavbě musí být vrchní líc tunelové konstrukce min. 120 cm pod kótou ideálního dna toku. Tato kóta byla Povodím Vltavy stanovena 177,00 m n. m.

Navržené tunely nejenže nesplňovaly požadavek na hloubku pod ideálním dnem, ale částečně nad tuto úroveň vystupují. Horní líc konstrukce vystupuje u holešovického břehu 73 cm nad ideální dno, pak klesá a po 25 m je na kótě ideálního dna. Požadované krytí 120 cm není dodrženo ani v dalším úseku.

Vzhledem k tomu, že se nepodařilo nalézt uspokojivé technické řešení jak požadavek vyhlášky splnit, bylo jednáno se Státní plavební správou a Povodím Vltavy a. s. o udělení výjimky a současně o maximálním možném respektování potřeb plavby a zajištění uspokojivých hydraulických poměrů v řece. Z toho vznikl požadavek na provedení potřebných průzkumů a hydraulických posouzení.

HYDRAULICKÉ POSOUZENÍ

Povodí Vltavy nemohlo dát souhlas s připravovaným tunelovým podejitím Vltavy, aniž by byly provedeny potřebné průzkumy, posuzující vliv ponořeného tubusu na hydraulické poměry v řece. Bylo dohodnuto, že nejvhodnější bude provést modelový výzkum metodou matematického modelování. Dále bylo dohodnuto, že výzkum proběhne ve 2. etapách. V 1. etapě měl být posouzen definitivní (konečný) stav křížení tubusu metra s řekou, ve 2. etapě vlivy jednotlivých etap výstavby při postupném jímkování. Jako podklad pro žádost o udělení výjimky bylo nutno provést a vyhodnotit 1. etapu. Hydraulické posouzení v 1. etapě bylo provedeno v závěru roku 1994 a bude v dalším popsáno. Posuzování ve 2. etapě se předpokládá v období na začátku zpracování projektu pro stavební povolení.

1. etapa výzkumu byla zadána firmě Hydroinform a. s. o., Praha, doporučené Povodím Vltavy, které s Hydroinformem spolupracuje na tvorbě matematických modelů Vltavy v Praze. I na tomto výzkumu se Povodí Vltavy a. s. - závod Dolní Vltava spolupodílel.

Výzkum byl proveden metodou matematického modelování v úseku řeky 1600 m dlouhém, probíhajícím od jezu Troja po vjezd do holešovického přístavu. Modelování provedl Hydroinform dvourozměrným matematickým modelem FLUVIUS. Výsledkem simulací bylo detailní pole hladin, měrných průtoků, rychlostí proudění a hloubek v celé zájmové oblasti.

Při výzkumu byly modelovány 2 varianty konfigurace terénu:
- současný tvar
- tvar se zahrnutím budoucího tubusu metra

Pro každou variantu konfigurace terénu byly posuzovány 4 hodnoty průtokových poměrů, stanovených Povodím Vltavy:

– minimální plavební průtok Prahou	Q	= 40 m³/s
– maximální plavební průtok Prahou	Q	= 600 m³/s
– dvouletá povodeň	Q_2	= 1135 m³/s
– stoletá povodeň	Q_{100}	= 4134 m³/s

Před prováděním simulací bylo potřeba shromáždit a digitalizovat potřebné podklady. Byla zjištěna topologie území v šíři rozlivu stoleté povodně, bylo nově zaměřeno koryto Vltavy, zapracován návrh tubusu metra a zjištěny odporové součinitele.

Výsledky simulací byly prezentovány graficky v podrobné technické zprávě. Pro každou variantu konfigrace terénu (bez metra, s metrem) a pro každý z průtokových poměrů byly výsledky znázorněny na situačním výkresu a stupnice získaných hodnot byla rozlišena barevně. Mimo to byly graficky znázorněny pohledy na zájmové území, polohy dna, drsnostní pole a detailní výřezy některých výsledků.

Závěrem výsledků modelování bylo zjištění, že vliv stavby při korytových průtocích (do Q_2) není významný. Při maximálním průtoku Q_{100} je vliv stavby zřetelný, ale vlivem mohutné inundace se hodnoty rychlostí liší jen nepatrně od hodnot při Q_2, přičemž hloubky se zvýší přibližně dvojnásobně. Součástí hodnocení modelového výzkumu jsou i konstrukční doporučení pro tunel metra, týkající se zakotvení do podloží, pancéřování a záhozu. Závěrem se konstatuje, že uložení příčné stavby do dna není nejvhodnějším řešením, ale že ji lze podmínečně doporučit při akceptování veškerých doporučení a otázky řešené schematicky budou při realizaci projektové dokumentace pečlivě rozpracovány.

Celý elaborát, zpracovaný Hydroinformem za spolupráce Povodí Vltavy, byl kladně posouzen Výzkumným ústavem vodohospodářským TGM v Praze.

Modelový výzkum přinesl řadu detailních poznatků, které umožnily posouzení vlivu stavby. Tyto poznatky nebylo možné jinak získat.

ZÁVĚR

Na základě provedeného hydraulického posouzení byl Povodím Vltavy i Státní plavební správou shledán navrhovaný záměr křížení metra s řekou jako možný a to při dodržení řady podmínek, jako úhrada nepravidelných prohrábek dna při zanášení, zpracování 2. etapy výzkumu a respektování konstrukčních opatření týkajících se pancéřování a záhozu.

Státní plavební správa pak udělila i výjimku z vyhlášky 137/74 Sb.

Závěrem je třeba konstatovat, že cílem tohoto příspěvku bylo především informovat o problematice přípravy stavby metra pod řekou, kde nelze splnit některá z důležitých ustanovení předpisů a stručně popsat z toho plynoucí hydraulické posuzování. Podrobné informace lze čerpat z materiálu Hydroinformu „Základní hydraulické posouzení křížení trasy C metra s Vltavou v ř. km 46,3 - Podrobná technická zpráva" (listopad 1994).

NOVÁ RAKOUSKÁ TUNELOVACÍ METODA EXISTUJE

AUTOR: PROF. ING. JIŘÍ MENCL

THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD EXIST.

Předpokládám, že slovenský překlad stati K. Kováriho (TUNEL 1995, č. 3) zmátl některé čtenáře již tím, že spadl z jasného nebe, aniž bylo uvedeno, kde se vzal jeho originál. Smyslem textu je tvrzení, že NRTM neexistuje, protože v roce 1980 byla nesprávně definována. I to asi zmátlo naše čtenáře, kteří, jak si myslím, o existenci spisu o NRTM z roku 1980 ani nevěděli. Námitky, které proti tam uvedené definici vznáší K. Kovári, považuji za správné, protože definiční znaky vyjadřují spíše jen všeobecné snažení tunelářů po nejlepším využití horského masivu než zvláštní charakteristiky NRTM. Vzniká ale filozofická otázka: závisí existence slona na tom, byl-li správně definován? Dokážeme-li, že definice slona neexistuje, zmizí sloni z povrchu zemského? Laskavostí přátel a s pomocí správců kultury mohl jsem nyní spatřit dlouhé tunely, které jsou rozestavěny v Rakousku. Stavby jsou profesionálně perfektní, jsou zřejmě prováděny podle společných zásad a zeptáte-li se inženýra nebo minéra v tunelu, řeknou vám na rovinu: to je NRTM. Tvrdím tedy jasně: NRTM existuje!

Pokud jde o vznik NRTM, odkazuji čtenáře na mou starší studii (1). Z ní plyne, že NRTM se postupně vyvinula na základu patentu L. Rabcewicza z roku 1948. Ten se týkal dvojitého ostění s definovanými funkcemi obou částí. Až potom se k primární vrstvě ostění přidružil stříkaný beton (patent A. Brunnera z r. 1951) a kotvy (z USA, v Rakousku od 1951). Soubor těchto a dalších zde nevyjmenovaných postupů byl na Salzburgském kolokviu r. 1962 shrnut pod novým názvem „Nová rakouská tunelovací metoda". Pokud uznáme, že definice smí být provedena i popisem, byla tedy NRTM tehdy nazvána i definována. Do slovenské státní normy pro projektování tunelů (do které je nutno urychleně doplnit projektování podle NRTM) jsem navrhl definici, která vychází z předešlého a zní takto:

„Nová rakouská tunelovací metoda - metoda tunelování s těmito znaky:

a) Výrub se razí optimální rychlostí a vystrojuje se primárním ostěním ze stříkaného betonu v optimální vzdálenosti od čelby. Tyto optimální podmínky se určují tak, aby se co nejlépe využilo spolupůsobení horninového prostředí s ostěním.

b) Konstrukci podzemního objektu tedy tvoří jeho horninové prostředí, primární ostění a sekundární betonové ostění.

c) Sekundární ostění se osadí po ustálení horninového tlaku na primární ostění nebo aspoň v posledních fázích jeho ustalování."

Omlouvám se čtenáři za zdlouhavou polemiku, která se spíše hodí na akademickou půdu, než mezi opravdové tuneláře. Avšak ve výše uvedené definici se objevuje i problém, který je důležitý z hlediska vědy i praxe. Jde o to, zda existují a mohou být vytvořeny „optimální podmínky", při nichž bude ostění nejméně zatíženo a nosná funkce horninového masivu tedy nejlépe využita. Jinak řečeno, jde o to, zda má Pacherova funkce „zatížení výstroje - konvergence výrubu" při určitých deformacích výrubu jasné minimum anebo zdali je funkcí stále klesající. Prvý z uvedených názorů mají (včetně pisatele) vyznavači NRTM, opačný názor hlásá K. Kovári. Ten dokonce tvrdí, že neexistují žádné teoretické ani empirické podklady, potvrzující platnost charakteristické křivky horniny podle Pachera. S tím nesouhlasím. Předpokládám ovšem, že mluvíme o Pacherově křivce z konce století, tj. o charakteristice obecného dvourozměrného výrubu a ne o primitivním centrálně symetrickém modelu, s kterým musel pracovat kdysi před vynalezením moderních počítačů autor Pacherovy křivky. K experimentálnímu potvrzení Pacherovy křivky jsem se již podrobně vyjádřil zvláštním článkem (2) a zde se tedy jen odvolávám na tam popsaný pokus v modelovacím rámu, který provedl K. Terzaghi ve Vídni a publikoval v Cambridge r. 1936 (a tedy dávno před vynálezem křivky, o níž zde vedeme spor). Terzaghim zaměřená křivka jasně ukazuje pokles pravého horninového tlaku a vzestup tlaku z nakypření v písku nad deformující se konstrukcí s výrazným minimem, při němž se optimálně využije klenbový efekt nad otvorem.

Uzavírám tedy názorem, že nedefinovaný slon i nedokonale definovaná NRTM naštěstí reálně existují.

Literatura

1. J. Mencl, Vývoj novej rakúskej tunelovacej metódy, Inženýrské stavby-Mechanizace, 1987, č. 10.
2. J. Mencl, Fenner-Pacherova křivka, Tunel 1993, č. 2.

RAŽENÝ DÁLNIČNÍ TUNEL NA TRASE PRAHA - ROZVADOV

ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, METROPROJEKT PRAHA, A. S.

FOR MANY YEARS DISCUSSED ROUTE PROBLEM OF D5 HIGHWAY PASSING AROUND THE TOWN PLZEŇ PERHAPS HAVE BEEN SOLVED. MAY BE THAT THE IDEA TO COMPENSATE THE PRIMARY SOLUTION - ROAD CUTTING - BY MEANS OF A DRIVING TUNNEL PASSING THROUGH HILLS VAL AND VALÍK LED TO THE FINAL COMPROMISE. PRINCIPLES OF TECHNICAL SOLUTION INCL. CONSTRUCTION PERFORMANCE ARE SHOWN IN THIS REPORT.

ÚVOD

Na jižním obchvatu města Plzně prochází trasa dálnice D 5 oblastí vrchů Val a Valík severně od obce Štěnovice. Při zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí byla původně v tomto prostoru trasa dálnice uvažována v zářezu hlubokém až 26 m. Na základě stanoviska Ministerstva životního prostředí ČR k řešení trasy dálnice D 5 stavby 0510 Ejpovice - Sulkov v oblasti vrchů Val a Valík bylo zpracováno řešení tohoto úseku dálnice s raženým tunelem tak, aby výstavba dálnice D 5 v minimální míře zasáhla do lesního komplexu vrchů Val a Valik.

Tunel je navržen v nejhlubší části původně navrhovaného zářezu v délce 250,00 m a to od km 77,470 do km 77,720. Dálnice je v tomto místě vedena ve směrovém oblouku o poloměru 3250 m a má podélný sklon 4 % se stoupáním směrem na Prahu.

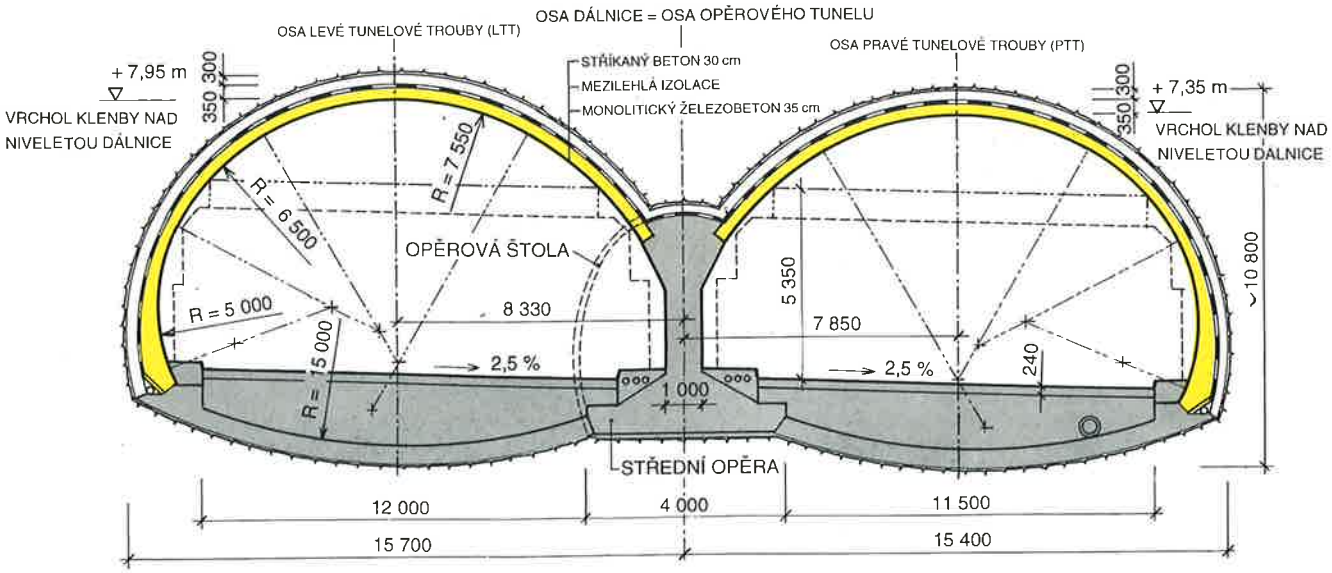
GEOLOGICKÉ POMĚRY

Trasa tunelu prochází algonkickými břidlicemi, jejichž geomechanické vlastnosti se výrazně mění vlivem zvětrávacích procesů s hloubkou. Zhruba do 4 m jsou prakticky zcela rozložené, vlivy větrání se projevují až do hloubky kolem 20 m. Z toho plyne, že větší část tunelu bude ražena v nepříliš pevných horninách. Jelikož původní geologický průzkum byl prováděn pro zářez a nikoli pro tunel, je třeba jej doplnit tak, aby poskytl zatím chybějící údaje, potřebné k vypracování statického výpočtu a detailnímu návrhu technologie výstavby. Jelikož v první fázi realizace bude prováděna ražba opěrové štoly, lze jí k upřesňování těchto údajů s výhodou využít.

PŘÍČNÝ ŘEZ

Ražený tunel je v příčném řezu navržen jako dvoulodní klenbová konstrukce se střední opěrou. Toto řešení v komplexním pojetí výrazně ekonomizuje celý přilehlý úsek trasy dálnice, neboť podstatně snižuje objem výkopu před oběma portály, při stejných nákladech na vlastní tunel (v porovnání s řešením pomocí dvou samostatných tunelových trub s horninovým celíkem mezi nimi). Současně je toto řešení výrazně šetrnější k životnímu prostředí (užší zářez a tudíž menší rozsah nenávratného záboru půdy) a také přispívá ke zvýšení bezpečnosti provozu (jednodušší možnost propojení obou tunelových trub a tím zlepšení možností úniku ohrožených osob).

PŘÍČNÝ ŘEZ RAŽENÝM TUNELEM SE SPODNÍ KLENBOU



OBR.1

Všechny konstrukce jsou z betonu, a to stříkaného, monolitického železobetonu a prostého betonu. Ze stříkaného betonu v kombinaci s prostorovými příhradovými prvky, výztužnými sítěmi a zemními resp. horninovými svorníky je navrženo veškeré provizorní zajištění výrubů. Definitivní nosné ostění včetně střední opěry je z monolitického železobetonu, nenosné prvky (např. výplňový beton dna) z monolitického betonu prostého.

PORTÁLY

Oba portály slouží jednak k zabezpečení ústí tunelu proti eventuálním sesuvům v jejich blízkosti, proti pádu předmětů na vozovku, k zesílení atypicky namáhavé příportálové části konstrukce obou tunelových trub a také (jakožto jediná viditelná část vlastního tunelu) k architektonickému začlenění tunelu do okolní přírody.

Konstrukčně jsou řešeny jako monolitické betonové a jsou spojeny se zajištěním svahů jak přímo nad portály, tak i po jejich bocích. Toto zajištění je navrženo kombinací vhodného sklonu s přihlédnutím k jeho geologické stavbě a hydrologii ochranných nástřiků, hřebíkování, v náročnějších případech též kotvením zemními a horninovými kotvami a zárubními zdmi.

TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

S ohledem na rozsah prací, zejména délku tunelu a na tvar a uspořádání příčného řezu, jakož i na geologické podmínky a hloubku nadloží se bude tunel razit některou ze sekvenčních tunelovacích metod (po dílčích krocích), nejpravděpodobněji podle principu Nové rakouské tunelovací metody.

Zahájení razicích prací se předpokládá z úrovně pláně vozovky před rozvadovským portálem, proto nejprve musí být alespoň částečně vyhlouben zářez a provedeno provizorní zajištění svahů nad a v bocích budoucího portálu tunelu. Ražení bude probíhat dovrchním způsobem, jednostranně.

V první fázi bude vyražena opěrová štola, která současně poskytne úplný a kvalitativně i kvantitativně jednoznačný obraz o inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech. Její primární ostění bude provedeno ze stříkaného betonu v kombinaci s příhradovými výztužnými oblouky a ocelovými sítěmi. Únosnost primárního ostění bude regulována především počtem, délkou a rozmístěním svorníků, stanovovaným průběžně na základě vyhodnocování výsledků observačního měření. Tyto výsledky také poskytnou upřesňující podklady pro návrh dimenzí opěry a primárního i sekundárního ostění vlastního tunelu i detailního postupu pobírání (zatřídění horninového masivu do technologických tříd).

Následně bude v celé délce štoly vybudována definitivní opěra tak, aby se do ní mohlo opírat primární ostění obou tunelových trub. Po vyražení těchto trub bude následovat provedení definitivního ostění do posuvného bednění, položení vozovky, definitivní dostavba portálů, zajištění svahů a ostatních dokončovacích prací.

VLIV NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ A JEHO OCHRANA

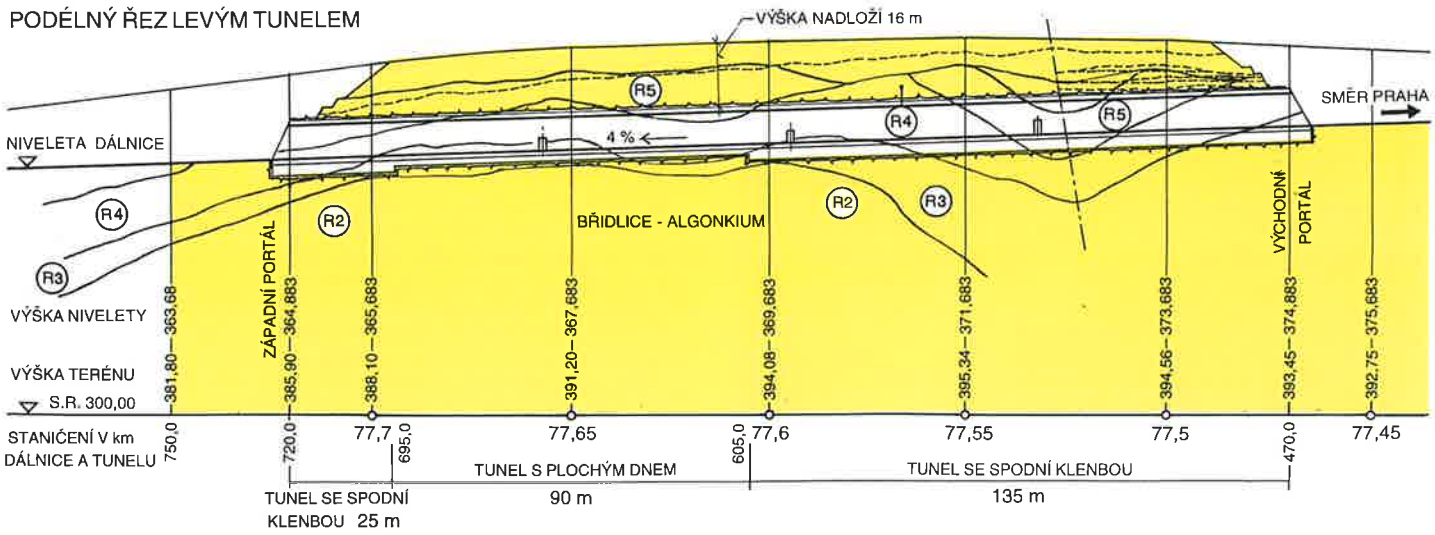
Po dobu výstavby

Minimalizace negativního dopadu stavby na životní prostředí je zajištěna především navrženým dispozičním a konstrukčním řešením a z toho vyplývající minimalizací objemu zemních prací, dále technologií provádění a celkovou organizací výstavby. Navržené řešení umožňuje využít mechanismů, poháněných převážně elektricky nebo elektropneumaticky, čímž se zmenšuje množství produkovaných škodlivých plynů. Stavební mechanismy, pracující v tunelu a poháněné spalovacími motory jsou již z tohoto titulu vybaveny dostatečně účinnými filtry, takže ani ty životní prostředí nezatěžují. V případě použití trhacích prací pro rozpojování pevných hornin bude ventilační systém, instalovaný v tunelu po dobu výstavby, vybaven rovněž účinným odlučovačem prachových škodlivin i filtrem a případně i katalyzátorem minimalizujícím účinek zplodin hoření na hodnoty, pro životní prostředí nezávadné. Minimalizaci dalších možných negativních účinků výstavby (hluk, mechanické poškozování a znečišťování cest, porostů apod.) je třeba zajistit v rámci projektu organizace výstavby a důslednou kontrolou v jejím průběhu jak ze strany investora, tak i nezávislých aktivit.

Za provozu

Oproti původnímu řešení (trasa dálnice v otevřeném zářezu) je narušena daleko menší část povrchu terénu. Realizovaný tunel již svoji existencí zaručuje v oblasti, kde je umístěn, zvýšenou ochranu životního prostředí tím, že možné zdroje nebezpečí ukrývá do podzemí. Skutečnost, že není vybaven nucenou ventilací, odstraňuje potenciální možnost zvýšené koncentrace škodlivin v místě výdechu ventilace, resp. nutnost budování nákladných rozptylových staveb a filtračních zařízení. Jelikož tunel nepředstavuje na trase dálnice žádné „úzké místo", brzdící provoz, nehrozí ani nebezpečí zvětšené produkce výfukových zplodin. Z hlediska ochrany životního prostředí je tedy jeho existence významným přínosem.

Po silničním tunelu u obce Hřebeč a dálničních tunelech na „Pražské radiále" v Brně je to v relativně krátkém čase již třetí stavba tohoto druhu, která se bude v České republice realizovat. Po zkušenostech, které projektanti, investoři i dodavatelé získali na předchozích dvou není pochyb o tom, že jeho realizace proběhne bez komplikací a bude dalším významným přínosem k naplnění programu výstavby ekologických dopravních staveb u nás.



R2 ÷ R5 — ZATŘÍDĚNÍ HORNIN DLE ČSN 73 10 01 (TAB6) PŘEDPOKLÁDANÉ INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝM PRŮZKUMEM

OBR.2

NÓRSKO, KRAJINA TISÍCICH TUNELOV

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

ANNUALY 4 - 5 MILLION CUBIC METERS OF SOLID ROCK IS EXCAVATED FOR TUNNELS AND UNDERGROUND CAVERNS IN NORWAY. WITH THE POPULATION OF ONLY 4 MIO, THIS GIVES THE NORWEGIANS AN OUTSTANDING RECORD IN TUNNEL EXCAVATION PER HABITANT. ARTICLE DESCRIBES STATE - OF THE NORWEGIAN TUNNELLING ON THE END OF 20-TH CENTURY.

Údaje o rozsahu tunelových stavieb v Nórsku sú prekvapujúce aj pre tú časť odbornej verejnosti, ktorá s profesionálnym záujmom sleduje rozvoj tunelárstva v Škandinávii. K zmienke o početnosti, rozsahu, odvážnosti tunelových a iných podzemných stavieb zvykneme pripojiť poznámku v tom zmysle, že škandinávske štáty vďačia za tento rozvoj predovšetkým výhodným geologickým podmienkam. Geologické podmienky sú nepochybne jedným z faktorov, ktoré stavbu tunelov povzniesli na tak vysoký piedestál, ale k nim sa pridružujú aj niektoré ďalšie stimulujúce faktory. Pokúsme sa urobiť malý exkurz do tajov nórskych tunelárov a geoinžinierov.

EXKURZ DO HISTÓRIE NÓRSKEHO TUNELÁRSTVA

Prvé stopy o podzemných banských prácach sa v Nórsku zachovali z doby kamennej spred troch - štyroch tisíc rokov. Baníctvo v dnešných ponímaní sa však začalo rozvíjať až v 15. storočí n. l. technikou kladiva a železka. V 16. - 19. storočí prevládala ignitárna éra - dobývanie plameňom. Je až neuveriteľné, že trhaviny sa v Nórsku použili prvý krát až v roku 1867. Pripomeňme si, že sa na rozpojovanie hornín v Európe trhaviny (strelný prach) prvý krát použili už v roku 1627 v Banské Štiavnici.

Prvú veľkú tunelovú stavbu predstavuje 5,3 km dlhý železničný tunel na trati Oslo - Bergen vybudovaný v roku 1895 - 1905 v profile 24,5 m. Pri razení pilot štôlni od obidvoch portálov v profile 5 m^2 dosahovali od západného portálu postupy 52 m/ mesiac, ale od východného, kde boli veľmi tvrdé horniny iba 15 m/mesiac. Pozoruhodný údaj z tejto stavby je prácnosť, ktorá v tom čase predstavovala 700 hodín/m tunela.

Skutočný rozmach tunelárstva nastal až po 2. svetovej vojne. Pokrok vo vŕtacích prácach v tom čase sa pripisuje hlavne zavedeniu tvrdokovových nástrojov. V roku 1949 nórski tunelári dosiahli v profile 18 m^2 postup 120 m/mesiac, v profile 30 m^2 postup 95 m/mesiac. V roku 1985 sa postup v 16 m^2 profile vyšplhal až na 450 m/mesiac. Tu sa už podpísala nielen vŕtacia technika, ale aj pokrok v zálomoch, nabíjaní, odťažbe a organizácii práce. Aj keď v Nórsku vysoko prevažuje trhavinová technológia razenia, od roku 1970 sa intenzívne používajú aj tunelovacie stroje s postupmi 150 a viac m/týždeň.

Progres vŕtacej techniky na jej základných vývojových stupňoch (obr. 1) charakterizovali tieto výkonnostné parametre:

– ručné vŕtanie s ∅ 25 mm	20 cm/hod
– pneumatické kladivá s ∅ vrtov 50 mm	60–80 cm/min
– hydraulické kladivá s ∅ vrtov 50 mm	300 cm/min

Ešte dramatickejší vzostup zaznamenala celková produktivita razičských prác. Na začiatku 20. storočia bola prácnosť 700 hodín/m tunela, roku 1940 poklesla prácnosť na 70 hodín/m tunela, roku 1950 na 60 hodín/m tunela. Od 50-tych rokov ďalej klesala prácnosť geometrickým radom na polovicu za každé ďalšie desaťročie. Dnes sa tento údaj približuje hodnote 7 hodín/m tunela. Resumé tohoto pokroku môžeme vyjadriť ako stonásobný vzrast produktivity v rozpätí necelých 100 rokov.

TUNELÁRSKY DNEŠOK V NÓRSKU

Na počet obyvateľov - 4,2 mil. - má Nórsko neobyčajne rozľahlú sieť tunelov. Ich celková dĺžka sa počíta (mimo banských chodieb) na viac ako 5 000 km. Každý obyvateľ Nórska si môže povedať, že mu patrí viac ako 1 m tunela. Počet cestných tunelov v súčasnosti sa udáva číslom 750.

Promotorom potreby tunelov a podzemných stavieb sú viaceré odberateľské odvetvia, ku ktorým patrí najmä: hydroenergetika, cestná doprava, vodohospodárstvo, produktovody, podzemné sklady a železnice (obr. 2).

Kavernové stavby majú takisto mnohoraké použitie ako: podzemné hangáry, športové haly, čistiace stanice, skladovacie priestory, podzemné elektrárne a i.

Za posledných 15 rokov ročne pribúda okolo 5 miliónov m^3 podzemných priestorov, v čom je započítaných zhruba 150 km tunelov, ale bez banských diel. Zvláštnu kapitolu tvoria tunely pod fjordami a jazerami s ročným prírastkom okolo 10 km (obr. 3). Celkom špecifickým príkladom je tunelová „punkcia" náhorných jazier („Lake Tap", „Submerged piercing"). Týchto tunelov je v Nórsku približne 600.

Veľký rozsah tunelárskych prác sa odráža aj v priaznivých cenách. Cena je však určite faktorom obojstranného vplyvu. Nízka cena zároveň stimuluje rozsah tunelových stavieb. Podiel nákladov na jednotlivé činnosti a tunelárske operácie uvádza obr. 4.

Samotní Nóri tvrdia, že najviac prekvapujúcim faktom pre zahraničných odborníkov je nízky počet členov osádky. O tejto zložke nórskeho tunelárskeho know-how poskytuje informáciu tab. č. 1.

PRÍRODNÉ ŠPECIFIKÁ PRE ROZVOJ TUNELOV

Prvým predpokladom je samotná morfologická stavba územia, ktorá je v určitom ohľade monotónna so zjavnou prevahou skalných hornín prekambrického a paleozoického veku, ale v inom ohľade až dramaticky členitá (obr. 5) a komplikovaná, komponovaná z vysokých horských štítov, rozsiahlych horských plošín, hlbokých fjordov, strmých skalných útesov, nespočetných jazier, vodopádov, kaňonovitých útvarov. Z obrovskej rozlohy Nórska sa iba 1 % využíva na stavbu ľudských obydlí, 2,8 % tvorí poľnohospodársky využiteľná pôda, 20 % je zalesnených, 5 % pokrývajú jazerá a 50 % povrchu tvorí skalný masív (Bedrock).

Vplyvom štvrtohornej glaciálnej erózie sú mladšie ako paleozolické útvary z prevažnej časti zdenudované. Produkty glaciálnej erózie ležia väčšinou na dne jazier a fjordov. Napriek tejto všeobecnej prevahe skalných masívov sú v Nórsku zastúpené aj sedimentárne série pozostávajúce z vápencov, pieskovcov, arkóz, mramorov, ílov, bahenných nánosov.

Zaujímavou anomáliou je priekopová prepadlina v okolí Osla, známa medzi geológmi svojou zvláštnou stavbou a produktami vulkanických a metasomatických procesov, v podobe série malých rudných telies.

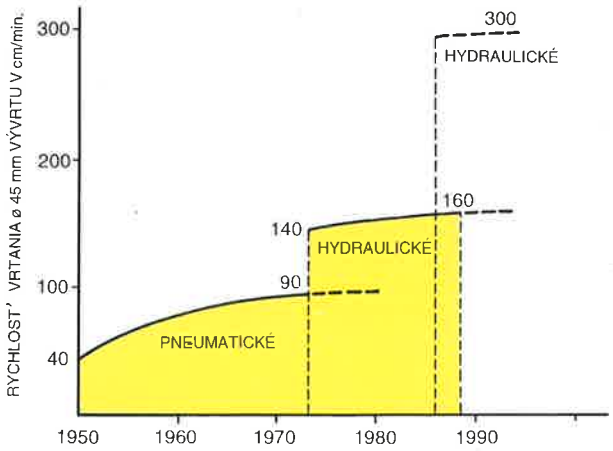
Na území Nórska by bol pohyb bez tunelov veľmi obtiažny až nemožný. Príroda postavila veľa prekážok voľnému pohybu po jej pvrchu, ale priaznivou geologickou stavbou priam vyzvala človeka, aby si prerazil cestu podzemím. A Nóri to robia radi, dobre a vo veľkom štýle.

GEOLOGICKÉ A TUNELÁRSKE KNOW-HOW

Treba poznamenať, že všadeprítomnosť skalného masívu v Nórsku je tak trochu klamivá. Skalný masív je totiž intenzívne popretkávaný tektonickými zlomami, kontaktami rôznych formácií a silno milonitizovanou výplňou porúch. Pomôckou pri štúdiu geologických pomerov je nezastreté skalné podložie, z ktorého možno už metódami geologického mapovania odčítať a extrapolovať ich priebeh v hĺbke. Ďalšou uľahčujúcou okolnosťou je filozofia tendrov. Nórske sóťažné podmienky požadujú iba opatrenia na úrovni primárneho ostenia. Definitívne ostenie sa určí podľa skutočnej situácie zistenej až pri razení.

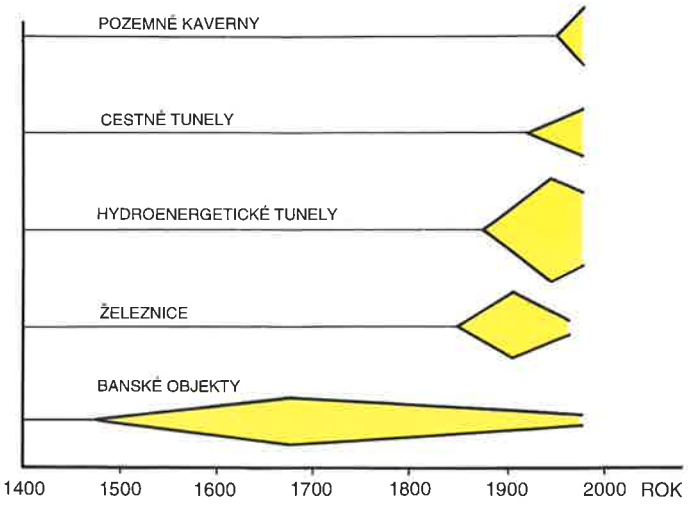
Napriek týmto trom pozitívnym faktorom sa pripisuje predbežnému aj podrobnému geologickému prieskumu a dokumentácii dôležité miesto

VÝVOJOVÉ SKOKY VRTACEJ TECHNIKY
A ICH ODRAZ V RÝCHLOSTI VRTANIA



OBR.1

Vývojové skoky vŕtacej techniky a ich odraz v rýchlosti vŕtania



OBR.2

Štruktúra a historický nástup uživateľských odvetví tunelov a iných podzemných objektov

OBSADENIE TUNELOVÉHO PRACOVISKA

Operácie	Osádka a činnosti S(3)	R(3)	F(3)	W(1)	E(1)	A(1)
VÝLOMOVÉ PRÁCE:						
Vrtací voz	●	●	●			●
Prieskumné vrty	●	●	●			
Vrtanie pre odstrel	●		●			
Nabíjanie	●	●	●			●
Začistenie obrysu a nakladanie horniny	●		●			(●)
STABILIZÁCIA VÝRUBU:						
Horninové kotvy	●	(●)	●			
Striekaný betón	●	(●)	●			●
Betónové ostenie (24 hodín)	●	●	●		●	●
Cementovanie (24 hodín)	●	●	●		●	●
ZMENOVÝ SERVIS:						
Vŕtací voz		●				
Nakladač			●			
DENNÝ SERVIS:						
Vetrací ťah					●	●
Osvetlenie					●	
Čerpacia stanica					●	●
Elektrický rozvod					●	
TÝŽDENNÝ SERVIS:						
Oprava a čistenie strojov			●			
PRÍPRAVA TRHAVÍN:						
Miešanie ANFO						●

S = predák, R = mechanik, F = tunelár, W = opravár, E = elektrikár, A = pomocník

Portál cestného tunela vedeného pod jedným z tisícich fjordov sa vyníma najmä tým, že je vybudovaný v rovinatom teréne

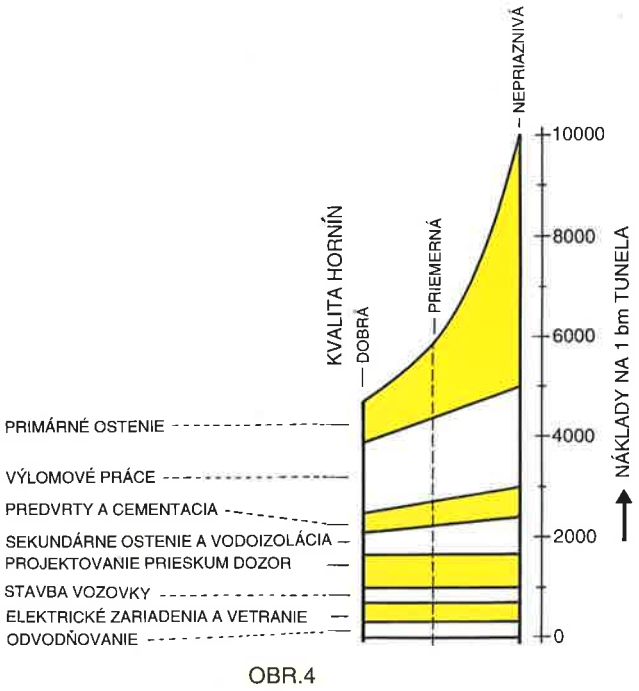
v tunelárstve. Nóri preto radi zdôrazňujú, že je pre nich typická interdisciplinárna spolupráca geológov, expertov na mechaniku hornín, skúsených projektantov a kompetentných tunelárov.

Základnou filozofiou je rýchla stabilizácia vylomeného priestoru a efektívna mobilizácia samonosnosti pevných hornín obaľujúcich tunel. Tunelárske firmy v spolupráci s teoretickým zázemím a projektantami vyvinuli širokú škálu prostriedkov na tento účel. Najčastejšie sa používajú horninové kotvy premenlivej dĺžky a rôzneho konštrukčného, či materiálového vyhotovenia. Druhým prvkom primárneho zabezpečenia stability, ale často aj definitívnym, je striekaný betón. Prednosť má striekaný betón vystužený oceľovým vláknom.

Liahňou nórskych vedeckých a inžinierskych pracovníkov je univerzita v Trondheime, ktorej súčasťou je Nórsky technologický inštitút. Stavovské zoskupenia tunelárskych odborníkov združujú niekoľké spoločnosti: Nórska tunelárska, Nórska geotechnická a Nórska geomechanická skupina. Ďalej je celý rad projektovo inžinierskych organizácií: Norconsult, Norplan, Bredal, Fortifikasion. Najsilnejším dodávateľským triom sú tunelárske firmy: Norwegian, Contractors a. s., Selmer A. S. a A/S Veidekke, ktoré sú známe tiež ako konzorcium NOCON AS. K významným dodávateľom patria ešte firmy Statkraft a Astrup Hoyer.

TECHNICKÉ PROSTRIEDKY

Na tomto parkete sa nórski tunelári azda najmenej odlišujú od ostatného sveta. Základom sú kvalitné vŕtacie vozy s hydraulickými vŕtacími kladivami a programovým ovladaním, nakladače, súpravy na striekaný betón a súpravy na nabíjanie sypkej trhaviny ANFO.



OBR.4

Štruktúra nákladov na stavbu tunela a jej závislosť na kvalite horninového prostredia

Odvoz vylomenej horniny spravidla už nepatrí do povinnosti hlavného dodávateľa tunelárskych prác. Poskytuje ich subdodávateľ s kompletnou obsluhou ako službu. najbežnejším prostriedkom na tento účel sú veľkokapacitné dumpry.

Je zaujímavé, že relatívne dobre zavedená technológia tunelovacích strojov s ročným výkonom nad 30 km sa uprednostňuje v menej pevných geologických formáciách: chloritických bridliciach, fylitoch a pod.

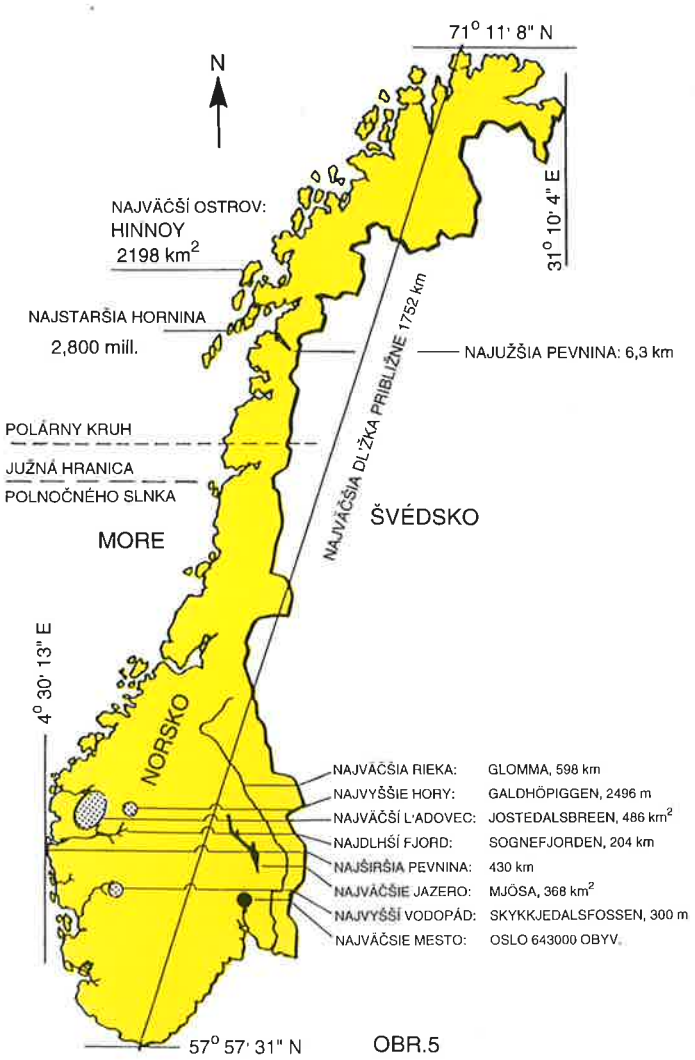
Do výzbroje tunelárov patrí aj technológia (Raise boing) na vŕtanie veľkopriemerových vertikálnych alebo strmo uklonených vrtov.

TECHNOLOGICKÉ POZORUHODNOSTI

Najdôležitejším prvkom je preferencia dlhých záberov - 4 - 4,5 m. Tento výsledok sa dosahuje dôslednou paralelitou zálomových vrtov a minimálne 3 obvykle až 4-5 nenabíjaných vrtov väčšieho priemeru Ø 75 - 100 mm. V tuneli s profilom 60 m^2 vŕtajú a nabíjajú 90 - 100 vrtov. Hladký výlom je samozrejmosťou. V prípade silno porušených zón, v ktorých sú horninové kotvy a striekaný betón nepostačujúce na zabezpečenie stability, aplikuje sa monolitický betón zabudovaný pomocou oceľového debnenia, ktoré zároveň stabilizuje čelbu tunela. Pri tuneloch situovaných pod dnom jazier alebo fjordov sa aplikuje niekoľko ďalších opatrení. Základom sú predvrty a tesniaca injektáž. Pozoruhodné je, že na razenie podmorských tunelov v Nórsku sa doteraz ani v jednom prípade nepoužil tunelovací stroj.

RESUMÉ

Obdivuhodné výkony, nízke ceny, rozsah vyrazených tunelov počítaný na tisícky km je dobrým dôvodom zoznámiť sa bližšie s metódami a postupmi našich nórskych kolegov. Autor príspevku apriori neskúmal, v čom sú tieto postupy zhodné a v čom rozdielne oproti iným pomenovaným metódam. Možno je to rad drobných detailov, možno je to nadpriemerná pracovitosť nórskych tunelárov, ale povšimnutiahodné sú aj iné zásadnejšie odlišnosti. K takým iste patrí ten fakt, že nórske cestné tunely majú iba profil okolo 50 - 60 m^2, ich ostenie môže zostať na úrovni primárneho ostenia so svorníkmi a striekaným betónom. Iba Nóri sa odvážili ako prví nepancierovať tlakové vodné privádzače, a slúžia im aj tak perfektne, iba Nóri dokážu raziť tunely hlboko pod vodnými hladinami tak jednoduchou technológiou. Jednoducho vedia to a robia to s úspechom v takej miere, ktorá predstihuje naše predstavy, preto si zaslúžia pomenovanie Nórska tunelová škola.



OBR.5

Nórsko je svojou polohou, plošným obrysom územia, topografiou, morfológiou a prírodnými zvláštnosťami mimoriadne komplikovanou, ale aj atraktívnou krajinou

NEVIDITELNÉ TEPNY ŽIVOTA MĚSTA VÝSTAVBA KMENOVÝCH KANALIZAČNÍCH STOK V OSTRAVĚ

ING. IGOR FRYČ A ING. VLADIMÍR KRÁL, INGSTAV BRNO A. S.

THIS ARTICLES DESCRIBES THE CONSTRUCTION OF MAIN SEWERAGE IN OSTRAVA. THE SEWERAGE COLLECTOR WAS PERFORMED BY INGSTAV BRNO INC. BY SHIELD TUNNELLING'S TECHNOLOGY. TUNNELLING IN COMPLICATED AND DIFFICULT GEOLOGICAL CONDITIONS. THE PROTECTION OF GALLERY AGAINST AGRESSIVE SURROUNDINGS. THE PRODUCING OF INVERTED SIPHONS BY DIFFERENT SORTS OF TECHNOLOGIES.

1. ÚVOD:

Dva velké vodní toky Odra a Opava, které protékají Ostravou již po staletí, příznivě ovlivňují jeho rozvoj. Poskytují městu vodu tolik potřebnou pro život a rozvoj města a zároveň přispívají k jeho očistě a hygieně ve spolupůsobení se stávající sítí městské kanalizace. Město vychází se vzájemné interakce posíleno a oživeno, což se už nedá říci o obou vodních tocích a přilehlých ekosystémech. Ostrava je doposud největším znečišťovatelem řeky Odry před jejím vtokem do Polska.

Tato situace byla jedním z hlavních důvodů, proč byla v roce 1989 zahájena výstavba Ústřední čistírny odpadních vod, spolu s jejím páteřním kanalizačním sběračem „D", který na tuto čistírnu napojuje všechny jižní a východní regiony města.

Nově budovaný kanalizační sběrač „D" bude schopen kapacitně přivést ke šnekovým čerpadlům na ÚČOV průtočné množství až 10,0 m^3/s. Tento sběrač ve své spodní části vyražené štítem DN 3600 mm v délce 2069 bm, plní kromě převedení splaškových vod, také funkci retenční, kdy jeho zdánlivě předimenzovaný objem zabraňuje jakémukoliv odlehčování do řeky Odry.

Součástí této rozsáhlé ekologické investice jsou samozřejmě další kanalizační větve navazující na páteřní sběrač „D", takže celková délka nově budované kanalizace činí úctyhodných 16 323 bm.

Vzhledem k tomu, že značná část nově budovaných stok vede přes poddolovaná území, bylo nutné tyto stoky dimenzovat tak, aby i případné poklesy podloží nezabránily jejich funkčnosti a aby tyto stoky i při možném vzniku dílčího protispádu či zmenšení průtočného profilu až o 20 %, kapacitně zabezpečily převedení požadovaného množství odpadních vod.

2. ZÁKLADNÍ A TECHNICKÉ ÚDAJE STAVBY:

Objednatel	: Město Ostrava zastoupené odborem výstavby MmO
Provozovatel a organizace provádějící inženýrskou a investorskou činnost	: Ostravské vodárny a kanalizace
Generální projektant	: Hydroprojekt a. s., OZ Ostrava
Generální dodavatel	: Ingstav Brno a. s.
Hlavní subdodavatelé	: Ingstav Ostrava a. s. Ingstav Opava a. s. VOKD a. s.

Celková cena prací: 747 426 000,– Kč

Zahájení stavby: 05/90

Ukončení stavby: 11/97

Celková délka kanalizačních řadů budovaných v rámci 1. až 4. stavby: 16 323 bm

Z toho provedeno technologií štítování v profilech:

DN 2000 mm - 2 782 bm
DN 2560 mm - 1 648 bm
DN 3050 mm - 4 934 bm
DN 3600 mm - 2 069 bm

C E L K E M - 11 433 bm štítovaných štol

V otevřených rýhách proveden celkem 4 618 bm v profilech DN 1200 - DN 2200 mm (materiál žb. a HOBAS) + 3 shybky.

Minimální výška nadloží: 2,5 m

Maximální výška nadloží: 22,5 m

Konečné profily již vystrojených stok - Js 1200 mm a Js 2600 mm

3. VEDENÍ TRASY:

Situační vedení páteřního sběrače „D" a dalších jednotlivých větví kanalizačního systému je patrné ze schematické situace na obr. č. 1. Trasa kanalizačního sběrače „D" začíná v lokalitě Přívoz v místě bývalé dělnické osady Oderka a v místě těžní šachty se stejnojmenným názvem. Jedná se též o lokalitu těžního prostoru bývalých šachet Šverma a Rudý říjen (v blízkosti Svinovských mostů), které v rámci útlumového programu těžby černého uhlí byly zrušeny stejně jako důl Oderka. Z výše uvedeného je patrné, že se jedná o silně poddolovanou lokalitu se všemi důsledky k tomu patřícími.

Zajímavým úsekem bylo křížení starého přívodu užitkové vody do železáren Vítkovice, kdy po prozkoumání dochovaných map z vítkovického archivu (r. 1914) bylo zjištěno, že tato lokalita včetně přilehlého soutoku řek Odry a Opavy poklesla za posledních 80 let o 1,80 m, aniž by se jakkoliv změnil průtočný režim těchto řek.

U tzv. Hošťálkovické lávky se na kmenový sběrač „D" napojuje sběrač „DIV". Tento sběrač přivádí odpadní vody z Třebovické ČOV, která doslouhuje a dále bude sloužit pouze jako dešťová zdrž. Sběrač „DIV" takto odkanalizuje oblast Třebovic, Martinova, Ostravy-Poruby a částečně Svinova (tj. oblast cca 80 000 lidmi). Trasa tohoto sběrače kříží shybkou řeku Odru a dále vede střídavě v otevřené rýze a ve štole.

V prostoru tzv. Svinovských mostů se přes shybku pod Odrou napojuje kmenový sběrač „DIV". Tento sběrač vedoucí přes oblast Třebovické skládky napojuje místní část Svinov a nachází se na něm na rozdíl od páteřního sběrače „D" i jedna odlehčovací komora. Byl rovněž z velké části realizován technologií štítování.

Propojení sběrače „D" se stávající stokovou sítí bude zajištěno bočními sběrači „DIX" a „DXI", které odlehčí přetížené kanalizaci na území Zábřehu a umožní zrušit nevyhovující čistírnu „Korýtko". V nejjižnější části se pak na sběrač „D" napojuje sběrač „DXII", který bude mít za úkol přivádět odpadní vody ze stávající Výškovické čerpací stanice, kterou bude pak možné úplně zrušit.

Sběrač v několika místech kříží vnější ochranné vodárenské pásmo (prameniště Ostrava - Nová Ves), což ve svém důsledku vyžadovalo řadu opatření při závěrečných úpravách kanalizačních stok.

Sběrač rovněž na své trase prochází inundačním pásmem Odry, což vyžaduje úpravy jako např. vytažení komínů revizních šachet na úroveň ochranných hrází nebo osazování speciálních vodotěsných poklopů.

4. HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY:

Pro hydrogeologické poměry v trase jednotlivých sběračů je charakteristické především velmi proměnlivé složení geologických vrstev, což je dáno především velikým tozsahem prací na rozsáhlém a různorodém území.

První 2 km sběrače ražené částečně mechanizovaným štítem DN 3600 mm patřily mezi nejobtížnější. Jednalo se o ražbu v hloubce

5 - 12 m pod úrovní stávajícího terénu v souběhu s tokem řeky Odry. Ražba probíhala v úrovni výskytu hald se silnými přítoky spodních resp. haldových vod. Jelikož niveleta štoly se v celé délce nacházela asi 3,5 až 4,0 m pod horizontem hladiny spodních vod, jednalo se o prostředí se stupněm ražnosti III, tedy krajně nepříznivé pro ražbu, kde technologie štítování byla jediným možným řešením. V tomto úseku došlo pak v průběhu výstavby k nepříjemné změně hydrogeologických podmínek, kdy vlivem intenzivního čerpávání podzemních vod pomocí hydrovrtů se změnil režim proudění těchto vod a podstatně se zvýšila jejich siranová agresivita. Příčinou bylo patrně již dřívější kontaminování haldových navážek, které spolu s reliktním zatížením dané lokality vytvořilo silně agresivní prostředí, proti kterému pak bylo nutné dodatečně chránit konstrukci již vyražené a z části zkompletované stoky. Řešení tohoto složitého problému bude popsáno dále.

Na silně zvodnělé štěrkopísky se pak v průběhu ražeb narazilo vícekrát, např. při souběžné ražbě pod zatrubněným potokem Zábřežka, kde už i tak nepříznivé hydrogeologické poměry byly zhoršeny průsaky nadzemních vod z netěsného stávajícího zatrubnění potoka. Jediným řešením bylo čerpávání vod jak z čelby, tak i z povrchu, při pomalém postupu ražeb za důsledného dodržování technologických postupů při ražbě, aby nevznikla rozsáhlejší poklesová kotlina a nedošlo k poškození nadzemních objektů. Na první pohled nabízející se technické řešení, použití injektáží pro nadlepšení stavu horninového prostředí, bylo neakceptovatelné z důvodu umístění této stavby v ochranném hygienickém pásmu vnějšího vodního zdroje.

Obtížné geologické podmínky byly také střídané takřka „idylickými" úseky s ideálními podmínkami pro ražbu jako například při průchodu oblastí bývalých pískových dolů, kdy se razilo v ulehlých píscích, které bylo možné pak přímo použít pro betonářské účely.

5. DŮVODY MASIVNÍHO NASAZENÍ RAZICÍCH ŠTÍTŮ:

Podstatným a hlavním důvodem tak rozsáhlého uplatnění technologie štítování (lze srovnat pouze s počátkem výstavby kmenových kanalizačních sběračů v Brně asi před 15 lety), nebyla ani tak snaha o zachování provozu a dopravy v daných místech, ale ta skutečnost, že velká část navržených stok vedla ve velkých hloubkách nad 6 m za přítomnosti podzemních vod.

Při řešení výstavby v klasické otevřené rýze by pak připadalo v úvahu pouze použití podzemních stěn LARSEN s tím, že by musely být beraněny do značné hloubky (cca 12-15 m). Již při předběžném ekonomickém, ale i ekologickém zhodnocení se výstavba za pomoci štětových stěn ukázala podstatně nákladnější a technicky rizikovější.

Jednou z nezanedbatelných výhod štítované štoly, která se projevuje pak zejména na poddolovaných územích, je to, že tvoří vlastně nekonečný kloub a chová se jako pružná konstrukce. Takže při menších poklesech nedojde k jejímu většímu poškození či přímo zhroucení konstrukce. Tato skutečnost připomínající spíše teorii, se potvrzuje na již dříve realizovaných sběračích touto technologií, kdy si tyto ponechávají svoji funkčnost při zachování dostatečné vodotěsnosti. Pouze dochází v místech větších poklesů k jejich zanášení a tím snížení jmenovité světlosti.

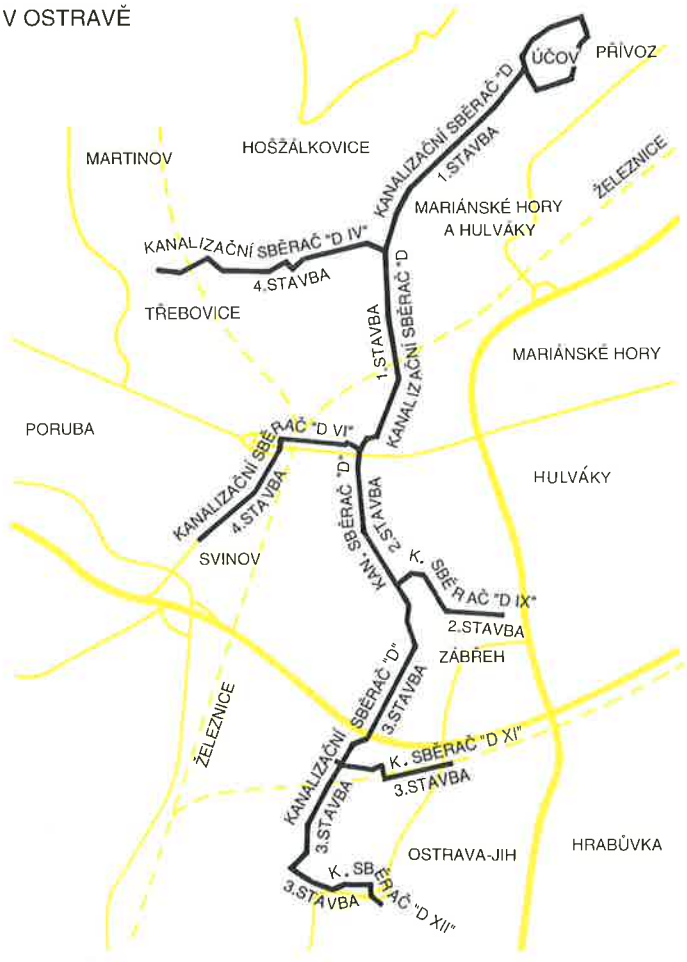
6. ÚSKALÍ RAŽBY VE SLOŽITÝCH IG PODMÍNKÁCH

Na této stavbě byly, během křížení železniční trati ČD Ostrava-Bohumín, poprvé odzkoušeny výplňové vaky pro eliminaci poklesů nadloží a nutno říci, že s velkým úspěchem. Princip tohoto patentu uplatněného Ingstavem Brno a VVUÚ (vědeckovýzkumný ústav uhelný) byl již dostatečně popsán v článku o RKS Rooseveltova v Brně (č. 1/96 časopisu Tunel).

Během podchodu náspu této železniční trati došlo k neočekávané kolizi se základy starého mostu. Naštěstí k tomu došlo ještě před samotnou tratí a to při výkopu jedné z lomových šachet štítu. Z polohy základů se dalo usuzovat, že budou dál pokračovat v trase štítu a bylo tedy nutné operativně upravit trasu štítované stoky. Aby se předešlo dalším možným nepříjemnostem se střety s neočekávanými překážkami, provedly se dva průzkumné horizontální vrty, v nově navržené trase, pomocí mikrotunelážní soupravy Flow-Tex. Tato technologie běžně používaná pro výstavbu vodovodů, plynovodů nebo kabelovodů tak nahradila IG průzkum a potvrdila správnost nové trasy, kde se již nevyskytovaly žádné další překážky.

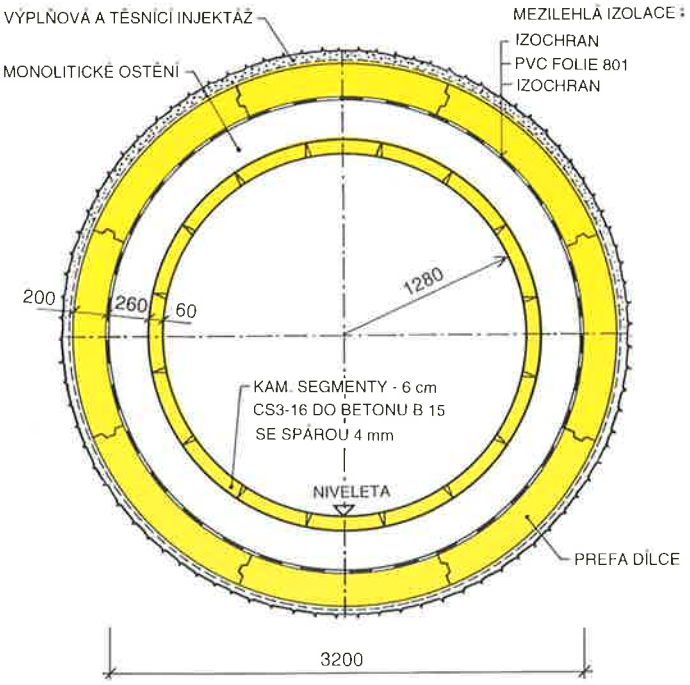
Velmi problematickými z hlediska ražby byly silně zvodnělé úseky v Oderské nivě, kdy hladina podzemních vod se nacházela cca 1,0 až 1,5 m pod úrovní stávajícího terénu. V čelbě částečně mechanizovaného štítu DN 3600 mm se nacházely až 3 vrstvy zvodnělých horizontů o mocnosti 20-50 cm tvořených silně propustnými štěrkopísky v kombinaci s vrstvami jílů. Jak již bylo dříve uvedeno, byl tento problém řešen soustavou hydrovrtů (cca 100 ks) vyvrtaných do hloubky 6-14 m tak, aby čerpadla v těchto vrtech byla osazena asi 1-1,5 m pod úrovní počvy. Zde se však narazilo na potíže spočívající ve správném osazení perforace a obsypu ve vrtu. Právě více vodonosných vrstev různé mocnosti komplikovalo přesné

SCHEMATICKÁ SITUACE TRASY KANALIZAČNÍHO SBĚRAČE "D" V OSTRAVĚ



Schematická situace trasy kanalizačního sběrače „D"

PŘÍČNÝ ŘEZ STOKOU PROVÁDĚNOU ŠTÍTEM DN 3600 mm



OBR.3

Příčný řez stokou prováděnou štítem DN 3600 mm

vystrojení vrtů. Z tohoto důvodu bylo nutné provádět ještě doplňující vrty na základě sledu z čelby.

Stažení hladiny podzemních vod systémem hydrovrtů sice podstatně usnadnilo průběh ražby, ale zcela eliminovat přítoky podzemních vod bylo nemožné. A tak ražba místy probíhala při ustálené hladině spodních vod 1 m nad štítem, což samo o sobě představuje výšku tlakového sloupce vody až 4 m. Postupy štítů v této době činily pouhých 8-15 bm/měsíc oproti standardním výkonům 70-80 bm/měsíc.

V těchto místech se ukázalo nezbytné provádět zpevňující injektáž jak přímo z čelby tak i z povrchu. Do injektážních vrtů byla aplikována rychletuhnoucí směs na bázi jílocementu, vodního skla a chloridu amonného.

Injektáže resp. mikropiloty musely být využity rovněž při ražbě štítem přímo pod stožárem VVN 220 kV, jenž tvořil součást hlavního přívodu do MCHZ (Moravské chemické závody). Přestože hloubka počvy byla asi 11 m pod úrovní terénu, byl tento úsek nadmíru obtížný vzhledem k výskytu nesoudržných štěrkopísků se silnou tendencí k vykomínování. Díky mikropilotům a v čele štítu navařeným příčným policím, jenž měly za úkol zmenšit sypný úhel nestálých štěrkopísků, se podařilo inkriminovaným místem projít. Nejvyšší naměřený pokles (měřeno na rozích základových patek stožáru) činil 1,2 cm.

7. REALIZACE SHYBEK:

K možnosti zajímavého technického porovnání došlo při výstavbě tří shybek na trase sběračů „DIV" a „DVI", kdy každá z nich byla řešena jiným způsobem.

Na stoce „DIV" přes řeku Odru byla použita technologie naplavování tříramenné gravitační shybky z potrubí HOBAS profilu 3 x DN 1000 mm. (Z toho 1. potrubí bude sloužit pro normální provoz, 2. potrubí pro zvýšené průtoky splaškových vod a 3. potrubí bude sloužit jako rezerva.) K tomuto účelu byl velice výhodně použit unikátní (a to nejenom v ČR, ale i v Evropě) podvodní dozer KOMATSU, pomocí něhož byl ve dně vyhlouben zářez. Nad tento zářez bylo naplaveno olaťované potrubí HOBAS umístěné již v armokoších. Po napuštění vodou kleslo potrubí shybky do připraveného zářezu, kde bylo bezprostředně obetonováno (pomocí dvou souprav SCHWING). Nakonec se ke slovu dostal opět podvodní bagr a obetonovanou shybku zahrnul. Výstavba touto metodou proběhla hladce a ukázala se jako technicky velmi elegantní.

Kanalizační sběrač „DIV" na své trase křížil ještě řeku Opavu. Zde se přistoupilo k tradičnímu řešení pomocí nasazené Larsenové jímky. V době minimálních průtoků byla řeka nadvakrát zajímkována a bylo osazeno a obetonováno ocelové potrubí 3 x DN 1000 mm.

Třetí shybka, vedoucí přes řeku Odru, byla řešena bezvýkopově technologií horizontálního řízeného vrtání v kombinaci s protlačováním. K tomuto technickému řešení se přistoupilo až na základě doplňujícího geologického průzkumu, který určil, že v hloubce cca 8 m pod úrovní terénu se nachází vrstva iluviálních jílů, jenž jsou jednak neporušené a jednak velmi nepropustné. Na pravém břehu Odry byla vybudována šachta pažená štětovnicemi LARSEN, z níž pak bylo protlačováno ocelové potrubí 2 x DN 1400 mm a 1 x DN 800 mm. Do těchto chrániček pak byly vtaženy a zainjektovány trouby HOBAS (2 x DN 900 mm a 1 x DN 400 mm). Samotné protlaky byly zrealizovány, u nás dobře známou, protláčecí soupravou American Augers a nutno podotknout, že díky dobře zpracovanému geologickému profilu trasy, proběhlo vyvrtání a protlačení bez větších obtíží.

V celkovém porovnání všech třech technologií, se bezvýkopové provedení jevilo jako ekonomicky nejvýhodnější a ekologicky nejčistější řešení křížení kanalizačního sběrače s vodoteči. Na druhou stranu je třeba říci, že u předchozích dvou shybek by asi nebylo možné tuto technologii uplatnit díky silně propustným štěrkopískovým vrstvám.

Je také třeba vyzdvihnout význam dobře provedeného IG průzkumu, který spolu s dostatečnou dobou na přípravu akce je zárukou efektivního a ekonomicky výhodného provedení díla. Skutečnost je taková, že v dnešní době nejrůznějších výběrových řízení a uspěchaných tenfrů nebývá, bohužel, dost času na takovou přípravu.

8. OPATŘENÍ PRO OCHRANU ŠTOLY VŮČI SILNĚ AGRESIVNÍMU PROSTŘEDÍ:

Jak již bylo naznačeno v odstavci popisujícím hydrogeologické poměry v trase, došlo v průběhu výstavby ke změně charakteru resp. agresivity podzemních vod (jednalo se o úsek cca 1,2 km dlouhý). Z odborného posudku pak vyplynula najevo skutečnost, že stávající nosná obezdívka štoly (žb. segmenty BZM) by za trvalého náporu těchto agresivních vod vydržela pouhých 30 let. Bylo nutné přistoupit k takovému řešení, které by zaručovalo minimální životnost stoky 100 let.

Nejdříve se zvažovala možnost těsnící injektáže zásaditého charakteru, která by dokázala eliminovat resp. neutralizovat okolní agresivní prostředí. Tato myšlenka byla záhy zavržena vzhledem k tomu, že průkaznost správného provedení injektáží je velmi nízká a není proto možné zodpovědně garantovat účinek tohoto opatření.

Jedinou cestou jak dosáhnout a zároveň garantovat požadovanou životnost díla, bylo vytvoření další nosné (sekundární) obezdívky. Naštěstí bylo možné zmenšit jmenovitou světlost sběrače bez omezení vypočteného průtoku. Po důkladné těsnící injektáži, kdy se štola stala suchou se na stávající obezdívku lepila kyselinovzdorná izolační vrstva o složení geotextílie IZOCHRAN, PVC folie (vyzkoušeny byly i PE-HD desky) a opět geotextílie. Na takto připevněnou vrstvu se po fixaci armatur vybetonovalo monilitické sekundární nosné ostění štoly, které v budoucnu převezme funkci tibinkové obezdívky po její destrukci agresivními vodami. Izolační folie by pak měla zabezpečit dlouhodobou ochranu vůči vodám s nízkým pH. Celkové uspořádání je patrné ze vzorového příčného řezu na obr. č. 3.

K betonáži monolitického ostění byly vyvinuty a vyrobeny speciální pojízdná bednění s vestavěnými vibrátory (viz. obr. č. 4). Dilatační spáry byly prováděny po 18 m a to hlavně z důvodu možných poklesů podloží stoky.

9. DEFINITIVNÍ VYSTROJENÍ KANALIZAČNÍCH ŠTOL A ZAJIŠTĚNÍ VODOTĚSNOSTI:

Provedení definitivního ostění nebylo na jednotlivých kmenových kanalizačních sběračích jednotné, ale doznalo během výstavby několika změn

Montáž nosného ostění štítované štoly

Pojízdné ocelové bednění s vibrátory ve štítované štole DN 3600 mm

tak, jak to aktuální vývoj na stavbě vyžadoval a jak se vyvíjely nové poznatky ověřené během výstavby trvající řadu let.

Zpočátku byla použita obezdívka v dolní části z keramických segmentů CS a v horní části ze sklolaminátových dílců nebo byly štoly vystrojovány v celém profilu keramickými segmenty OKS. Později se pak použily nově vyvinuté keramické tvarovky s rovnou rubovou plochou, které se, místo původního klasického osazení do podkladního betonu, lepí pomocí speciálního tmelu na již zvibrovanou kynetu z vodostavebního betonu.

V místech s výskytem agresivních spodních vod nebo tam, kde se procházelo sběračem skrz ochranné vodárenské pásmo, byly požity navíc ochranné PVC folie (Fatra Napajedla) v kombinaci s geotextilií Izochran. Geotextilie spolu s folií se lepily na líční část nosné obezdívky a následně byla provedena definitivní obezdívka.

Takto vystrojené kanalizační sběrače by si měly uchovat funkčnost a životnost po dobu alespoň 100 let a to i přes agresivitu prostředí ve kterém se nalézají.

Jedním z nejdůležitějších kritérií pro posouzení kvality kanalizace je její vodotěsnost. I na této stavbě bylo nutné ověřit kvalitu štítovaných kan. sběračů s ohledem na tuto vlastnost. Pro tento účel byl Geotestem Brno a Ústavem geoniky AV ČR Ostrava vyvinut systém geofyzikálního monitorování na principu měření el. proudu, který v případě úniku kontaminovaných vod z kanalizačního sběrače do horninového prostředí, vytváří v místě úniku anomálii a ta se dá pak detekovat. Vychází se z předpokladu, že v případě úniku vody z kanalizace dojde k výraznému poklesu odporu mezi kapalinou ve stoce a okolním prostředím.

Tato metoda má hlavně význam srovnávací a proto se v našem případě srovnávaly dva úseky o celkové délce 230 m. První úsek kanalizace byl tvořen obetonovaným žb. potrubím TZR DN 1600 mm a byl proveden klasicky v otevřené rýze. Druhý úsek byl realizován jako štítovaná štola stejné jmenovité světlosti s keramickou obezdívkou a výše uvedenou izolační vrstvou.

Na grafu (viz.obr. č. 5) je možné vidět průběh křivky naměřeného napětí v závislosti na staničení testovaného úseku. Jsou zde patrné výrazné rozdíly mezi hodnotami napětí v různě vystrojených částech sběrače, první část od −100 m do −35 m se nachází v komplexně vystrojeném sběrači. Dokonalá izolace představuje vysoký elektrický odpor, který se projevuje vysokými hodnotami naměřeného napětí. V druhém úseku od −35 m do 10 m elektrické napětí lineárně klesá na třetinovou hodnotu, což odpovídá přechodu mezi dvěma různě propustnými sběrači. Třetí úsek od 10 m do 130 m ukazuje na nízký odpor sběrače, což je způsobeno jeho menší těsností a existujícími průsaky.

Dále byly v místě šachty Š20 simulovány trhliny umělým elektrickým zkratem. Byla simulována malá a velká trhlina dobrým a špatným zkratem. Jak je vidět z čárkovaných čar na grafu ani jeden z modelů nevykázal průkaznou anomálii. Je to dáno tím, že v těsné blízkosti šachty začíná úsek s vyššími průsaky, který zakrývá vliv modelovaných trhlin.

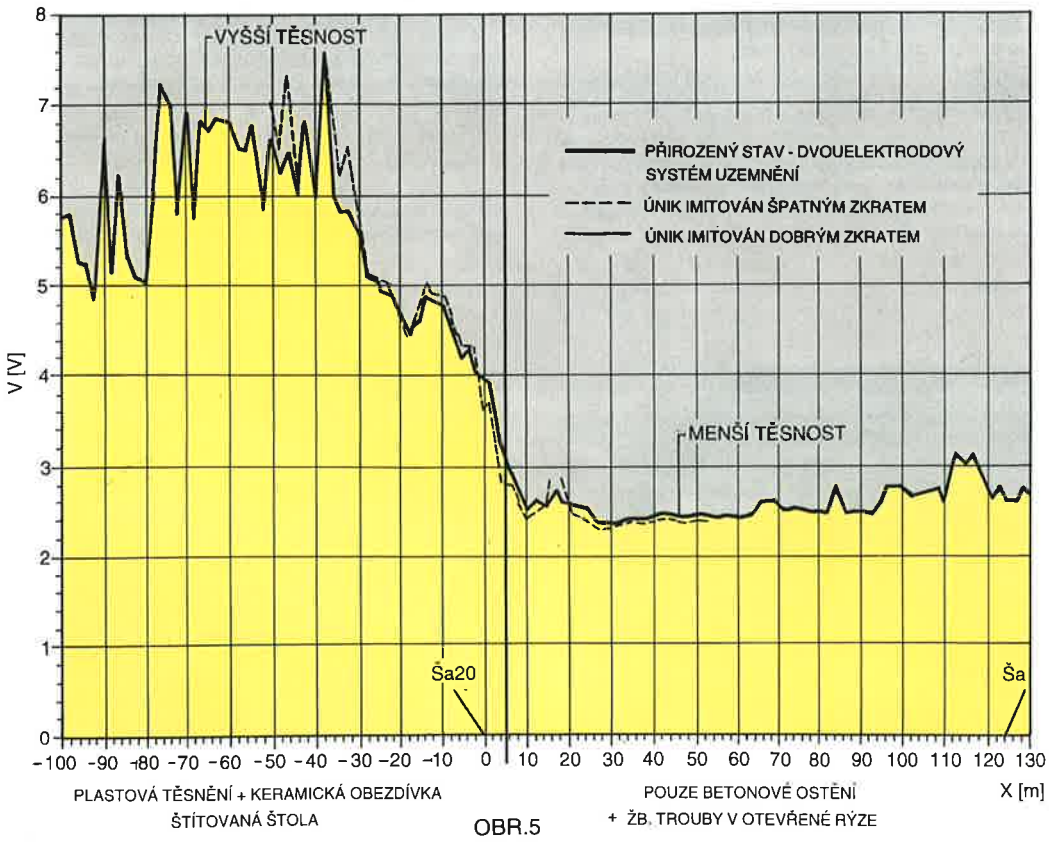
Sérií těchto měření se prokázalo, že štítované stoky resp. jejich obezdívka vykazují lepší výsledky vodotěsnosti než-li stoky prováděné klasickou výkopovou metodou.

10. ZÁVĚR:

V současné době se stavba nachází ve stadiu, kdy jsou vyraženy asi 2/3 všech štítovaných úseků a horečnatě probíhají kompletační práce tak, aby sběrač mohl být po částech uváděn do provozu v přímé souvislosti se zkušebním provozem ÚČOV v Přívoze, který má být zahájen v červenci tohoto roku.

Pro další postup razících prací, které budou opět realizovány ve složitých IG podmínkách, si nelze přát nic jiného než aby práce, díky přičinění nás tunelářů a s pomocí naší patronky sv. Barbory, proběhly stejně úspěšně a bezpečně, jako tomu bylo doposud.

Závěrem bychom chtěli vyslovit uznání všem na výstavbě zúčastněným stranám a poděkovat tak za vstřícnou a věcnou spolupráci.



OBR.5

Graf znázorňující závislost naměřeného napětí na staničení štoly na principu geoelektrických metod kontrolovaného elektrického pole

ZKUŠENOSTI Z NASAZENÍ NOŽOVÉHO ŠTÍTU NA VÝSTAVBĚ KOLEKTORU CI.A V PRAZE

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.
VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ – TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA

THE PAPER DEALS WITH EXPERIENCE GAINED DURING THE CONSTRUCTION OF UTILITY TUNNEL CI.A IN PRAGUE, WHERE THE ALPINE WESTFALIA BLADE SHIELD METHOD WAS USED. ABANDONING OF THIS METHOD HAS BEEN CAUSED NOT ONLY BY UNEXPECTED GEOLOGICAL CONDITIONS, BUT BY SOME SHORTCOMINGS IN THE MACHINE DESIGN AND ATTITUDE OF MANUFACTURER TO THEIR IMPROVEMENT.

Rychle se rozvíjející potřeby hl. města Prahy, zejména jejího centra a možnost omezení zásahů na povrchu při haváriích, výměnách a doplňování inženýrských sítí urychlily nutnost výstavby kolektorů v našem hlavním městě. Inženýrské sítě uložené v kolektorech jsou pod stálou kontrolou a jejich nepřetržité sledování umožňuje neprodleně zjistit a opravit netěsnosti, poruchy a havárie bez rušivých zásahů do života města a neustálého zhoršování životního prostředí. Ukládání inženýrských sítí do kolektorů je investičně sice značně náročnější než klasické ukládání do země z povrchu a návratnost těchto zvýšených investic je dlouhodobou záležitostí, ale v podstatě jako nevyčíslitelný faktor oproti tomu stojí kvalita životního prostředí v centru hlavního města.

Spolu s dalšími skupinami odborníků jsem se v roce 1991-92 podílel na zpracování materiálů, které sloužily pro návrh a výběr nejvhodnějších technologií ražení kolektoru. Zhodnocení přírodních podmínek, reálných možností různých technologií z hlediska ochrany povrchu a okolních objektů a inženýrských sítí, bezpečnosti a dalších faktorů (zejména ekonomických), vedlo k doporučení v zásadě dvou technologií:

- ražení klasickým způsobem pod ochranou uměle zřizovaného „deštníku", z vrtaných mikropilot (technologie tryskové injektáže nebo klasické injektáže)
- ražení tunelářským štítem

Obě technologie byly v té době víceméně srovnatelné z řady hledisek (bezpečnosti, ochrany povrchu, nákladů apod.) a obě byly „handicapovány" skutečností, že v ČR nebyla v té době potřebná a výkonná technologická zařízení k dispozici (vrtná zařízení pro tryskovou injektáž do podzemí, samotný atypický štít apod.).

Existovala však skupina nadšenců kolem a. s. Subterra, projektanta i investora, která se těchto potíží nezalekla a výsledkem bylo vítězství ve výběrovém řízení a definitivní rozhodnutí Magistrátu hl. města Prahy koncem roku 1993 o výstavbě kolektoru v oblasti označené CI.A, vymezené ulicemi v okolí Václavského náměstí. Celková délka tohoto kolektoru je 2320 m a skládá se z několika větví různých profilů a velikostí, jejichž ražba se provádí rozdílnou technologií. Hlavní trasa vedená pod ulicemi Panská, Politických vězňů a Jindřišská měla být ražena celá štítem s následnou obezdívkou z litého betonu v tl. 30 cm. Ražený profil této trasy je 14,95 m^2, definitivní 9,44 m^2. Trasa pod Opletalovou ulicí, odbočné větve a přípojky k jednotlivým objektům jsou raženy klasickým způsobem za pomoci tryskové injektáže, jejich provizorní obezdívka budovaná s postupem ražby a následná definitivní obezdívka budou provedeny ze stříkaného betonu. Ražený profil odbočných větví je cca 10 m^2, profil přípojek cca 6 m^2. V místech, kde hlavní trasy kolektoru procházejí v těsné blízkosti nepodsklepených objektů, je stabilita těchto objektů zajišťována povrchovou injektáží jejich podzákladí. Na kolektoru je umístěno 13 šachet o celkové délce 160 m. Definitivní konstrukci šachet bude tvořit obezdívka ze stříkaného betonu a výstroj z ocelových konstrukcí.

Již při zpracování studie a při hledání nejvhodnějšího uložení v horninovém masivu bylo jasné, že tento kolektor bude z hlediska svého umístění a technologie provádění zcela atypický, nesrovnatelný s dosud vybudovanými kolektory. Inženýrsko-geologické charakteristiky byly převzaty z podrobných IG průzkumů provedených v této oblasti pro výstavbu metra a výstavbu hlubinných kolektorů, doplňující informace byly převzaty z archivních materiálů. Získání podrobnějších údajů však bylo prakticky nedosažitelné vzhledem k charakteru a variabilitě skladby této geologické formace. Z předchozích materiálů byly sestaveny rešerše se speciálním zaměřením na fyzikálně mechanické vlastnosti geologických vrstev předpokládaných v podloží a na hydrogeologické poměry spojené s ražbou.

Trasa kolektoru je vedena kvartérními sedimenty údolních teras Vltavy, jejichž povrch je překryt navážkami různého stáří, složení a mocnosti od 2 do 4 m. tyto sedimenty jsou typické častým střídáním poloh různé zrnitosti s vyšším obsahem hlinité frakce. Nejrozšířenějšími strukturními typy jsou hlinité písky až písčité hlíny se štěrkem a hlinitopísčité štěrky, které směrem ke spodní bázi přecházejí do písků se štěrkem, na kontaktu s bází břidlic pak do písčitých štěrků až štěrků s většími valouny. Pevnostní charakteristiky jednotlivých horizontů vykazují směrem k podloží minimální soudržnost, zastiženy jsou zeminy převážně nesoudržné resp. s velice malou soudržností. Hladina podzemní vody se pohybuje při bázi kvartérních štěrků, v prostředí s průlinovou propustností, zhruba do 1 m nad počvu kolektoru. Proudění vody je zhruba kolmé na směr ražby, jeho rychlost je však velmi malá, a proto dochází pouze k místním vzdutím. Přítoky na mnoha místech jsou však ovlivněny únikem vod z netěsných přípojek i vodovodních řadů v nadloží.

Komplexní analýza geologických a hydrogeologických faktorů, která ukázala charakteristické znaky horninového prostředí, se stala vodítkem pro posouzení a definitivní volbu technologie ražení, pro kterou bylo zvoleno v hlavní trase kolektoru štítování. Vzhledem k tomu, že jsem se od počátku ražení zúčastnil řady jednání o problémech spojených s nasazením štítu, řešení havarijních situací apod., sledoval jsem tuto stavbu se zvýšeným zájmem právě o tuto technologii, která byla ve východní i střední Evropě unikátní a podle mého soudu velmi progresivní. Na základě poznatků z těchto jednání a informací inženýrsko-technických pracovníků a. s. Subterra - divize 01 jsem zpracoval tento příspěvek ke zhodnocení zkušeností z provozu nožového štítu, který, přes všechny negativní peripetie a současný stav považuji nadále za velmi progresivní zařízení. Na neúspěchu této technologie se podle mého názoru podílela řada faktorů, mezi nimiž nezanedbatelnou roli měl i výrobce zařízení. Připomeňme si proto stručně celý vývoj tohoto případu.

V průběhu roku 1993 vstoupila a. s. Subterra - divize 01 do jednání s německou firmou ALPINE WESTFALIA (tehdy WESTFALIA BECORIT) o nákupu razicího nožového štítu, který umožňuje rychlý postup při provádění stavby a na který byly dobré reference z nasazení v SRN.

Předpokládalo se, že tato renomovaná firma, její zkušenosti a tradice budou dostatečnou garancí pro splnění požadavků kladených na zabezpečení této velice složité stavby.

Na základě projektové dokumentace na kolektor Cl. A byly zpracovány technické podmínky a parametry, které by měl štít splňovat, aby mohl bezpečně v daných geologických podmínkách zabezpečit ražbu. Tyto podmínky byly spolu s dokumentací stavby předány a projednány přímo ve firmě AW, která na základě toho zpracovala dokumentaci na výrobu a funkci nožového štítu. Její součástí byl i harmonogram postupů štítu, 2 kroky za den, tj. 4 bm/1 den. Podle této projektové dokumentace měl být nožový štít vyroben na zakázku přímo pro dané podmínky výstavby kolektoru Cl. A, s garancí minimálních dopadů ražby na povrch a zástavbu. Pracovníci firmy Alpine Westfalia měli možnost při návštěvě v Praze se sami přímo seznámit s předpokládanými geologickými poměry ve stavební jámě na Myslbeku. Smlouva na zhotovení a dodání razicího štítu na stavbu KCl. A, mezi firmami Westfalia Becorit a Subterra a. s., byla podepsána v lednu roku 1994 s termínem dodání 10. 5. 1994.

Profil nožového štítu má tvar podkovy se svislými nohami o šířce 4,17 m a výšce 4,39 m. Po obvodu dvou základních opěrných rámů je osazeno 11 profilovaných ocelových razicích nožů o tloušťce 15 mm, jejichž délka je 5,4 m. Na každý tento nůž je kloubově připojen vlečný ochranný nůž délky 6,1 m. Uprostřed přední části štítu je hydraulicky ovládaná plošina, pod a nad ní jsou upevněna další pomocná zařízení, která rozdělují čelbu a eliminují nebezpečí ztráty její stability. Na čelbě je zemina rozpojována pomocí vestavěného rypadla a ve spodní části je umístěn hřeblový dopravník pro odtěžení rozpojené horniny za štít.

Základním principem funkce nožového štítu jsou rozdílné třecí poměry mezi štítem, jednotlivými noži a horninou, jakož i mezi noži a rámem štítu. Pomocí hydraulicky vyvozené síly a tohoto tření se jednotlivé nože a rám posouvá dopředu. Provozní tlak v hydraulickém systému je nastaven na 48 MPa. Vysouváním jednotlivých nožů do horniny se štít pohybuje kupředu a jeho odchylky v trase - jak výškově, tak směrově - umožňují různé kombinace při vysouvání těchto nožů. Přímý směr ražby je zajišťován pomocí laseru. V zadní části rámu je zavěšen vlečný most, na kterém je umístěn manipulační vozík s hydraulickým agregátem a ocelové bednění sloužící pro betonáž nosné obezdívky z litého betonu. Ta je prováděna s postupem ražby hned za štítem ve dvoumetrových krocích.

Podpisem smlouvy o dodávce nastalo období, kdy po zpracování dokumentace výrobcem se v ní objevily některé nedostatky, které bylo nutné neprodleně řešit. Jednalo se např. o poddimenzování tloušťky vlečných nožů, jejichž nadprůměrný pohyb by silně omezil činnost štítu a bednění, a současně by se negativně projevil v nadloží. tyto a další připomínky a požadavky odběratele, které nebyly ze strany výrobce řešeny příliš operativně, prodloužily dobu výroby štítu. Navíc, vzhledem k některým závadám při předávání štítu, byl štít převzat ze strany a. s. Subterra až napodruhé. Přestože nenastaly během tohoto období žádné objektivní důvody, které by ze strany a. s. Subterra měnily podmínky uzavřené v kupní smlouvě, tyto aspekty vyústily v pozdní dodání štítu do Prahy a jeho opožděné nasazení na ražbu kolektoru o více jak 2 měsíce oproti smluvnímu termínu.

Dodáním štítu na stavbu však problémy neskončily. Po zahájení ražby se začaly objevovat vážné nedostatky v konstrukci štítu, který nebyl schopen zajistit požadované parametry dle výrobcem zpracované dokumentace. Pod vedením odborníků Alpine Westfalia se štít v rámci ověřovacího provozu rozjel a hned po prvních metrech ražby se dostal o 60 cm níže oproti projektované niveletě. požadované parametry nebylo možné dodržet ani z hlediska řiditelnosti, ani z hlediska výkonů stroje. Současně se objevily další vady, zejména v oblasti hydraulického systému. nastalo dlouhé období mnoha jednání mezi výrobcem a odběratelem, ve kterých a. s. Subterra reklamovala nedodržení parametrů štítu ze strany AW dle jejich dokumentace. Aby štít vůbec mohl razit, byly na jeho konstrukci prováděny neustálé úpravy, někdy zcela zbytečné, které byly projektovány a realizovány během ražby a které s sebou přinesly mnohé potíže (doplňování horizontálních plošin či dělicích segmentů na čele štítu, prodlužování a úprava razicích i spodních nožů, neustálé opravy hydraulického systému). Tyto zásahy již samy o sobě zpomalovaly postup štítu, což bylo navíc znásobené ne příliš aktivním přístupem výrobce k řešení těchto aktuálních problémů (odmítání oprávněných reklamací apod.). Podle řady objektivních posouzení nezávislých odborníků můžeme hovořit o třech základních konstrukčních nedostatcích:

– výška nožů č. 1 a 11, která je dvojnásobná proti ostatním nožům
– poddimenzování hydraulického systému
– nedostatečná délka vrchních (horních) nožů

Hlavní předností nožového štítu, kterou je průběžné a trvalé zajištění nadloží nad strojem, se v tomto případě zdaleka nepodařilo využít. Výrobcem garantovaný pokles na povrchu max. do 2 cm nebyl dodržen. Po mnoha provedených úpravách na konstrukci štítu sice výrobce ve sjednaném zkušebním provozu prokázal výkonové parametry stroje, avšak za cenu přetížení hydraulického systému, což vedlo k dalším poruchám. Opětovné reklamace vyústily v rozhodnutí o dalších úpravách na konstrukci štítu a posílení hydraulického systému. Tyto poruchy a opravy neustále narušovaly posupy a plynulost ražby, což mělo velice negativní dopad na stabilitu nadloží a vedlo k poruchám vodovodních řadů, haváriím kanalizace, mimořádným událostem při ražbě a doslova neúnosným poklesům povrchů komunikace a chodníků v Panské ulici. Výsledkem, zpočátku nadějné spolupráce mezi Alpine Westfalia a a. s. Subterra je za patnáct měsíců od nasazení štítu vyražených pouhých 220 bm kolektoru a zejména necitlivý zásah do života obyvatel v centru Prahy.

Ražba kolektoru probíhá z geotechnického hlediska ve velice anomálním nehomogenním prostředí s extrémně rozvolněným nadložím a vrstvou břidlice ve spodní části profilu, což nebylo známo při zpracování projektové dokumentace. Z důvodů vysoce nehomogenního prostředí byl prováděn velice nákladný podrobný průzkum před čelem ražby pomocí geofyzikálních metod, kterým byly zjišťovány kaverny, oslabené zóny a nevyplněné prostory pod komunikací po předchozí mnohaleté a opakované stavební činnosti při budování inženýrských sítí, zejména kabelovodu. Tyto volné prostory jsou postupně zaplňovány zeminou, k jejímuž pohybu přispívalo jak dynamické působení dopravy v ulici, tak střídavé hydradynamické působení podzemní vody, jejíž původ byl ze zdrojů přírodních nebo častěji z úniků z vodovodního vedení či jeho poruch. Tyto úniky z netěsných potrubí změnily zcela zásadně stav podzemního prostředí, v důsledku čehož docházelo pod tímto horizontem při vlastní ražbě paradoxně ke zhutňování nadloží kolektoru s velice negativními dopady na povrch i provádění stavby. Tyto poruchy ale objektivně nelze přičítat technologii štítování, ani samotnému nožovému štítu. Skalní podloží kolektoru je tvořeno jílovitými a písčitojílovitými břidlicemi náležejícími k souvrství ordovických hornin. Báze těchto sedimentů se dle dostupných informací předpokládala 12,5-14 m pod úrovní terénu. Po zahájení prací na hloubení šachty Š20 se však zjistilo, že rozhraní kvartéru a skalního podloží se nachází zhruba o 2 m výše než naznačoval původní geologický průzkum. Tuto skutečnost potvrdila geologická sonda vyvrtaná na šachtě Š5. V průběhu ražby v Panské ulici tak došlo k neočekávané změně horninových poměrů, které se podstatně lišily od předpokládaných geologických podmínek. Na základě těchto skutečností a doplňujících průzkumných vrtů byl zpracován nový geologický podélný profil, který odhalil velmi nevhodné podmínky pro ražbu štítem.

Na základě všech uvedených příčin, vzhledem k zásadně změněným horninovým poměrům, se ražba štítem v Panské ulici dostala do velice složité situace, kdy nebylo vhodné v další ražbě tímto způsobem pokračovat. Po vzájemné dohodě se stavebníkem stavby, Magistrátem hl. města Prahy, bylo rozhodnuto další ražbu s nožovým štítem zastavit, štít demontovat, vytáhnout na povrch a další ražbu zajistit klasickým hornickým způsobem se zajišťováním nadloží uměle zřizovaným ochranným deštníkem.

Je zřejmé, že díky těmto skutečnostem se velice zkomplikovala situace všech zúčastněných partnerů výstavby kolektoru Cl. A, jak z hlediska postupu a ceny díla, tak vlivu na bezprostřední okolí a provoz města. Nemalým dílem k tomuto stavu přispěla i samotná firma Alpine Westfalia, která díky svému přístupu k odstraňování závad a vyřizování reklamací postupně ztrácela důvěru jak u prováděcí firmy, tak i u odborné veřejnosti a nejvyšších představitelů hl. města Prahy.

I přes uvedené negativní skutečnosti je mimo veškerou pochybnost, že ražba štítem má i v tak extrémních podmínkách své opodstatnění za předpokladu, že vlastní konstrukce štítu ve všech konstrukčních detailech tyto podmínky respektuje. V případě dalšího nasazení nožového štítu je proto nutné uplatnit zkušenosti z dosavadní ražby, správně ocenit horninové prostředí, kde by byl štít nasazen a případnými konstrukčními úpravami přizpůsobit štít pro ražbu v tomto prostředí.

SILNIČNÍ TUNEL HŘEBEČ PO DVOU LETECH VÝSTAVBY

ING. M. SALAČ – METROSTAV A. S., DIVIZE 4

THE ARTICLE DEALS WITH THE MOST IMPORTANT FACTS ABOUT CONSTRUCTION OF THE TUNNEL HŘEBEČ. IT IS A 300 LONG TUNNEL AT THE BORDER OF BOHEMIA AND MORAVIA. IT HAS VARIABLE CROSS-SECTION OF 151 TO 160 M² DRIVEN THROUGH THE VARIOUS ROCKS REPRESENTED BY LAYERS OF CLAYS, MARLS AND SANDSTONES. AUTHOR DESCRIBES THE CONSTRUCTION OF THE PRIMARY LINING WHICH WAS PERFORMED FROM BOTH EAST AND WEST PORTALS. IN THE SAME TIME WORK ACTIVITIES ARE CARRIED OUT TO ENSURE THE STABILITY OF THE SLOPE ABOVE THE EAST PORTAL. THE FIRST MONTH WHEN THE PERFORMANCE OF THE CAST - IN SITU CONCRETE LINING STARTS ON THE WEST PORTAL IS APRIL 1996. IN AUTHOR'S OPINION ALL AMBITIOUS CONSTRUCTION OF THE TUNNEL DEMANDS PROFESSIONAL APPROACH OF TECHNICIANS AND WORKMEN TO ACHIEVE ALL BUILDING TASKS.

Úvodem připomeňme rozhodující údaje:

- Tunel Hřebeč je součástí přeložky silnice I/35 u Moravské Třebové v okrese Svitavy. Místopisně je umístěn do hřebečského sedla u osady Hřebeč.
- Doba přípravných prací do vydání kladného územního rozhodnutí byla 15 let.
- Doba projektové a investorské přípravy od územního rozhodnutí do zahájení stavby byla 2 roky.
- Realizace tunelu provádí Metrostav, a. s. (společenství divize 4 a 5) jako vítěz veřejné soutěže.
- Hlavním zhotovitelem celé přeložky I/35 jsou DS IES Olomouc, divize Pardubice.
- Investorem celé přeložky silnice I/35 včetně tunelu je Silniční investorský útvar Pardubice.
- Generálním projektantem se stal Transconsult Hradec Králové (dříve SUDOP Hradec Králové) jako vítěz veřejné soutěže na projekt stavby.
- Nabídková cena pro tunelovou část podle tendrové dokumentace byla 163,3 mil. Kč.
- Doba výstavby celé přeložky silnice I/35 včetně tunelu od zahájení do předání stavby je 06/94 - III. Q./97.
- Odborným poradcem investora pro technickou pomoc, přípravu a realizaci tunelu je prof. ing. Jiří Barták, DrSc., ČVUT Praha.
- Odborným dozorem investora pro výstavbu tunelu je pověřena firma K+K průzkum.
- Tunel je ražený, třípruhový pro kategorii silnice S 11,5/60, celá trasa včetně tunelu má sklon 6,3 %, směrové oblouky v tunelu jsou 250 a 500 m, výška průjezdného profilu je 5,20 m, projektovaná délka tunelu byla 354 m, z toho 298 m ražených, skutečná délka bude 353 m, z toho 275 m ražených, profil tunelu se pohybuje podle technologických tříd od 151 m² do 160 m².

Dosavadní průběh ražeb lze rozdělit do dvou etap:

– ražby z východního portálu do 5. 4. 1995
– ražby ze západního portálu po 5. 4. 1995

Mezník 5. 4. 1995 znamená přerušení ražeb z východního portálu z důvodu skalního sesuvu nad tímto portálem a uzavření vstupů zříceným materiálem. Popis a zdůvodnění této mimořádné události obsahuje a vysvětluje článek odborného poradce investora prof. ing. Jiřího Bartáka, DrSc.

RAŽBY Z VÝCHODNÍHO PORTÁLU

Projekt stavby a tendrová dokumentace předepisovaly dovrchní ražbu z východního portálu, který byl připravován již v doplňujícím IGP. Byl stanoven postup členění výrubu. Nejdříve se razila levá boční štola v kalotě s následným prohloubením jejího opěří, následovala pak pravá boční štola kaloty. Tímto způsobem se razilo převážně v pískovcích cca 90 m bez jakýchkoliv problémů. Po dosažení opuk, které svými vlastnostmi a pevností znemožňovaly do té doby používaou nedestruktivní ražbu, bylo nutné zavést jako doplňující způsob rozpojování trhací práce. Byla využita adaptabilnost NRTM v tom smyslu, že bylo operativně přehodnoceno členění výrubu a cca 95 m od portálu se propojily obě horní části bočních štol na celou kalotu tunelu. Toto opatření podpořil technologicko-organizační argument velkých manipulačních vzdáleností mechanismů ve stísněných podmínkách štol. V té době (na podzim roku 1994) byla otevřena tři regulérní pracoviště s tím, že propojování bočních štol na velkou kalotu tunelu postupovalo zpětně směrem k portálu. Pro rozpojování piskovců byla použita fréza na nosiči Caterpillar. Tato etapa prověřovala geodetickou přesnost ražeb obrysu obou bočních štol, protože propojování na kalotu tunelu bylo svázáno s propojováním rámů Bretex klenbovými díly. Veškerá měření absolutních a konvergenčních posunů při vlastních ražbách potvrzovaly správnost dimenzování primárního ostění. To je tvořeno v této etapě stříkaným betonem tl. 25 respektive 35 cm, vyztuženého 2 x sítěmi, rámy Bretex s krokem 0,8 - 1,0 m a systémovým kotvením svorníky typu HUS dl. 4 m v každém druhém záběru.

RAŽBY ZE ZÁPADNÍHO PORTÁLU

Po mimořádné události na východním portále byla stavba nucena přehodnotit celou organizaci výstavby. Východní portál byl rozhodnutím OBÚ Trutnov zajištěn oplocením a byl vydán zákaz vstupu do odvolání mimořádné události.

V té době byla levá štola vyražena do vzdálenosti cca 65 m od západního portálu. Havarijní komisí bylo rozhodnuto, že v km 5,080 (tj. 70 m od záp. portálu) bude vyhloubena šachta jako náhradní vstup do tunelu pro ověření stavu tunelu u východního portálu a pro mobilizaci v tunelu uzavřených mechanismů. Po zpřístupnění tunelu byly provedeny dřevěné hráně na betonové desce pro podepření posledních metrů kaloty u východního portálu.

Od té doby probíhaly veškeré ražby do 1. 4. 1996 pouze ze západního portálu úpadně. Od tohoto portálu bylo upraveno členění výrubu tak, aby předražená pravá štola kaloty a vlastní propojování kaoty probíhaly v jednom pracovním cyklu.

Ražby ze západního portálu byly realizovány na délku cca 106 m v technologické třídě 5b, kde převážná část výrubu kaloty probíhala v kvartérních sedimentech (v písčito-jílovitých hlínách) s velmi nízkým nadložím 5,5 - 8,5 m. Postupně do výrubu nabíhaly velmi pevné opuky, které musely být rozpojovány trhací prací. Po propojení kaloty tunelu na celou délku bylo přistoupeno k ražbě jádra tunelu ze západního portálu. Ve třídě 5b se zrealizovalo podepření pat kaloty mikropilotami dl. 6 m. Ostatní technologická a technická opatření včetně uzavírání spodní provizorní klenby respektují tendrovou a realizační dokumentaci.

SANAČNÍ PRÁCE U VÝCHODNÍHO PORTÁLU

V červenci 1995 zpracoval GP dodatek projektové dokumentace, ve kterém byla řešena problematika zajištění východního portálu po mimořádné události včetně odstranění následků. Dodatkem realizačního projektu bylo řešeno zajištění již vybudované kaloty tunelu u východního portálu na délku 30 metrů systémovým překotvením tyčovými kotvami typu PG (resp. SN) dl. 4 a 6 m. Vlastní sanační práce spočívaly v odtěžení kvartérních a zvětralých vrstev nad portálem, v zakotvení přes železobetonové převázky 3 kotevních úrovní pramencovými kotvami dl. 16-25 m a v postupném odtěžování zříceného materiálu na úroveň cca 1,5 m nad kalotu tunelu. Celý nestabilní úsek horninového masivu, ve kterém je zbývající část tunelu na východním portále vedena byl nově vyprojektován ve stavební jámě se zajištěním pomocí pilot. Ty jsou rozepřeny přes věnec v jejich hlavách ocelovými rozpěrami Ø 600 mm.

Pro stabilizaci kaloty před ražbou jádra v jílovcích u východního portálu je realizačním projektem stanoveno provádění mikropilot v patách kaloty o délkách 10 a 12 m s přeinjektováním v délce 5,5, resp. 8 m. Tyto mikropiloty kromě vlastního podepření a stabilizace kaloty mají za úkol zabránit deformacím jílovců z boků a dna výrubu do doby osazení primárního ostění včetně protiklenby.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Pro realizaci definitivního ostění ze železobetonu B 30 byla Metrostavem zakoupena a repasována sada bednících skruží včetně bednícího vozu ze Švýcarska. Statický

výpočet definitivního ostění byl proveden metodou konečných prvků Ing. Doležalovou (Dolexpert Praha). Podle tohoto výpočtu bylo potvrzeno ostění o tloušťce 50 cm betonované za posuvné bednění. Výztužná ocel bude tvořena ocelovými sítěmi o průměru drátů 6 a 8 mm a ocelovými příložkami.

Betonáž portálových částí tunelu bude rovněž prováděna na pojízdnou skruž při použití přiložného vnějšího bednění. Celý tunel bude izolován PVC fólií tl. 2 mm typu AL-KORPLAN s osazenými kotvami pro uchycení výztuže. Podélné drenáže pod úrovní vozovky budou odvodněny do tunelové kanalizace. Zahájení prací na realizaci definitivního ostění se předpokládá 1. 4. 1966 a jejich ukončení pak v polovině října 1996.

ZÁVĚR

Hodnocení zkušeností z dosavadní výstavby tunelu Hřebeč, zahrnující především ražby, má několik hledisek. Prvním z nich je poznání, že tak náročné podzemní dílo, jakým bezesporu tunel Hřebeč je, vyžaduje každodenní profesionální přístup všech pracovníků zodpovědných za technické a realizační vedení stavby. Díky tomu se zúročují zkušenosti, které většina z nich (raziči počínaje a vedením stavby konče) získala na ražbách obdobných tunelů v Turecku. To se projevuje především v poznání, že základem úspěchu při realizaci velkého tunelu v extrémních podmínkách je bezpodmínečné dodržování technologické kázně, dodržování všech technologických a technických zásad, absorbování pocitu velkého podzemního prostoru atd. Výsledkem je velmi kvalitní dílo po stránce přesnosti, naměřených deformací a prověřovacích zkoušek tak, jak jej pravidelně hodnotí partneři výstavby. Mottem pro každého zmíněného pracovníka musí být, že taková náročná stavba není pouze hornické dílo, že tedy nejde o hornické provizorium, ale že se jedná o moderní stavbu situovanou do podzemí.

Druhé hledisko pramení z poznání, že je nutné v podmínkách odloučení stavby od mateřského zázemí budovat nové vztahy s místními partnery, ať už jde o místní subdodavatele, správní orgány či obecní úřady. Dodržování platební, morální či profesionální kázně pak potvrzuje kredit každé firmy v daném regionu. Vedení stavby je přesvědčeno, že úspěšné a kvalitní dokončení tunelu Hřebeč bude tou nejlepší referencí pro podzemní dílo, které se zapíše do moderní tunelářské historie v České republice.

Ražení kaloty tunelu s členěním na dvě předstihové boční štoly

Vyražená kalota tunelu zajištěná stříkaným betonem se sítěmi a systémovým kotvením

Tunel ve fázi odtěžování jádra a zřizování ostění boků tunelu a spodní klenby

SKALNÍ ZŘÍCENÍ V HŘEBČI

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.
ODBORNÝ KONZULTANT INVESTORA SIÚ PARDUBICE

THE MAIN PART OF THE ROAD TUNNEL IN HŘEBEČ IS DRIVEN THROUGHT THE CHALK SEDIMENTARY ROCK. THE UNDERLYING BED OF THE EASTERN TUNNEL OPENING WALL IS FORMED FROM THE LACUSTRAL MUDSTONE SEDIMENT. BY THE INFLUENCE OF THE TECTONIC FAILURES TO CONSOLIDATION MUDSTONES UNDER PRESSURE RESULTED THE ROCK FALL OF THE TUNNEL OPENING WALL. THE LINING OF ABUTMENT GALLERIES WAS DESTROYED BY LENGHT ABOUT 25 M.

1. ÚVOD

Projektový návrh i vlastní provádění tunelu Hřebeč bylo již vícekrát publikováno pracovníky Metrostavu a. s. časopisecky i v příspěvcích vědeckotechnických konferencí, takže lze předpokládat, že odborná veřejnost je o obecnějších aspektech výstavby významného tříproudového silničního tunelu na přeložce silnic I/35 u Moravské Třebové poměrně kvalitně informována.

Věnujme proto v této stati pozornost problému, který dosud v souvislosti s výstavbou tunelu Hřebeč publikován nebyl, a který i ve své exkluzivitě představuje významný zdroj poučení pro tunelářskou teorii i praxi - jedná se o okolnosti vzniku a příčiny havárie provizorního portálu na východní straně hřebečského tunelu.

5. dubna 1995 došlo v rozmezí cca 12 hod. (s progresivním průběhem na konci tohoto intervalu) v oblasti východního provizorního portálu k rozsáhlému skalnímu zřícení, které způsobilo totální likvidaci levé opěrové štoly a zával s destrukcí pravé opěrové štoly, obojí v rozsahu cca 20-25 m od portálové stěny.

Pozoruhodným faktem bylo to, že k neočekávanému ničivému sesuvu dlouhodobě stabilní skalní stěny došlo v okamžiku, kdy vlastní práce na ražení a primárním vystrojování tunelu probíhaly stovky metrů daleko od inkriminovaného východního portálu. Nebezpečnou fázi každého členěného tunelování v méně stabilních masivech, spočívající v opakované změně napěťodeformačních stavů vyvolané následným prováděním dílčích výrobů (zde konkrétně postupné ražby opěrových štol a jejich prohlubování), měla tudíž portálová oblast v daném čase již řadu týdnů za sebou.

Další výrazné napěťodeformační změny danou oblast ještě sice očekávaly v průběhu rozšiřování výlomu kaloty, pobírání jádra výrubu a výlomu pro spodní klenbu; v souvislosti s organizací výstavby tunelu v zimních měsících 1994/95 však byl skalní masiv v oblasti východního portálu pro proražení opěrových štol a prohloubení levé štoly (sloužící odvozu rubaniny z pracovišť uvnitř tunelu) ponechán v klidu.

Že tento klidový stav byl pouze zdánlivý dokumentují obrázky 1 a 2, které fotograficky zachycují stav před havárií a bezprostředně po ní, obr. 3 schematizuje vzájemnou vazbu skalního zřícení a opěrových štol v portálové části tunelu.

Rezultát nezvládnutelných silových a deformačních procesů v horninovém masivu je zřejmý; pokusme se stanovit příčiny tohoto fatálně neočekávaného jevu.

2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

I když výškové vedení nivelety přeložky silnice I/35 není z hlediska výstavby tunelu optimální, je nutno pokládat někdejší rozhodnutí o změně zářezové varianty na tunelovou za jednoznačně správné především z hlediska ochrany a tvorby životního prostředí. Rozdělení sevřeného krajinného a sídelního útvaru hřebečského sedla hlubokým zářezem (ke všemu přímo na hranicích Čech a Moravy) by bylo nevratným a vskrze antiekologickým a antispolečenským zásahem.

Příliš mělké vedení nivelety, logicky ovšem navazující na již rekonstruovanou přiléhající část silnice I/35, znamenalo, že západní část tunelu délky cca 200 m má velmi nízké nadloží (menší než polovina téměř 16metrové výrubní šířky tunelu), tvořené písčitými hlínami a hlinitokamennými svahovými sutěmi. Všeobecně byla tato mělce uložená část tunelu s nadložím z aluviálních a deluviálních sedimentů, pokládána z hlediska tunelování za podstatně náročnější (třídy NRTM 5a, 5b oproti třídě 4 a 5a ve východní části tunelu).

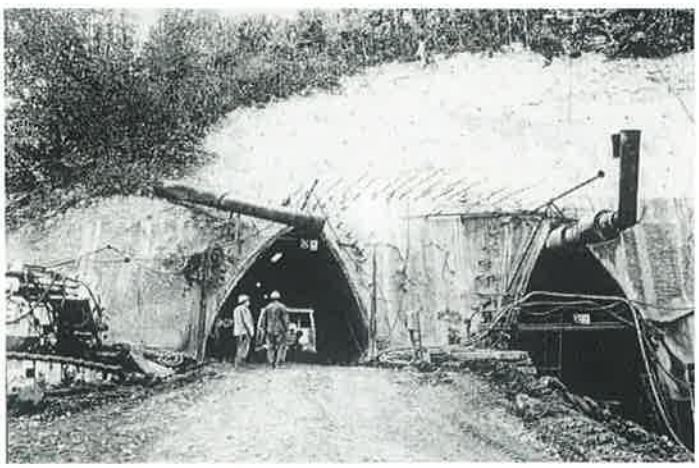
Ve východní části tunelu probíhala ražba v délce cca 100 m ve složitých geologických podmínkách tektonicky porušených křídových útvarů sladkovodního i mořského cenomanu a spodního turonu, tvořených souvrstvím pevných písčitých slínovců (opuk), málo pevných glaukonitických pískovců a podložních jílovců tuhé konzistence (obr. 4).

V této východní části hřebečského hřbetu byla již ve stadiu inženýrskogeologických průzkumů [1], [2] zvažována možnost existence kerných sesuvů v křídových útvarech, pro něž je tento typ sesuvu možno pokládat za typický.

Při kerných sesuvech klasického typu se uvolněné bloky horniny při posunování po svahu zabořují zadní částí své podstavy do svahu a stupňovitě poklesávají. Za krami vznikají obvykle nápadné deprese, které nemají přirozený odtok, takže se v nich drží voda v jezírkách nebo močálech. Tento typ kerných sesuvů není v morfologii hřebečského hřbetu patrný.

Podklad [3], z něhož je převzat i obr. 5, však přímo v souvislosti s hřebečským hřbetem dokumentuje jev, známý v geomorfologii pod pojmem o d s e d á n í, který se vyskytuje na okrajích strmých skalních stěn při určitém vhodném uspořádání ploch nespojitosti. Jednotlivé sloupovité kry horniny se zabořují do podloží, vějířovitě se rozevírají, postupně vyklánějí a po dosažení kritického úklonu se zřítí a rozpadnou na bloky a úlomky.

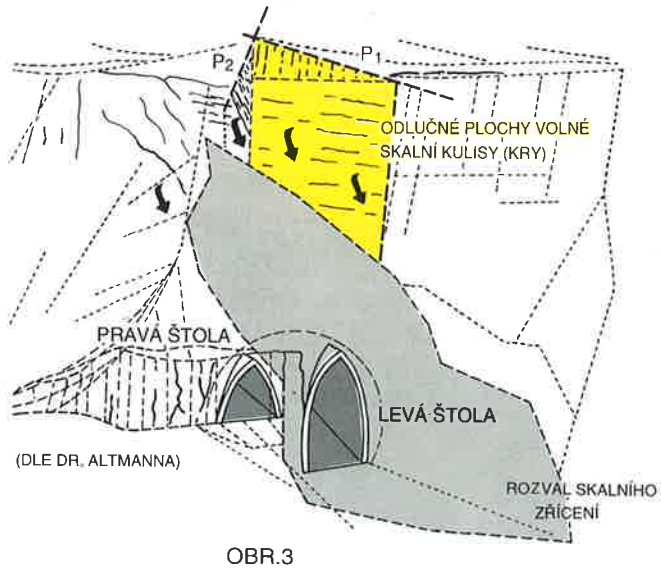
Inženýrskogeologický průzkum proto oprávněně věnoval zvýšenou pozornost možným projevům výše uvedených sesuvných jevů. Ražba levé opěrové štoly, prováděná v prvních



Obr. 1. Opěrové štoly tunelu

Obr. 2. Skalní zřícení

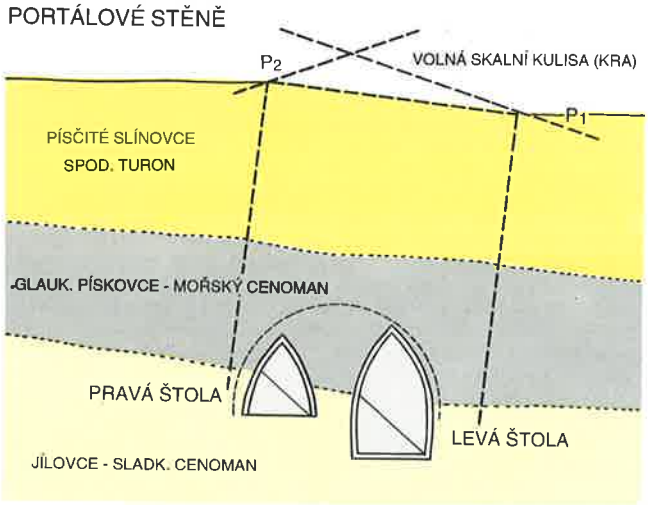
SCHEMA SKALNÍHO ZŘÍCENÍ VE VÝCHODNÍ PORTÁLOVÉ STĚNĚ



OBR.3

Obr. 3. Schema skalního zřícení ve východní portálové stěně

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY VE VÝCHODNÍ PORTÁLOVÉ STĚNĚ

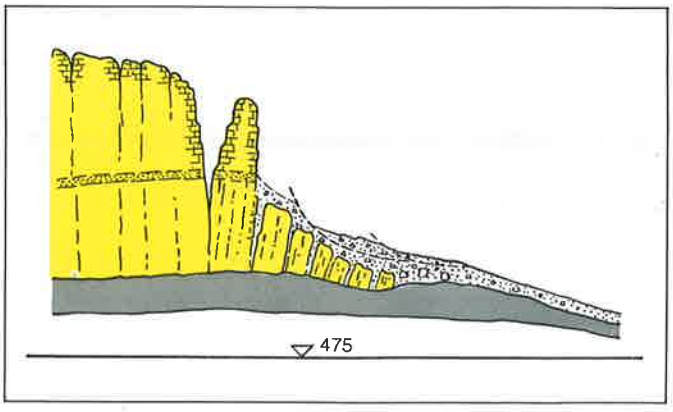


(DLE DR. ALTMANNA)

OBR.4

Obr. 4. Inženýrskogeologické poměry ve východní portálov stěně

ODKLÁNĚNÍ OKRAJOVÝCH VĚŽÍ KŘÍDOVÝCH PÍSKOVCŮ A OPUK - HŘEBEČ U MOR. TŘEBOVÉ (DLE PAŠEK - KOŠŤÁK)



Obr. 5. Odklánění okrajových věží křídových pískovců a opuk - Hřebeč u Moravské Třebové (dle Pašek - Košťák)

50 metrech jako průzkumné dílo doplňujícího IG průzkumu [4], měla mj. za úkol ověřit eventuální existenci odlučných ploch možných horninových ker. Z tohoto důvodu byla ražba průzkumné štoly prodloužena o desítky metrů, aby při vlastní výstavbě tunelu nedošlo později k jejich případné a nečekané aktivaci.

Výsledky pečlivě dokumentovaného doplňujícího IG průzkumu (ani vlastní ražba tunelu) existenci žádných významných tektonických linií mezi horninovými krami bezprostředně v prostoru portálové části tunelu (km 5,305) nepotvrdily, i když se v širším okolí vyskytují. To potvrdil i chronologicky poslední průzkum v dané oblasti [5], který dokumentoval hlavní tektonickou linii zřejmě kerného pohybu v km 5,370, tj. až v oblasti vně východního portálu.

Přesto však na východní skalní stěně existovala přímo v líci masivu horninová kra, spíše skalní kulisa, oddělená od masivu téměř zplna průběžnou puklinou. Zčásti držena některými zazubenými lavicemi opuk v nejsvrchnější části masivu, stála skalní kulisa poměrně stabilně (bez pozorovatelných deformačních projevů) na podložních jílovcích tuhé konzistence (obr. 4).

Existence nepříznivě orientovaných průběžných otevřených puklin P_1 a P_2 se zřetelně ukázala bohužel až po vzniku skalního zřícení. Z fotografií na obr. č. 6 a 7 jsou jasně patrné zbytky hlinité výplně na odlučné ploše a bělavé karbonátové povlaky, svědčící o intenzivním zatékání povrchové vody.

Kdyby se v dané oblasti netunelovalo, pravděpodobně by volná kra stála na svém místě další stovky či tisíce let, než by v důsledku jevu zvaném „bulging" (vytlačování podložních jílů), kombinovaného s výše zmíněným „odsedáním', došlo k její výraznější prostorové deformaci a případnému zřícení.

3. TEORETICKÉ PŘEDPOKLADY VZNIKU ZŘÍCENÍ VOLNÉ SKALNÍ KRY

V horninovém masivu neoslabeném výrubem existuje tříosý stav napjatosti, jehož složky napětí jsou dány (při běžně uvažovaném zjednodušení) tíhou nadložních vrstev a jejími bočními tlakovými projevy. Tento stav tzv. geostatické napjatosti je při tunelování nevyhnutelně porušen. Dochází k redistribuci (přeskupování) napětí kolem provedeného výrubu - hornina odebraná ve výrubu již nemůže přenášet zatížení tíhou nadloží, které se proto koncentruje do oblasti na bocích výrubu, tyto koncentrace (zvětšení) napětí se zvýrazňují při opakovaných ražbách.

Stabilitní podmínky v prostoru čelby však v nepříznivých geologických podmínkách nutně vyžadují členěné schema pobírání, a to i za cenu násobných koncentrací napětí, které musí přenést nejbližší okolí dílčích výlomů i plného profilu.

Tato charakteristika se plně týká i tunelu Hřebeč, jehož členěný výrub způsoboval značnou koncentraci svislých i vodorovných napětí zejména ve středním pilíři mezi opěrovými štolami. Horninový masiv i ostění štol tyto koncentrace zatížení bez znatelné újmy přenášelo jak v nebezpečném období reologického (časového) vývoje únosnosti stříkaného betonu, tak i řadu měsíců dalších. Za normálních podmínek je po uplynutí tak dlouhého časového intervalu dosaženo, díky deformacím horninového masivu i ostění, nového rovnovážného stavu napjatosti a stabilního stavu. V Hřebči tento navenek stabilní stav přešel zdánlivě bez zjevného důvodu do stavu katastroficky nestabilního.

Důvod neočekávaných deformačních pohybů, vedoucích až k rozsáhlému skalnímu zřícení, je třeba hledat v chování podložních jílovcových vrstev.

Soudržné zeminy nasycené vodou při zatížení vykazují deformace, které jsou v konečném stadiu značně velké a výrazně závislé na čase - tzv. konzolidační sedání. Jev je způsoben tím, že při deformaci zeminy je nutné, aby se z pórů vytlačila voda. A protože propustnost jílovitých zemin je malá, probíhá sedání takovýchto zemin, než dojde k jejich zpevnění, řadu měsíců až let. Hřebečská skalní kulisa však na jílovitém podloží stála již „věky", takže konzolidace a zpevnění jílovcové vrstvy pod zatížením, odpovídajícím tíze skalní kulisy, musely být již dávno ukončeny.

Jak známo, sedání (včetně konzolidace) je způsobeno přitížení základové půdy. A k takovémuto přitížení v daném případě došlo právě v důsledku výše zmíněných koncentrací napětí v okolí dílčích výrubů (opěrových štol). Toto přitížení vyvolalo (obnovilo) konzolidaci jílovcové vrstvy pod volnou kulisou, která začala sedat do prostředí, jež bylo navíc dotováno vodou z málo vhodně umístěné mezideponie rubaniny v levé opěrné štole. Časová závislost nově vznikajících deformací podložní jílovcové vrstvy je důvodem, proč značně dlouhé období zdánlivé stability opěrovými štolami proražené volné skalní kry přešlo v neočekávané skalní zřícení.

Dosud chybějící vazba mezi konzolidačním sedáním a překročením únosnosti ostění opěrových štol je popsána v následující kapitole.

4. VZÁJEMNÁ ČASOVÁ A PŘÍČINNÁ SOUVISLOST JEVŮ PŘI HAVÁRII

Z provedeného teoretického rozboru širších souvislostí a zdokumentovaného průběhu skalního zřícení lze odvodit vzájemnou časovou a příčinnou souvislost jednotlivých jevů:

a) Volná pískovcová kulisa, jejíž nespojitost s okolním masivem nebyla indikována žádnými průzkumnými díly ani vlastní ražbou dílčích výrubů tunelů, spočívala na podložní jílovcové vrstvě ve stabilní poloze. Pro dalekou budoucnost nelze vyloučit výraznější prostorové deformace až zřícení v důsledku dlouhodobého dotvarování plastických podložních jílovců, i kdyby nebyl ražen tunel.

b) Ražba opěrových štol vyvolala koncentrace napětí (svislého i vodorovného) v okolí boků výrubů. Nejvíce namáhaný byl pochopitelně střední pilíř. Deformace ostění levé štoly, indikované v průběhu ražby konvergenčním měřením, se podařilo zastavit uzavřením profilu rozpěrným dnem (obr. 8).

c) Přitížením podložních jílovců vyvolalo jejich konzolidaci (časové sedání) a volná skalní kra pozvolna dosedala zvýšenou měrou na ostění opěrových štol, přičemž pevnostní a deformační vlastnosti jílovců v bezprostředním podloží byly zhoršovány dotací vody z mezideponie rubaniny v levém opěrovém tunelu.

Nadměrný horizontální tlak na vysoké opěří levé štoly způsobil trhlinu v pracovní spáře železobetonového stříkaného ostění levé opěrové štoly; ač její skutečný původ nebyl správně identifikován, byla trhlina registrována začátkem března technickým dozorem

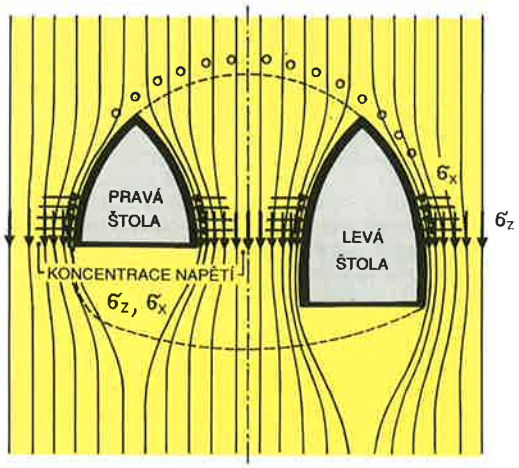
investora a dodavatelem opatřena indikačními sádrovými pásky. Konvergenční profil v km 5,29 vykázal v téže době změnu horizontálních deformací o 15 mm, která se v průběhu 14 dnů uklidnila.

d) Pokračující konzolidace jílovců a další sedání volné skalní kry dále zvyšovalo namáhání ostění.

V úterů 4. 4. 95 zaregistroval pracovník TDI odtržení indikačních sádrových pásků na podélné trhlině v ostění levé štoly a vyžadoval okamžité provedení účinných opatření k zesílení ostění. Než mohla být jakákoliv zabezpečovací opatření provedena, došlo v podélné trhlině ostění levé štoly k porušení ostění, jeho vyvrácení do profilu štoly a následnému vykomínování horniny až k mikropilotám na obvodu kaloty (1. fáze závalu - obr. 9). Konvergenční měření v pravé štole vykázalo v té době nebezpečné zvýšení hodnot na 45 mm.

e) Poškození středního horninového pilíře a opěrové části ostění vyvolalo další koncentrace napětí jak v hornině, tak v ostění, které však po destrukci opěrové části levé štoly již nebylo schopno přenášet zatížení do jílovců se zabořující volnou krou. Únosnost povrchové vrstvy jílovců byla překročena, následné vytlačení podloží po smykových plochách do prostoru štol enormně zvýšilo deformace masivu. Těmto deformacím zčásti již destruované ostění nebylo schopno odporovat, takže došlo k téměř současnému zřícení zbytku ostění levé opěrové štoly a větší části horninové kry, která ztratila po destrukci ostění významnou podporu (2. fáze závalu - Obr. 10).

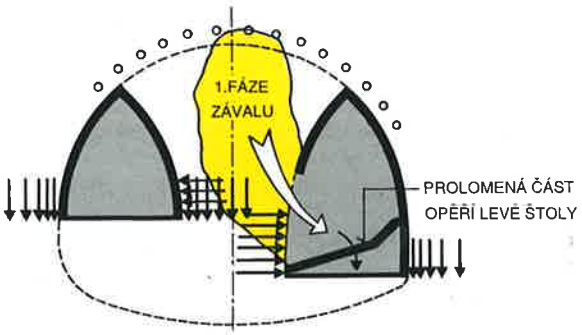
KONCENTRACE NAPĚTÍ NA BOCÍCH ŠTOL



OBR.8

Obr. 8. Koncentrace napětí na bocích štol

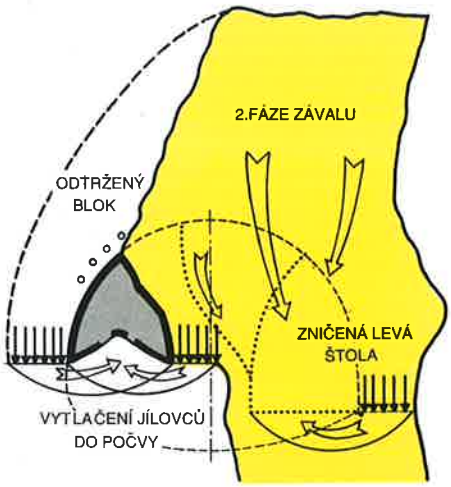
PORUŠENÍ OSTĚNÍ ŠTOLY BOČNÍM TLAKEM Z MEZILEHLÉHO PILÍŘE



OBR. 9

Obr. 9. Porušení ostění štoly bočním tlakem z mezilehlého pilíře

VYTLAČENÍ POŠEV, ZTRÁTA ÚNOSNOSTI OSTĚNÍ, SKALNÍ ZŘÍCENÍ



OBR. 10

Obr. 10. Vytlačení počev, ztráta únosnosti ostění, skalní zřícení

Obr. 6. Odlučná plocha sesuvu

Obr. 7. Detail odlučné plochy

Obr. 11. Porušení dna a vytlačení jílovců do počvy štoly

Vytlačení podloží do počvy je jasně patrné na fotografii zachovalejší části pravé štoly (foto na obr. 11).

f) Svrchní část masivu, v němž lavice opuk byly ve svislém směru místně děleny neprůběžnými puklinami, setrvala díky smykové pevnosti základní horninové hmoty v přirozeném uložení bez spodní podpory ještě téměř hodinu, než se zřítila na předchozí rozval (3. fáze závalu - obr. 12).

Po proběhlém skalním zřícení došlo k téměř k absolutnímu uklidnění deformačních projevů v masivu. Primární ostění výrubu kaloty uvnitř tunelu, na jehož hraně se vnitřní rozval zřícení de facto zastavil, nedoznalo žádnou újmu. Zajištěno podepřením povalovými sruby nevykázalo ostění ani v následujícím období žádné deformační změny.

5. ZHODNOCENÍ PŘÍČIN HAVÁRIE PROVIZORNÍHO PORTÁLU

Zřícení skalní stěny na východní straně hřebečského sedla sice souvisí s výstavbou tunelu na přeložce silnice I/35, tato souvislost je však dána vzájemnou vazbou relativně složitých geotechnických jevů (složitých především proto, že se jedná o jevy reologické, tj. časově závislé), které byly předchozí ražbou opěrových štol tunelu „nastartovány". Ve velmi dlouhém časovém horizontu by se tyto jevy do budoucna mohly projevit i samovolně [3]. Přímá souvislost havárie s vlastní ražbou a vystrojováním tunelu v aktuálním čase havárie evidentně neexistovala.

Celý mechanismus zřícení skalní stěny je srozumitelně vysvětlitelný na základě existence poměrně mohutné „volné" skalní kulisy, oddělené od horninového masivu systémem průběžných puklin, které byly při opakované pečlivé rekognoskaci, bohužel proveditelné až po havárii, jednoznačně dokumentovány. Geomechanické jevy, vyvolané tíhou skalní kulisy a iniciované ražbou opěrových štol tunelu - koncentrací napětí v okolí výrubu, vícesměrná konzolidace podložních jílovců i změna jejich konzistence působením vody - vesměs probíhaly v čase a projevily se negativně s poměrně značným zpožděním od proražení skalní kry štolami. Ostění opěrových štol, které nebylo a ani nemohlo být dimenzováno na plné účinky zatížení volnou skalní kulisou, jejíž solitérní působení ve skalním masivu nebylo průzkumnými ani vlastními tunelovacími pracemi signalizováno, se po vyčerpání všech rezerv únosnosti totálně porušilo.

Existence volné skalní kry také znehodnotila všeobecné přesvědčení, že zajištění provizorního portálového svahu pomocí kotvených sítí a stříkaného betonu je dostatečně spolehlivé. Jak se ukázalo, i při kvalitním provedení těchto prvků (obr. 13 a 14) byl jejich vliv na mohutnou deformující se hmotu málo významný.

6. ZÁVĚR

Rozbor příčin vzniku skalního zřícení na východní portálové stěně hřebečského tunelu ukazuje, že předpověď geomechanického chování poruchové partie dlouhodobě stabilního křídového masivu byla velmi obtížná, a to i přes provedení speciálně zaměřeného doplňujícího inženýrskogeologického průzkumu.

Znovu se potvrdilo, že v méně kvalitních, silně tektonicky porušených horninových masivech, je stabilita závislá na četnosti, ale především na orientaci a stavu ploch nespojitosti. Je potěšující, že vlastní ražba tunelu členěnými výruby přes otevřené kaloty až k plným výlomům byla i v tomto prostředí (dnes již prakticky v plném rozsahu délky tunelu) úspěšně zvládnuta.

V makrorozměrech skalní stěny, při vysokém stupni volnosti štolami proražené skalní kry a „vyprovokovaně" zrychleném reologickém chování podloží, se však předpoklad o dostatečné stabilitě provizorní portálové stěny ukázal jako mylný. Zůstává otázkou, zda by včasná analýza stability některou z prestižních výpočetních metod, např. metodou UDEC (Unified Distinct Element Code), specifickou právě pro řešení diskontinuitních masivů, dokázala správně prognózovat chování portálové stěny. Je nepochybné, že vypovídající schopnost těchto složitých matematických modelů je vysoká, ale současně výrazně závislá na kvalitě vstupních parametrů - neodhalené vlastnosti masivu lze pochopitelně těžko modelovat.

Námětem k zamyšlení zůstává i způsob organizace výstavby tunelu v oblasti provizorního východního portálu. Z jedné strany velmi logické a účinné opatření pro výstavbu v zimních měsících (provádění dílčích výlomů včetně kaloty uvnitř masivu a nikoliv plynule od portálu) se při nepříznivé konstalaci slabých míst v masivu i podloží ukázalo jako řešení nevhodné. I v tomto případě by se pravděpodobně vyplatilo preferovat zásadu plynulé návaznosti provádění dílčích výlomů a jejich vystrojování, v případě tlačivých hornin v opěří a dně tunelu s co nejvčasnějším uzavřením spodní klenby ostění.

O tom, jak by vypadala aplikace tohoto postupu v daných podmínkách při skutečném provádění, lze dnes již pouze akademicky diskutovat.

Literatura:

[1] Závěrečná zpráva IG průzkumu Hřebeč - Moravská Třebová.sil. I/35. Zpracoval GP Ostrava, listopad 1987.

[2] Závěrečná zpráva doplňujícího IG průzkumu Hřebeč - Moravská Třebová, sil. I/35. Zpracovala UNIGEO Ostrava, říjen 1991.

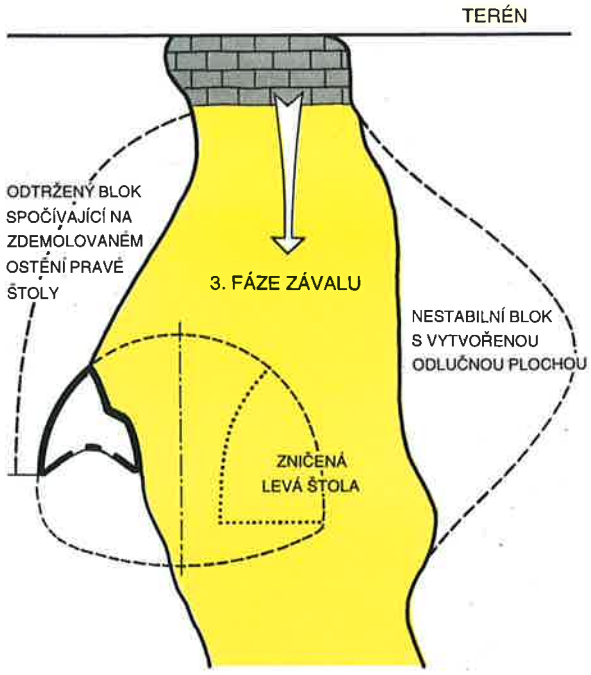
[3] PASEK, J. - KOŠŤÁK, B.: Svahové pohyby blokového typu. Rozpravy ČSAV, 1977, roč. 87, sešit 3, řada matematických a přírodních věd.

[4] Výsledky doplňujícího IG průzkumu pro silniční tunel Hřebeč. Zpracovala firma IKE, prosinec 1993.

[5] Přeložka silnice I/35 Hřebeč - podrobný inženýrskogeologický průzkum zaměřený na vznik sesuvných deformací svahu v km 5,310 - 5,500. Zpracovala firma K + K, červenec 1994.

[6] Expertní vyjádření k havárii provizorního portálu tunelu Hřebeč. Zpracoval prof. Barták, duben 1995.

KONEČNÁ FÁZE SKALNÍHO ZŘÍCENÍ PORTÁLOVÉ STĚNY



OBR. 12

Obr. 12. Konečná fáze skalního zřícení portálové stěny

Obr. 13. Porušený kryt ze stříkaného betonu a vyvlečené kotvy provizorního zajištění portálu

Obr. 14. Pravá štola - porušení ostění ze stříkaného betonu

TUNEL NA RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACI R35 – STAVBA PRO ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

ING. ROMAN SMIDA, ING. MICHAL GRAMBLIČKA, SUDOP PRAHA a. s.

CUT AND COVER TUNNEL ON MOTORWAY R35 NEAR LIPNIK NAD BEČVOU - THE STRUCTURE FOR PROTECTION ENVIRONMENT.

Rychlostní komunikace R35 z Olomouce do Lipníku nad Bečvou, překonává u obce Dolní Újezd skalnatý ostroh okrajového zlomového svahu Oderských vrchů, místně nazývaného Provázky. Sudop Praha a. s. vypracoval pro Ředitelství dálnic Praha, závod Brno v roce 1994 posuzovací studii, ve které hledal optimální řešení přechodu komunikace danou lokalitou z hlediska technického, ekonomického a životního prostředí. Vyhledána byla nejoptimálnější trasa a porovnávány všechny, do úvahy přicházející varianty řešení, tj. zářez, hloubený a ražený tunel. Hodnocení jednotlivých variant vycházelo z rozboru geologických podmínek lokality včetně navazujících úseků, možnosti nasazení technologií a mechanizace při výstavbě, nákladů stavby a především vlivu stavby na dominantní biokoridory procházející danou lokalitou.

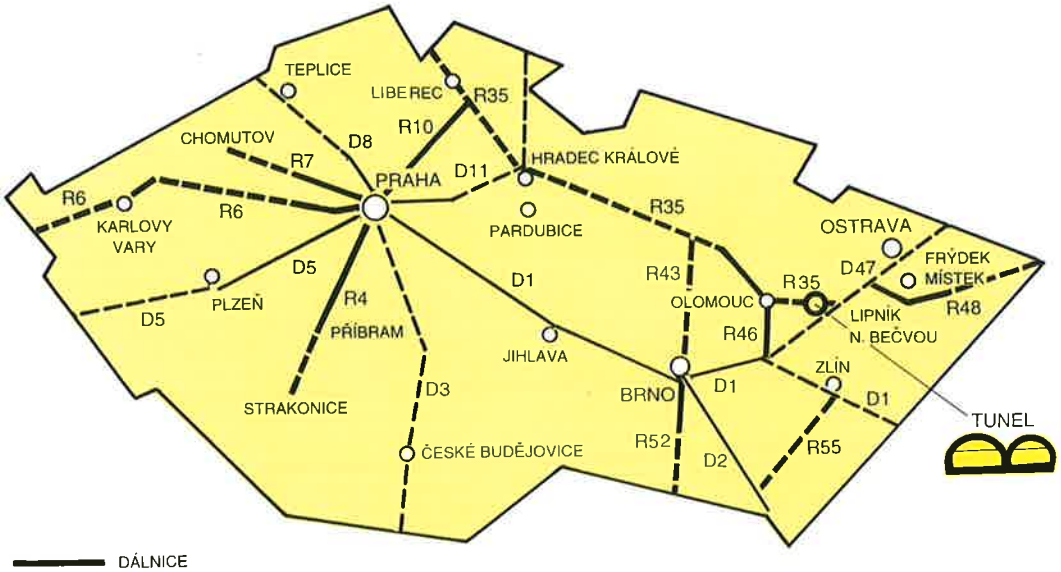
Otevřený zářez byl základní variantou pro překonání terénního hřbetu. Příčný řez dálnice v posuzovaném úseku zůstává ve stejném šířkovém uspořádání jako v přilehlých úsecích. Vzhledem na kvalitu odkrytého skalního masivu a proces zvětrávání bude ze stěn zářezu docházet k opadávání skal a místně v poruchách i k vyjíždění a sesouvání horninových klínů podél vhodně orientovaných puklin. Na tomto procesu bude mít podíl i voda, která se objeví na svazích zářezu po jeho otevření. Z tohoto důvodu se počítá s rozšířením standardního uspořádání tělesa komunikace o záchytný prostor v patě zářezu a se zřícením záchytné stěny. V zářezu je nutné uvažovat s podélnými a příčnými drenážemi na svazích zářezu, se sběrnými podélnými drenážemi v patě svahu, se zřícením nepromrzajícího plošného drénu ve svrchních úrovních zářezu, s ojedinělými místními stabilizacemi svahu technickým opatřením (např. kotvením, hřebíkováním) a s ozeleněním lavičeek. Výstavba zářezu by však neměla činit zvláštní problémy a při provedení zmíněných opatření by i údržba v následném provozu neměla překročit obvykle kalkulované náklady v obdobných úsecích dálnice. Hluboký zářez hloubky 15 až 28 m, který v koruně dosahuje šíře 70 až 95 m svou orientaci a podélným sklonem je výraznou drenážní konstrukcí okolního terénu a je závažným zásahem do krajiny. Jeho realizací by se v kompaktním území přerušila vegetace a současně vytvořil i velký izolovaný pruh území mezi novou a stávající silnicí I. třídy.

Ražené tunely, byly brány do úvahy jako srovnávací varianta. Vzhledem k nadloží (5 až 13 m) náleží dle ČSN 73 7501 do III. geotechnické kategorie jako objekty s náročnou konstrukcí ve složitých geologických podmínkách. Vzhledem k tomu, že nadloží o mocnosti rovnající se šířce profilu jednoho tunelu je dosahováno jen v malé délce úseku, je zřejmé, že ražba by probíhala v podmínkách tvořených nestabilní horninou se snižující se kvalitou a se zatížením plné výšky nadloží. Bezpečné provedení tunelováním by vyžadovalo členěný profil s malými délkami postupových záběrů s nutnou sanací masivu obklopující tunel. Rychlost postupu by bylo možno očekávat jako podprůměrnou a realizaci ekonomicky a časově neefektivní. Podzemní objekty pro oba směry by musely být provedeny samostatně a osově od sebe vzdáleny o dostatečný horninový pilíř. Toto opatření vede k směrové úpravě trasy komunikace v úsecích přilehlých k posuzovanému úseku, komplikuje řešení před a za tunelem, zejména s ohledem na konfiguraci terénu, nepříznivé geologické a stabilitní poměry v přilehlém ssuvném území neogénu. Znamená podstatné zvětšení záboru území pro výstavbu komunikace. Ražené tunely s délkou 500 m, ve stoupání 3,97 % již musí být postaveny s příslušným technologickým vybavením zejména větráním, osvětlením a bezpečnostními úpravami.

Hloubený tunel. Nevhodné podmínky pro tunelovou variantu raženou se jeví naopak jako příznivé pro efektivní výstavbu hloubeného tunelu s možností nasazení výkonné mechanizace a rychlého postupu výstavby. Tato koncepce umožňuje vybudovat tunelové dílo jako objekt sdružený, dvoulodní, ve standardní šířce trasy komunikace dálničního typu. Zpětným zahrnutím klenbových objektů se střední společnou příčlí se dosáhne úspornějšího typu konstrukce, nedochází k nevratnému zábotu povrchu území a přírodně se neznehodnotí velké území mezi rychlostní komunikací a stávající silnicí. Stejně jako u ražené varianty je nutné tunel opatřit technologickým vybavením a kalkulovat vyšší provozní náklady komunikace.

Kombinovaná varianta zářez - hloubený tunel, se objevuje v průběhu zpracování na popud odboru životního prostředí OÚ Přerov. Je kombinací výše uvedených řešení, je kompromisem odstraňujícím jejich nejvýraznější negativa z hlediska dopadů do území. Vychází z pečlivého posouzení poznatků všech šetření, která byla v dané lokalitě provedena v rámci průzkumů. Překrytí zářezu v délce 100 m umožní v jižní expozici zachovat kontinuitu biokoridoru, který vzhledem na suchomilný charakter vegetace by se v ostatních severněji polože-

SCHEMA SÍTĚ DÁLNIC A ČTYŘPRUHOVÝCH SILNIC V ČESKÉ REPUBLICE



OBR. 1

ných úsecích neobnovil. Délka hloubeného tunelu 100 m vychází z návrhu dostatečné šíře na obnoveném povrchu území. Svahy nad portály tunelů upravené do přirozených sklonů okolního terénu a samotné portálové konstrukce potlačené v co nejjednodušší provedení tomu napomohou. Tunelová konstrukce je stejná jako ve variantě hloubeného tunelu. V technologickém vybavení tunelů není nutné uvažovat s nucenou ventilací vzhledem na velmi krátkou délku tunelu.

Porovnání variant z hlediska investičních a provozních nákladů

Varianta	%
zářez	100
zářez + hloubený tunel	132
hloubený tunel	204
ražený tunel	305

Závěr studie upřednostnil variantu zářezu délky 400 m, s hloubeným tunelem v délce 100 m, protože vychází v akceptobatelné míře vstříc ekologickým požadavkům, čímž se stává optimálním kompromisem i z hlediska investiční a technologické náročnosti.

POPIS DOPORUČENÉHO ŘEŠENÍ

Šířkové uspořádání komunikace odpovídá kategorii D 26,5 dle ČSN 73 6101. V dopravním pruhu do stoupání, ve směru do Olomouce je přídavný jízdní pruh pro pomalá vozidla v šíři 3,50 m.

Dle **inženýrskogeologického průzkumu** je v posuzovaném úseku komunikace geologický profil tvořen pokryvem - jílovitou hlínou s úlomky přecházejících s hloubkou do zvětralých až zdravých jílovitých a prachovitých břidlic a zvětralými, navětralými až slabě zvětralými drobami s hustým rozpukáním. Jsou zatříděny do R 3 a R 4 (dle ČSN 73 1001), charakterizované hodnotou pevnosti v prostém tlaku v rozmezí 5-15 MPa a 15-50 MPa tj. nízké až střední pevnosti. V trase se však vyskytnou polohy i prakticky zdravých hornin těsně nad niveletou díla. Tektonika lokality je velmi výrazná, neboť zájmový úsek leží v bezprostřední blízkosti okrajového slezského zlomu ve směru SV-JZ, který je doprovázen dalšími poruchami směru SV-JZ a SZ-JV. Na tektonických poruchách jsou geofyzikou lokalizována erozí vzniklá údolí vyplněná zvětralým eluviem a kvartérními uloženinami, které nejsou na povrchu terénu čitelná. S výskytem podzemní vody lze spolehlivě počítat v hloubkách zajímavých vzhledem k navrhované stavbě. Systém podzemních vod v oblasti je totiž smíšeného typu, kdy průlinový kolektor vázaný na kvartérní pokryv je hydraulicky provázaný s puklinovým, v horninách kulmu. Kvartérní horizont podzemní vody je přitom výrazně závislý od atmosférických srážek. Hladina kulmského horizontu je proměnlivá podle nepravidelné sítě puklin v horninách. Velm důležitými z hlediska zamýšlené stavby se jeví tektonické poruchy, které zřejmě budou ohraničenými kolektory intenzivních přítoků do zářezu. Z hlediska seizmicity je zájmový úsek v lokalitě Skoky - Dolní Újezd ovlivněn blízkou polohou elementů tektoniky, která se v Českém masivu jeví dominantním nositelem zamětřesné aktivity. Úsek je zařazen do oblasti odpovídající makroseizmické intenzitě do 6 ° MCS (ČSN 73 0036 „Seizmické zatížení staveb").

Konstrukce tunelu, je sdružená, sestávající ze dvou klenbových tunelových trub se společnou střední opěrou. Tvar tunelu, uzavřený eliptický rám nejlépe vyhovuje danému prostředí, charakterizovanému vysokým stupněm seizmicity. Železobetonový rám je rozdělen na celkem 5 dilatačních celků se sekcemi pro postupnou betonáž, které umožní výstavbu tunelu při nepřerušeném hloubení zářezu ze strany od obce Dolní Újezd. Konstrukce bude opatřena rubovou foliovou izolací s ochranou. Pro zásyp tunelu se použije materiálu vytěženého v lokalitě stavby při zachování zásady symetrického přitěžování konstrukce. Celková mocnost zásypu nad konstrukcí tunelu musí vyhovět požadavku odboru životního prostředí OÚ Přerov, na minimální tloušťku 7 m, dostatečnou pro kořenový systém nově osazené vegetace. V tělese zásypu se zřídí těsnící jílová vrstva, zajišťující částečné obnovení funkce svrchního průlinového kolektoru podzemních vod.

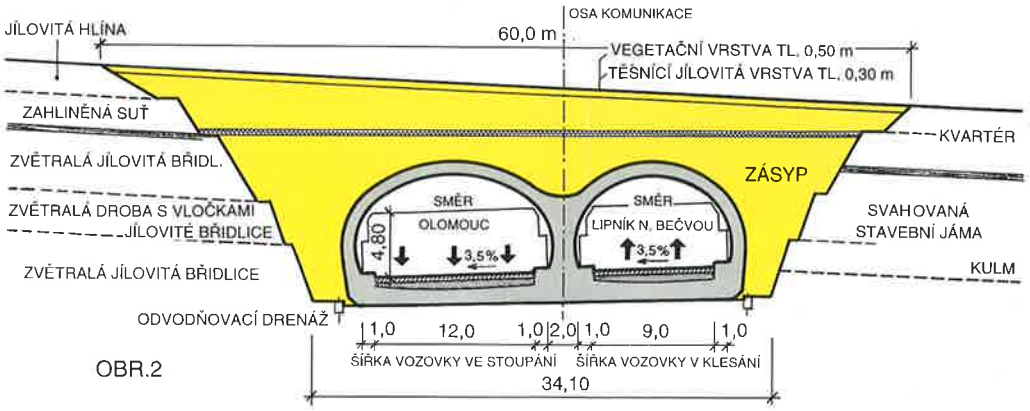
Vybavení tunelu. Krátká délka tunelu nevyžaduje složité technologické zařízení. Standardní vybavení pro objekt je osvětlení komunikace, dorozumívací a spojovací zařízení v případě havárií formou hlásek umístěných bezprostředně u portálů, kanálky pro odvedení technologických vod (používaných při čištění) napojených na kanalizaci komunikace se záchytnou jímkou a služební chodníky. V těchto jsou umístěny kabelové trasy. Jako ochrana portálů slouží železobetonová svodidla. Světlý průjezdní průřez klenbového tvaru společně s příznivou orientací díla k převažujícím větrům zajišťuje dostatečný prostor pro přirozenou ventilaci tunelu.

Postup výstavby. Postup výstavby bude komplikovaný, neboť tunel představuje pouze nepatrnou délku (100 m) z několikakilometrového úseku stavby R 3511 Velký Újezd - Lipník nad Bečvou.

V předmětné liniové stavbě bude nutné zkoordinovat velké zemní práce při hloubení zářezů, vytváření násypového tělesa, mostů v přilehlých úsecích trasy s výstavbou tunelu, při současném zachování staveništní dopravy. Z tohoto důvodu nelze předpokládat, že výstavba tunelové konstrukce bude na „zelené louce". Stavba tunelu nesmí v žádné etapě výstavby komunikace tvořit neprůjezdnou překážku.

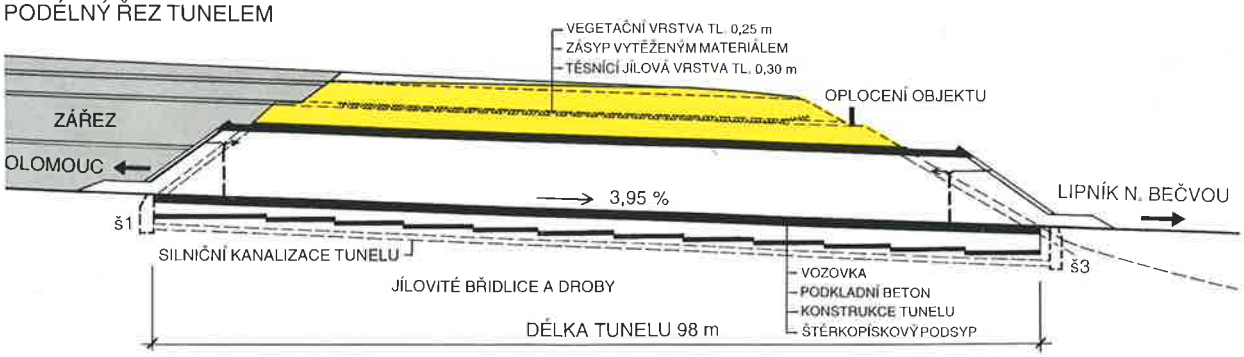
Závěr. Vybraná varianta na základě podrobného rozboru je optimálním kompromisem a vhodným precedensem pro obdobné případy. Nutno vyzdvihnout způsob přípravy náročné liniové stavby Ředitelstvím dálnic Praha, závod Brno, který neopomenul posoudit všechny do úvahy přicházející varianty, včetně tunelových.

PŘÍČNÝ ŘEZ TUNELEM



OBR.2

PODÉLNÝ ŘEZ TUNELEM



OBR.3

TUNELOVÉ STAVBY NA I. TRANZITNÍM KORIDORU ČESKÝCH DRAH

ING. ROMAN SMIDA, ING. MICHAL GRAMBLIČKA, SUDOP PRAHA a. s.

THIS ARTICLE IS DESCRIBING TUNNEL STRUCTURES ON THE I. TRANSIT CORRIDOR OF CZECH RAILWAYS FROM DĚČÍN TO PRAGUE, Č. TŘEBOVÁ, BRNO, BŘECLAV. THE RAILWAYS TRACK MUST OBSERVE REQUIREMENTS OF MODERNIZATION AGREING WITH TRETMENT AGC, AGTC.

ÚVOD

České dráhy se nacházejí v současném období v jedné z nejrozsáhlejších modernizačních akcí ve své historii. V časovém horizontu do roku 2005 se předpokládá modernizovat hlavní tranzitní koridory a významné železniční uzly. Celková délka modernizovaných tratí je 1450 km. Na základě zpracovaných koncepčních dokumentací, na kterých se významnou měrou podílela naše firma, se v souladu s mezinárodními dohodami AGC, AGTC, TER v České republice stanovily tranzitní železniční koridory. Tyto zajišťují vnitrostátní i mezinárodní spojení s okolními státy a stanou se součástí prioritní evropské železniční sítě. Koridory jsou celkově čtyři a jejich číslo vyjadřuje důležitost a časovou prioritu v realizaci. I. koridor spojuje st. hranice SRN - Děčín - Prahu - Č. Třebovou - Brno - Břeclav – se st. hranicí Rakousko / Slovensko. Priorita tohoto koridoru spočívá v tom, že se nachází na důležité spojnici Berlín - Vídeň a současně tvoří páteř dopravy ve směru východ - západ v České republice. Účelem našeho příspěvku je základní informace o tunelových stavbách připravovaných v programu modernizace na I. koridoru.

TUNELOVÉ STAVBY

Na hlavním železničním koridoru od státní hranice SRN přes Děčín - Prahu - Č. Třebovou - Brno - Břeclav k státním hranicím s Rakouskem / Slovenskem se nachází celkem 15 dvoukolejných tunelů. Jsou to dva tunely u Děčína, tři nelahozeveské tunely mezi Kralupami n./Vltavou a Nelahozevsí a skupina tzv. blanenských tunelů mezi Svitavami a Brnem. Blanenské tunely byly od šedesátých let postupně rekonstruovány z důvodu elektrizace a tak z hlediska stavebně-technického stavu a prostorové průchodnosti vyhovují parametrům modernizace. Na počátku devadesátých let byl dokončen nový jednokolejný tunel Novohradský (blanenský č. 8), trasovaný paralelně se stávajícím tunelem, který v současné době prochází rekonstrukcí a bude převeden na jednokolejný provoz. Dokončují se rovněž rekonstrukční práce na tunelech č. 1 a 2.

Program modernizace požaduje, aby tunelové objekty vyhovovaly z hlediska prostorové průchodnosti a stav konstrukcí byl v bezvadném stavu. Z tohoto pohledu jsou „moravské tunely" po provedených rekonstrukcích vyhovující a tak těžiště prací v oboru železničního tunelového stavitelství se bude koncentrovat v nejbližší budoucnosti do úseku severně od Prahy.

NELAHOZEVESKÉ TUNELY

Nelahozeveské tunely tvoří komplex tří úbočních, plytce v masivu uložených tunelů v bezprostřední blízkosti levého břehu Vltavy s délkami 23 m, 41 m a 291 m. Byly postaveny před stopadesáti lety a ve své historii prošly několika přestavbami. Poslední předelektrizační úpravy v počátku osmdesátých let se provedly jako minimálně nezbytné s tím, že zásadní řešení se přijme do deseti let. Tunely osovou vzdáleností kolejí a prostorovou průchodností (velikostí světlého průřezu) jsou poplatné době vzniku a zásadně nevyhovují požadovaným parametrům modernizace. Pro rozhodování Českých drah, jak nejoptimálněji dosáhnout stavu vyhovujícímu modernizaci, byla námi provedena podrobná analýza dvou možných variant řešení, rekonstrukce stávajících tunelů nebo výstavba nového jednokolejného tunelu s úpravou stávajících tunelů na jednokolejný provoz. Rekonstrukce plytce uložených úbočních tunelů s nízkým narušeným nadložím, s možným pouze jednostranným rozšířením profilu směrem do masivu o 30 až 37 m², není možná bez vyloučení železničního provozu a musí respektovat zachování a případně jen minimální omezení jednokolejného železničního provozu.

Novostavba jednokolejného tunelu je uvažována v paralelní trase s hlouběji umístěným tunelem v horninovém masivu v délce 480 m.

Z provedeného multikriteriálního posouzení bylo doporučeno jako optimálnější řešení, řešení uvažující výstavbu nového jednokolejného tunelu. Je ekonomičtější zejména z hlediska vyvolaných provozních nákladů, které jsou pro variantu rekonstrukce velmi vysoké. Má příznivější podmínky pro výstavbu jak z hlediska inženýrskogeologických poměrů, tak z hlediska rušení prací železničním provozem. Je hodnoceno i z hlediska respektování životního prostředí příznivěji, neboť nemá riziko narušení hodnotného prostředí „Dvořákovy stezky". Dílo provedené dle doporučené varianty zajišťuje zachování železničního provozu i za mimořádných okolností a jeho výhodou je také to, že může poskytnout pro údržbu, event. sanační práce potřebný a přitom nerušený čas.

České dráhy po vlastním prošetření doporučenou variantu potvrdily posuzovacím protokolem.

DĚČÍNSKÉ TUNELY

Nejseverněji položenými tunelovými stavbami na I. koridoru jsou tunely „Ovčí stěna" a „Červená skála" v katastru města Děčín. Nachází se těsně za železničním nádražím Děčín hl. nádraží ve směru na státní hranice se SRN. Obdobně jako nelahozeveské tunely pochází z poloviny minulého století a nevyhovují svým průjezdným průřezem parametrům modernizace. Dokonce je v nich konzervována nejmenší osová vzdálenost kolejí 3,45 m v dvoukolejných tunelech v celé síti Českých drah. Pro nedávné zahájení provozu kombinované dopravy bylo nutné přijmout zvláštní organizační opatření a rychlost souprav kombinované dopravy snížit na max. 30 km/hod. Přesto stavebně-technický stav tunelů je hodnocen po provedené sanaci koncem osmdesátých let v rámci předelektrizačních úprav za dobrý, vyhovující.

Problematika „děčínských tunelů" byla rovněž prošetřována v koncepční dokumentaci rozborem možných technických řešení, která zohledňovala jak celkovou situaci v lokalitě tunelů, tak vliv stavebních prací na provoz v síti Českých drah. Exponovaná poloha stávajících tunelů ve městě, v patě pískovcových stěn Pastýřské stěny a Červené skály, v chráněné krajinné oblasti „Labské pískovce" a z hlediska dopravy na vstupu do železniční sítě, nutí hledat stavebníka citlivé řešení respektující všechny tyto aspekty. Územně technická studie došla analýzou nakonec k obdobnému řešení jako u tunelů nelahozeveských. Výstavbou nového jednokolejného paralelně trasovaného tunelu délky 850 m, který odbíhá ze soutěsky Labe obloukem hluboko do pískovcového masivu jsou eliminována všechna nebezpečí nestabilních a nezajištěných pískovcových věží, zejména Pastýřské stěny, zlepšují se směrové poměry tratě na požadované parametry a nutné umezení železničního provozu je minimalizováno tak, že umožňuje zachovat mezinárodní dopravu. Stávající tunely po drobných sanačních pracech se převedou na jednokolejný provoz.

ZÁVĚR

Tunelové stavby na tratích Českých drah byly většinou postaveny v minulém století v době rozmachu železnice na našem území. Jsou proto z hlediska příčného profilu poplatny tehdejším potřebám a nevyhovují současným požadavkům prostorové průchodnosti modernizovaných tratí pro používaný vozový park a podstatně vyšší rychlosti.

V obou popisovaných lokalitách z mnoha příbuznými znaky se po technicko-ekonomicko-enviromentální analýze ukázalo, že pro stavebníka (ČD) je výhodnější upřednostnit výstavbu nového souběžného tunelu realizovaného v krátké době modernimi tunelovacími metodami, než těžká rekonstrukce s velmi nepříznivými, dlouhodobými a nákladnými vlivy do provozu.

Projekt modernizace koridorových tratí je v realizaci již od roku 1993 a podle zpracovaných harmonogramů se předpokládá jeho ukončení na přelomu tisíciletí. Jedině rychlé a výkonné dopravní cesty zajistí Českým drahám konkurenceschopnost s ostatními druhy dopravy a začlenění do mezinárodní železniční sítě.

Pro obě zmíněné stavby jsou v současné době zpracovány přípravné dokumentace včetně inženýrskogeologického průzkumu.

ZÁKLADNÉ VZŤAHY PRE VÝPOČET PARAMETROV METÓD RIADENÉHO VÝLOMU (CONTROLLED BLASTING, CONTOUR BLASTING)

PROF. ING. ONDREJ DOJČÁR, CSc.,
BANÍCKA FAKULTA TECHNICKEJ UNIVERZITY V KOŠICIACH

AUTHOR DESCRIBES THE CONTROLED BLASTING TECHNIQUE AND PRESENTS DIFFERENT WAYS OF THE CHARGE SIZE CALCULATION ACCORDING TO VERIFIED METHODS.

ÚVOD

Účelom metód riadeného výlomu je ochrana zaobrysového horninového masívu: minimalizácia porušenia horniny v pilieri a nadvýlomov a maximalizácia rovinnosti plochy výlomu (obr. 1). Sú to „šetriace" metódy modernej trhacej techniky s vysokoekonomickým pozitívnym dopadom na náklady budovaného diela i jeho budúcu údržbu, obzvlášť v málo a strednepevných horninových masívoch.

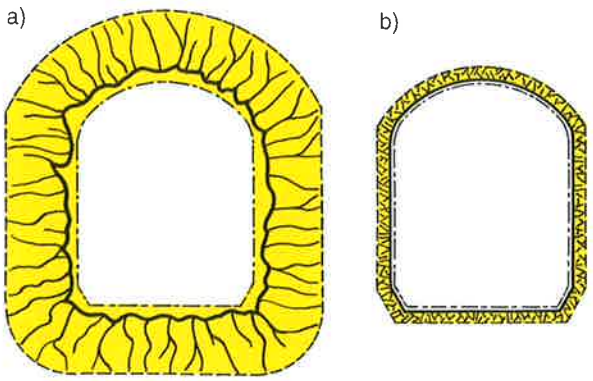
Cieľom príspevku je, na základe nahromadených experimentálnych a teoretických poznatkov, analyzovať hlavné parametre riadených výlomov, pretransformovať empirické - tabuľkové hodnoty do jednoduchých empirických a poloempirických vzťahov, ktoré umožnia výpočet všetkých i medziľahlých hodnôt a do výpočtových vzorcov zaviesť a zohľadniť v nich vlastnosti rozpojovaného horninového masívu a charakteristiky použitých trhavín.

Výpočty parametrov metód riadeného výlomu, t. j. projekty týchto odstrelov, rovnako ako pri ostatných metódach trhacej techniky, sú založené na známych fyzikálnych javoch, poloempirických a empirických poznatkoch. Je to preto, že proces výbuchu v pevnom prostredí je extrémne zložitý - komplexný a tak doteraz nie je vypracovaná jednotná, dostatočne vedecky podložená a všeobecne platná teória procesu rozpojovania pevného prostredia výbuchom, ktorá by tvorila základ inžinierskych výpočtov metód rozpojovania výbuchom.

Okrem metódy obvŕtania (line drilling, slot drilling), ktorá nevyužíva priamo energiu výbuchu, sa v závislosti na časovom slede riadeného odstrelu a hlavného odstrelu rozlišujú dve metódy riadeného výlomu.

1. **Hlavný výlom (odstrel) - smooth blasting** [1, 2, 3, 4], trim blasting [6], u ktorého po nabití vrtov trhavinou zostávajú priestory vo vrte prázdne (vzduch). Patrí sem i **hladký odstrel s výplňou - cushion blasting** [2, 3, 4], u ktorého po nabití vrtov trhavinou sa prázdne priestory vrtov vyplnia sypkým, inertným materiálom, čím je bežne použiteľný len u úpadných vrtov. Nálože hladkého odstrelu sa odpalujú po hlavnom odstrele. Napr. obrysové - stropné a bočné - vrty tunela (obr. 3) sa roznecujú súčasne, ale pri odstrele čelby ako posledné. Hladký odstrel pracuje so záberom náloží (V) na voľnú plochu vytvorenú odpalom predobrysových náloží (obr. 3).

2. **Predštep - presplitting** [1, 2, 3, 6], preshearing [4]: odstrel sa realizuje pred hlavným odstrelom. Napr. obrysové vrty tunela sú odpálené súčasným roznetom náloží predštepu ako prvé. Odstrel teda nepracuje na voľnú plochu so záberom, preto podmienky tvorby výlomovej plochy sú oveľa ťažšie ako v prípade 1. Pri razení banských, inžinierskych diel a tunelov sa predštep používa zriedkavo, prevláda metóda hladkého odstrelu.



OBR.1

Obr. 1.: Oblasti porušenia (trvalé deformácie) a nadvýlomy po klasických trhacích prácach (a) a po riadenom výlome - hladký odstrel (b)

1. ANALÝZA EMPIRICKÝCH HODNÔT - ZÁKLADNÉ EMPIRICKÉ VZŤAHY

Od 50-tych rokov, kedy sa vo Švédsku objavil a začal používať hladký odstrel (smooth blasting), hlavné parametre metód riadeného výlomu: vzdialenosť náloží v rade „a", záber náloží - úsečka najmenšieho odporu „V", koncentrácia nálože trhaviny vo vrte „p", sú doteraz udávané v tabuľkových formách [1, 2, 3, 6], pričom sa nezohľadňuje vplyv vlastností hornín budujúcich horninový masív, ani výbušniarske charakteristiky použitých trhavín. Od čias Langeforsa - Kihlströma [1], základné empirické hodnoty parametrov riadených odstrelov (a, V, p) a ich vzájomné väzby, získané a preverené dlhoročnou svetovou praxou, vychádzajú a vyjadrujú sa v závislosti na použitom priemere vrtu „d". Patrí medzi základné parametre trhacej techniky, ktorý sa volí vopred.

Z analýzy tabuľkových hodnôt parametrov oboch metód riadeného výlomu [1, 2, 3, 6], uskutočnenej autorom vyplýva: podiel každého z parametrov (d, a, V) a druhej odmocniny koncentrácie nálože ($p^{0,5}$), je konštantný [7]. Pre parametre jednotlivých metód riadeného výlomu, vyjadrených ako p(d), V,a(p) platí [7]:

Hladký odstrel - smooth blasting

Koncentrácia nálože, $25 \leq d \leq 350$ mm (obr. 2):

$d/p^{0,5} = \text{konšt.} = 106; \quad p = (d/106)^2 \quad (kg.m^{-1})$ (1)

Vzdialenosť náloží v rade, $25 \leq d \leq 200$ mm:

$a/p^{0,5} = \text{konšt.} = 1,68; \quad a = 1,68\ p^{0,5} \quad (m)$ (2)

Záber náloží, $25 \leq d \leq 200$ mm:

$V/p^{0,5} = \text{konšt.} = 2,30; \quad V = 2,30\ p^{0,5} \quad (m)$ (3)

Hladký odstrel s výplňou - cushion blasting, $30 \leq d \leq 165$ mm

Koncentrácia nálože:

$d/p^{0,5} = \text{konšt.} = 116; \quad p = (d/116)^2 \quad (kg.m^{-1})$ (4)

Vzdialenosť náloží v rade:

$a/p^{0,5} = \text{konšt.} = 1,65; \quad a = 1,65\ p^{0,5} \quad (m)$ (5)

Záber náloží:

$V/p^{0,5} = \text{konšt.} = 2,06; \quad V = 2,06\ p^{0,5} \quad (m)$ (6)

Predštep - presplitting

Koncentrácia nálože, $25 \leq d \leq 350$ mm; platí vzťah (1)

Vzdialenosť náloží v rade, $25 \leq d \leq 200$ mm;

$a/p^{0,5} = \text{konšt.} = 1,06; \quad a = 1,06\ p^{0,5} \quad (m)$ (7)

kde

d je primer vrtu (mm)

p je koncentrácia nálože trhaviny vo vrte ($kg.m^{-1}$).

Z porovnania vzťahov (1) až (3) pre smooth blasting so vzťahmi (4) až (6) pre cushion blasting vyplýva, že všetky parametre hladkého odstrelu s výplňou vrtov sú menšie, čiže pri rovnakom efekte, cushion blasting má o niečo vyššiu spotrebu vrtov. Vzdialenosť náloží v rade metódy predštep, vzťah (7), musí byť v porovnaní s hladkým odstrelom, vzťah (2), podstatne menšia, aby vzhľadom na absenciu záberu pri predštepe, rovnakou koncentráciou náloží u oboch odstrelov, vzťah (1), vznikol po odstrele rovnaký efekt: súvislá, rovná plocha výlomu.

2. POLOEMPIRICKÉ VZŤAHY PRE VÝPOČET PARAMETROV METÓD RIADENÉHO VÝLOMU

Empirické vzťahy (1) až (7) sú použiteľné pre projektovanie metód riadeného výlomu v praxi. Ich nedostatok - absencia charakteristík rozpojovanej horniny a použitej trhaviny - rieši autor súborom poloempirických vzorcov, vychádzajúcich zo vzťahov (1) až (7), doplnených o vlastnosti hornín a výbušnín [7].

Vlastnosti horninového masívu pri jeho rozpojovaní energiou výbuchu, pomerne dobre odráža a vyjadruje **akustická impedancia horniny I.** Táto závisí od pružnostných vlastností horniny, jej štruktúry, tektoniky - diskontinuity a mineralogického zloženia. Akustická impendancia horniny je daná súčinom rýchlosti šírenia pozdĺžnych - pružných vĺn v masíve hornín c_p ($km.s^{-1}$) a objemovej hmotnosti horniny γ_h ($t.m^{-3}$): $I = \gamma_h c_p$ ($t.m^{-3}\ km.s^{-1}$).

Vplyv výbušnárskych charakteristík použitého druhu výbušniny na parametre metód riadeného výlomu možno vyjadriť známym **súčiniteľom relatívnej pracovnej schopnosti trhaviny „s"** [1, 5]

$$s = 0{,}83\ Q_2/Q_1 + 0{,}17\ v_{02}/v_{01} \quad (8)$$

Q_1, Q_2, v_{01}, v_{02} je výbuchové teplo (kj.kg^{-1} a merný objem splodín výbuchu (m^3-kg^{-1}) použitej a štandardnej - porovnávacej trhaviny, ktorou je dynamit LFB (Q_2 = 5 000 kJ-kg^{-1}, v_{02} = 0,85 m^3.kg^{-1}, s = 1).

S použitím základných empirických vzťahov (1) až (7), využitím bohatých publikovaných i vlastných poznatkov o vplyve charakteristík horniny a trhavín na parametre metód riadeného výlomu, v tvare p, a, V = f(d, l, s), odvodil autor nasledovné poloempirické vzorce [7].

Hladký odstrel - smooth blasting

Koncentrácia nálože, 25 ≦ d ≦ 350 mm, obr. 2:

$$p = \left[\frac{d}{120 - 1{,}2\,l}\right]^2 s^{-0{,}75} \quad (kg.m^{-1}) \quad (9)$$

Vzdialenosť náloží v rade, 25 ≦ d ≦ 200 mm:

$$a = d\,(21 - 0{,}4\,l)\,s^{0{,}75} \quad (mm) \quad (10)$$

Záber náloží, 25 ≦ d ≦ 200 mm:

$$V = d\,(26 - 0{,}4\,l)\,s^{0{,}75} \quad (mm) \quad (11)$$

Hladký odstrel s výplňou - cushion blasting, 30 ≦ d ≦ 165 mm

Koncentrácia nálože:

$$p = \left[\frac{d}{135 - 1{,}5\,l}\right]^2 s^{-0{,}75} \quad (kg.m^{-1}) \quad (12)$$

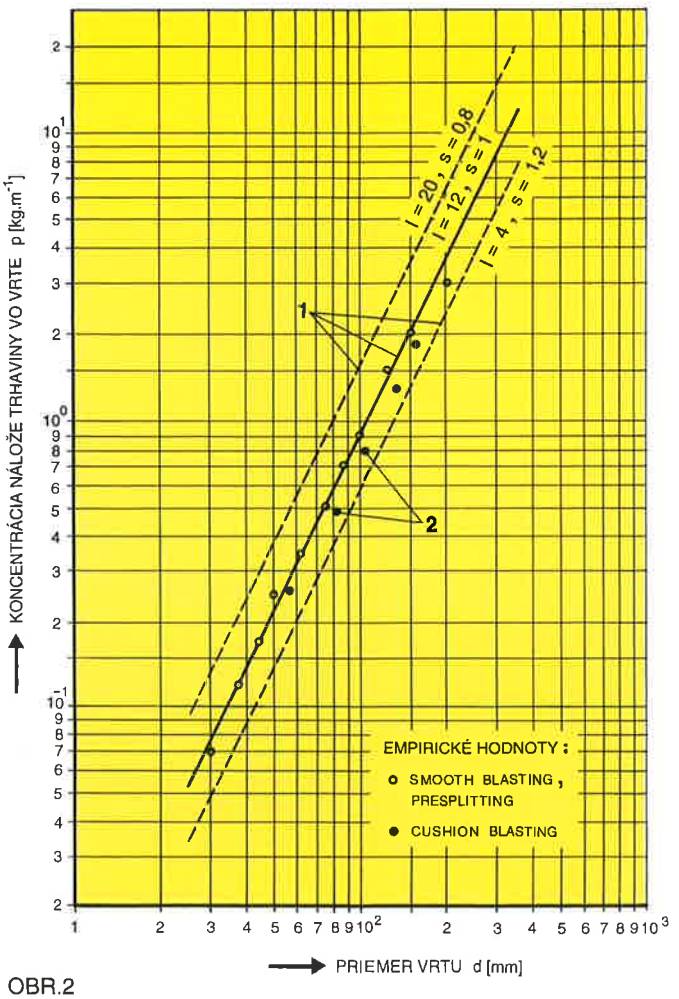
Vzdialenosť náloží v rade:

$$a = d\,(17{,}5 - 0{,}3\,l)\,s^{0{,}75} \quad (mm) \quad (13)$$

Záber náloži:

$$V = d\,(22{,}5 - 0{,}4\,l)\,s^{0{,}75} \quad (mm) \quad (14)$$

Geometrické parametre hladkého odstrelu (V, a) sú okrem toho viazané tiež súčiniteľom náloží m. Tento súčiniteľ je definovaný pomerom parametrov V, a, m = a/V. Pre zaistenie správneho výsledku odstrelu treba voliť hodnotu m = a/V ≦ 0,8, t. j. záber náloží hladkého odstrelu musí byť väčší ako vzdialenosť náloží v rade, čiže a ≦ 0,8 V. Zároveň, pre súčin oboch parametrov platí: V a = konšt., čo umožňuje vzájomnú zmenu oboch parametrov, pri súčasnom splnení podmienky m = a/V ≦ 0,8. Napr. pri V = 2 m a V a = 2 m^2, možno pracovať napr. s a = 2/V = 1 m, (m = 1/2 = 0,5), alebo napr. pri V = 1,6 m, s a = 2 (1,6 = 1,25 m, (m = 1,25/1,6 = 0,78; 1,25 . 1,6 = 2 m^2) a pod,



OBR.2

Obr. 2.: Závislosť koncentrácie nálože na priemere vrtu pre metódy riadeného výlomu.
1 - hladký odstrel (smooth blasting) a predštep (presplitting)
2 - hladký odstrel s výplňou (cushion blasting)

Predštep - presplitting

Koncentrácia nálože, 25 ≦ d ≦ 350 mm; platí vzťah (9), obr. 2

Vzdialenosť náloží v rade, 25 ≦ d ≦ 200 mm:

$$a = d\,(13 - 0{,}25\,l)\,s^{0{,}75} \quad (mm) \quad (15)$$

Vo vzťahoch (9) až (15)

d je priemer vrtu (mm)

l je akustická impendancia horniny (t - m^{-3} km.s^{-1})

s je relatívna pracovná schopnosť trhaviny, vzťah (8).

Na obr. 2 je zobrazená závislosť potrebnej koncentrácie nálože trhaviny vo vrte „p" v závislosti na použitom priemere vrtu „d", platná pre hladký odstrel - smooth blasting a pre predštep - presplitting. (Hodnoty pre cushion blasting, ktoré vyjadrujú vzťahy (4) a (12), sa od tejto závislosti líšia len o malé hodnoty.) Detailne obr. 2 zobrazuje: empirické hodnoty [1, 2, 3, 6], ich strednú hodnotu danú vzťahom (1), zobrazenú hrubou súvislou čiarou, ktorá vyhovuje strednej hodnote akustickej impedancie l = 12 t.m^{-3} km.s^{-1}; ďalej hraničné hodnoty zobrazené tenkými prerušovanými čiarami, ktoré odpovedajú hraničným hodnotám l = 4 a 20 t.m^{-3} km.s^{-1} a ktoré vyjadruje poloempirický vzťah (9). Graf na obr. 2 dokumentuje tesnú väzbu empirických a stredných hodnôt závislosti p(d).

3. VÝPOČET HMOTNOSTI NÁLOŽE VRTU

Rovnako, ako pri iných metódach rozpojovania výbuchom, hmotnosť nálože trhaviny vo vrte musí odrážať rôzne podmienky upnutia horniny pozdĺž vrtu. Hmotnosť nálože vo vrte je preto súčtom dvoch častí:

1. **dolná nálož** Q_d, ktorá pôsobí - rozpojuje horninu v podmienkach upnutia horniny v oblasti dna vrtu (upnutie horniny v päte); pre priemery vrtov d ‹ 30 mm táto nálož nie je potrebná, postačuje rovnaká nálož ako v hornej časti vrtu;
2. **horná nálož** Q_h, ktorá pôsobí - rozpojuje neupnutú časť horniny a je úmerná dĺžke hornej časti vrtu; koncentrácia nálože vyjadrené vzťahom (9) a zobrazené na obr. 2, platia pre túto hornú nálož vrtu.

Vychádzajúc z empirických poznatkov [1, 2], pre hmotnosť dolnej nálože vrtu, pre d › 30 mm, odvodil autor nasledovné poloempirické vzorce [7].

Hladký odstrel - smooth a cushion blasting, $Q_d = f(d, l, s)$:

$$Q_d = \left[\frac{d}{71 - l}\right] - 0{,}4\ s^{-0{,}75} \quad (kg) \quad (16)$$

Predštep - presplitting, $Q_d = f(L, l, s)$:

$$Q_d = \left[\frac{L}{39 - 1{,}3\,l}\right] s^{-0{,}75} \quad (kg) \quad (17)$$

kde

d je priemer vrtu (mm)

L je dĺžka vrtu (m)

l je akustická impedancia horniny (t.m^{-3} km.s^{-1}).

Pre všetky metódy riadeného výlomu, hmotnosť hornej nálože je daná súčinom koncentrácie nálože a dĺžky hornej nálože

$$Q_h = p\,L_h \quad (kg) \quad (18)$$

p je koncentrácia nálože (kg.m^{-1}), vzťahy (9) a (12),

L_h je dĺžka hornej nálože (m).

Hmotnosť nálože vrtu: $Q_{vrt} = Q_d + Q_h$.

Vrty riadeného výlomu sa nabíjajú takmer po ich ústie; dĺžka ucpávky L_u = (0,2 - 0,5) V, resp. L_u = (0,2 - 0,5) a. Upchávka je nutná predovšetkým u hladkého výlomu, aby výbuchom náloží hlavného odstrelu nedošlo k porušeniu konštrukcie náloží riadeného výlomu a tým k jeho zlyhaniu.

Pre úspech hladkého odstrelu je tiež veľmi dôležité, aby parametre (p, a) predobrysových náloží (nálože susediace s obrysovými), (obr. 3), v porovnaní s ostatnými náložami v čeľbe (tieto sú obvykle dimenzované ako nálože ťažobných odstrelov) boli približne len polovičné: a = 0,5 a_{max}, p = 0,5 p_{max}. Obr. 3 ilustruje toto pravidlo, zobrazuje možné oblasti porušenia horniny v okolí banského diela, spôsobené odpalom obrysových, predobrysových a ostatných náloží v čeľbe [3]: ľavá časť obr. 3 a - nesprávne dimenzované predobrysové nálože; obr. 3b - správne dimenzované obrysové, predobrysové a ostatné nálože v čeľbe - maximálna hrúbka porušenej horniny odpovedá účinku obrysových náloží riadeného výlomu.

4. SÚČINITEĽ ODĽAHČENIA NÁLOŽE - ROZPOJOVACÍ EFEKT VÝBUCHU NÁLOŽE

Základným parametrom z ktorého výpočet ostatných parametrov riadeného výlomu (p, a, V) vychádza, je priemer vrtu „d". Správna voľba jeho hodnoty vo vzťahu k priemeru nálože použitej trhaviny „d_n", je kľúčovou otázkou, ktorá rozhoduje či sa jedná vôbec o metódu riadeného výlomu (či budú zaistené podmienky jeho vzniku), alebo nie. Vzájomnou voľbou uvedených priemerov je dané tzv. **radiálne odľahčenie nálože,** pod ktorým sa rozumie medzera - vrstva vzduchu medzi stenami vrtu a náložou vrtu.

Súčiniteľ radiálneho odľahčenia k_o je definovaný pomerom priemeru vrtu d k priemeru nálože d_n: $k_o = d/d_n$ [7]. Veľký význam a dôležitosť radiálneho odľahčenia nálože spočíva v tom, že variáciou jeho hodnoty je možné diametrálne meniť - regulovať rozpojovací efekt výbuchu nálože, a to od maximálneho po minimálny - nulový (obr. 4, 5, 6, 7). Pod rozpojovacím efektom výbuchu nálože tu rozumieme oblasť porušení - oblasť trvalých deformácií (oblasti rozdrvenia a radiálnych trhlín) generovaných výbuchom nálože v prostredí okolo nálože (obr. 4 a 7).

Vplyv súčiniteľa odľahčenia nálože na rozpojovací efekt výbuchu nálože v laboratórnom modelovom materiáli - akrylone, dokumentuje fotografia na obr. 4, z ktorej hodnoty radiálnych trhlín sú spracované v tab. 1 a v grafe na obr. 6a. Vo všetkých prípadoch na obr. 4 bola v platničke akrylonu, konštantná mikronáložka azidu olovnatého (hmotnosť 0,1 g, priemer náložky d_n = 2 mm) fixovaná a odpalovaná v osi vždy väčšieho priemeru vrtu d = 2; 3; 4; 5;

6 mm. Tak sa dosiahlo veľké rozpätie radiálneho odľahčenia náloží - variácia hodnoty $k_o = d/d_n = 1; 1,5; 2; 2,5; 3$ a tým i diametrálne rozdielny rozpojovací efekt výbuchu náloží. Pri $k_o = 1$ (vzduchová medzera neexistovala - náložová hustota trhaviny a tým aj koncentrácia nálože bola maximálna), oblasť trvalých deformácií v okolí nálože a teda i rozpojovací efekt výbuchu nálože sú maximálne (polomer a hustota radiálnych trhlín sú maximálne, $R_{tr} \leq 27$ mm - tab. 1), čo dokumentuje dolná časť obr. 4. (V záujme maximálnej efektívnosti rozpojovania by ťažobné odstrely mali byť realizované s hodnotou $k_o = 1$, prípadne len veľmi málo nad 1.) Narastaním hodnoty k_o rozpojovací efekt výbuchu nálože lineárne klesá (obr. 6) a pri $k_o = 3$, kedy vzduchová medzera bola maximálna (náložová hustota bola minimálna), bol rozpojovací efekt minimálny, čo v najhornejšej časti obr. 4 dokumentujú najkratšie a najredšie radiálne trhliny v okolí vrtu, $R_{tr} \leq 6,5$ mm - tab. 1.

Tieto výsledky v akrylone, vynikajúcim spôsobom a nezávisle, potvrdzujú údaje publikované Olofssonom [3] na obr. 5, ktoré sú ďalej spracované v tabuľke 1 a v grafe na obr. 6b. Obr. 5 zobrazuje oblasti porušenia v okolí konštantného priemeru vrtu (d = 45 mm), po odpale rôznych druhov priemyselných trhavín s rôznymi priemermi náloží (d_n) a rôznymi koncentráciami náloží (p). Obr. 5 vynikajúcim spôsobom dokumentuje skutočnosť, že i „najslabšia" priemyselná trhavina akou je DAP, nabitá s vysokou hustotou a koncentráciou nálože ($p = 1,5$ kg.m^{-1}) a pri absencii radiálneho odľahčenia ($k_o = 1$), v pevnom horninovom prostredí vytvorí oblasť trvalých deformácií - radiálnych trhlín až do hĺbky 1800 mm - tab. 1 [3]. Odpovedá to polomeru radiálnych trhlín, vyjadrený ako R_{tr} (d), hodnote $R_{tr} \leq 40$ d, čo je hodnota síce prekvapivo vysoká, ale reálna. Opäť to potvrdzuje známy fakt, že trhavina DAP dokonale vyplní vrt a poskytuje pre všetky druhy hornín dostatočný výkon, v porovnaní s bežnými plastickými trhavinami typu Perunit 22, Danubit 1 a pod., dáva približne 2,5 až 3-krát nižšiu cenu jedného kJ energie (samozrejme, nehodí sa pre metódy riadeného výlomu, ale pre ťažobné odstrely).

Pri použití špeciálnej trhaviny pre metódy riadeného výlomu, akou je švédsky Gurit ($d_n = 17$ mm, p = 0,23 kg.m^{-1}), pri hodnote $k_o = 2,6$ sa polomer radiálnych trhavín pohybuje medzi 0,2 až 0,3 m [3].

Z údajov fixovaných na obr. 4 [7] a obr. 5 [3] je zostavená tabuľka 1. Dokumentuje klesajúci polomer radiálnych trhlín (R_{tr}) - klesajúci rozpojovací efekt výbuchu nálože s narastaním súčiniteľa odľahčenia nálože (k_o).

Hodnoty polomerov radiálnych trhlín v tabuľke 1 sú zobrazené v grafoch na obr. 6, ako R_{tr} (k_o): na grafe 6a v laboratórnom modelovom materiáli - akrylone na obr. 6b v reálnych horninách in situ. Závislosti R_{tr} (k_o) na obr. 6 sú lineárne klesajúce a výborne sú takto potvrdené kvalitatívne výsledky v akrylone, výsledkami in situ, alebo naopak; obe súvislé priamky, reprezentujúce stredné hodnoty experimentálnych hodnôt sú paralelné - s horitontálnou osou tvoria rovnaký uhol. Je to opiór jeden z dôkazov podaných autorom príspevku o vhodnosti kvalitatívneho laboratórneho, modelového výskumu v trhacej technike pre získanie nových obecných závislostí rýchlym a ekonomickým spôsobom. Len nádejné, najzaujímavejšie výsledky sa následne overia kvantitatívnym výskumom in situ.

Z uvedeného plynie, že splniť hlavnú požiadavku na metódy riadeného výlomu, t. j. vylúčiť, resp. minimalizovať oblasť trvalých deformácií v prostredí okolo nálože, nie je možné bez správnej voľby súčiniteľa radiálneho odľahčenia nálože. V závislosti na vlastnostiach rozpojovanej horniny a použitej trhaviny, pre tento účel je treba voliť hodnoty $k_o = d/d_n \leq 2,8$ až 3,3, resp. $d \geq (2,8$ až $3,3)\ d_n$, alebo $d_n \leq d/(2,8$ až $3,3)$. Inak povedané, nálož trhaviny, ktorá má zaistiť efekt riadeného výlomu, má byť umiestnená - fixovaná v osi vrtu, pričom nesmie vypĺňovať viac ako 13 až 9 % brtu. Zmenšovanie hodnoty súčiniteľa k_o, t. j. zapĺňovanie väčšieho objemu vrtu trhavinou, čiže koncentrácie nálože nad hodnoty dané vzťahmi (9) a (12), má za následok zväčšovanie oblasti trvalých deformácií horniny v okolí nálože a tým begovanie efektu a cieľov riadeného výlomu, teda postupný prechod na normálny ťažobný odstrel.

Hodnoty polomerov radiálnych trhlín v horninocom masíve a modelovom materiáli - akrylone

Tabuľka 1

Súčiniteľ radiálneho odľahčenia nálože $k_o = d/d_n$			Polomer radiálnych trhlín R_{tr} (mm)	
Trhavina	Hornina	Akrylon	Hornina	Akrylon
Anfo-DAP:	45/45 = 1,0	2/2 = 1,0	do 1800	do 27
		3/2 = 1,5		do 19
Dynamit:	45/25 = 1,8		do 900	
		4/2 = 2,0		do 16,5
Emulite:	45/20 = 2,25		do 400	
		5,2 = 2,5		do 14,5
Gurit:	45/17 = 2,6		do 300	
		6/2 = 3,0		do 6,5

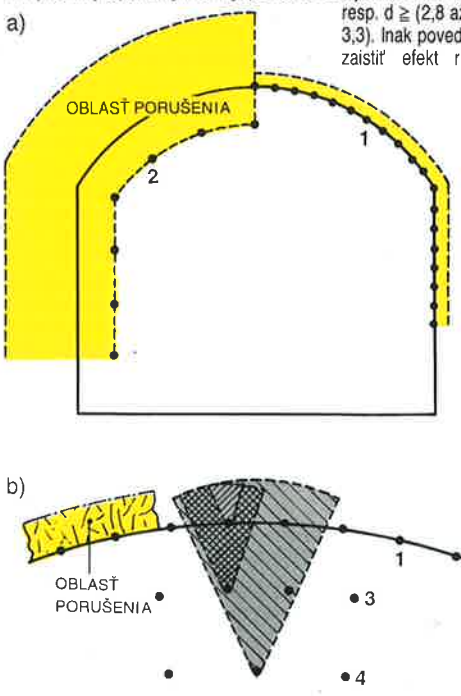
Voľba hodnoty súčiniteľa radiálneho odľahčenia nálože $k_o \leq 2,8$ až 3,3 je základnou podmienkou, ktorá je v súlade s voľbou ostatných parametrov (p, a, V, Q) daných vzťahmi (9) až (18), kedy pri splnení ďalších podmienok - súčasný (synchrónny) roznet náloží a vysoká presnosť navŕtaných vrtov - sú v rovine generované práve také minimálne sily - ťahové napätia, ktoré postačujú a zaručia vznik súvislej trhliny medzi vrtami v rovine požadovaného výlomu.

Pri aplikácii týchto hraničných podmienok (čo je ovšem pre správny výsledok riadeného výlomu veľmi dôležité), je treba poukázať na vysoký vplyv - citlivosť zmeny parametrov odstrelu a časovania náloží na výsledok odstrelu. Zmenu parametrov odstrelu dokumentuje fotografia na obr. 7 [7], kde boli použité rovnaké mikronáložky azidu olovnatého ako na obr. 4. Medzi hornou a dolnou časťou obrázku 7 je rozdiel vo vzdialenosti náloží v rade 5 mm (20 mm a 15 mm) a medzi priemermi vrtov 1 mm (6 mm a 5 mm). Pri rovnakej energii výbuchu vygenerovanej v oboch prípadoch okamihovým roznetom náloží, výsledok odstrelu je však diametrálne rozdielny. Čo opäť potvrdzuje požiadavky vysokej náročnosti na presnosť projektovania i realizácie odstrelov všeobecne, obzvlášť však v takých hraničných podmienkach v akých metódy riadeného výlomu pracujú.

Vzťahy (9) až (18) platia pre minimálny rozdiel časovania náloží, aký poskytuje roznet bleskovicou, prípadne i okamihový roznet 0-tým stupňom elektrických rozbušiek. Pri vyššom rozptyle časovania náloží, napr. pri odpale rovnakým stupňom milisekundových rozbušiek (napr. 5°, alebo 12° rozbušiek deM), je treba rozptyl - nesynchrónnosť kompenzovať vyššou koncentráciou nálože vo vrtoch, daných vzťahmi (9) a (12), prípadne zmenšiť geometrické parametre odstrelu (a, V), alebo oboje súčasne. Analogické pravidlá platia aj pre vyššie nepresnosti - deviácie navŕtaných vrtov. Podľa [2], celková maximálna deviácia vrtov pri metódach riadeného výlomu nemá presiahnuť 30 mm.m^{-1} vrtu.

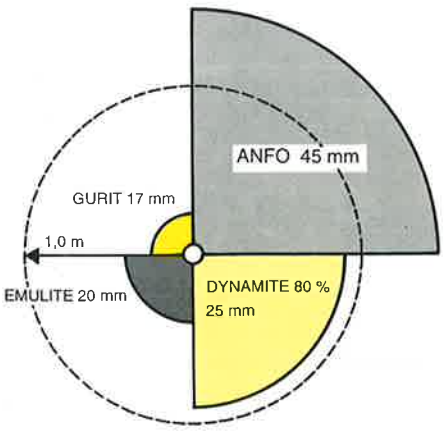
ZÁVER

Analyzované a odvodnené empirické a poloempirické vzťahy prevýpočet geometrických parametrov, koncentrácie a hmotnosti nálože vo vrte pre metódy riadeného výlomu, ktorými sa príspevok v prvej časti zaoberá, sú založené a vychádzajú z celosveto-



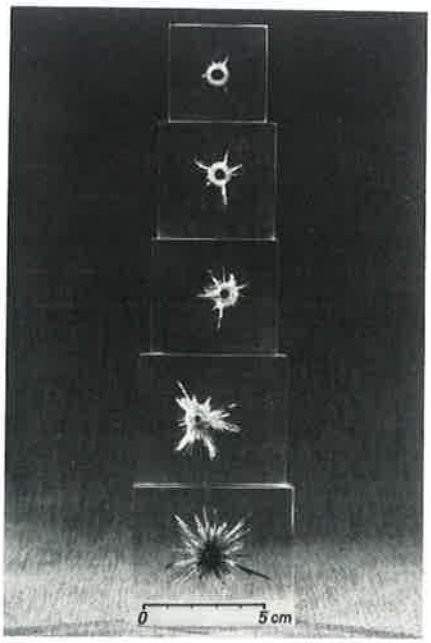
OBR.3

Obr. 3: Oblasti porušenia - trvalé deformácie v okolí banského diela spôsobené odpalom obrysových, predobrysových a ostatných náloží v čeľbe [3]
1 - obrysové nálože dimenzované ako riadený výlom
2 - predobrysové nálože nedimenzované ako riadený výlom môžu spôsobiť väčšie porušenia ako obrysové nálože samotného riadeného výlomu
3 - predobrysové nálože dimenzované ako riadený výlom
4 - ostatné nálože v čeľbe môžu byť nabité maximálnou koncentráciou nálože (p_{max})



OBR.5

Obr. 5: Oblasti porušenia v okolí nálože po výbuchu rôznych priemyselných trhavín, umiestňovaných v osi konštantného priemeru vrtu (d = 45 mm); vplyv súčiniteľa radiálneho odľahčenia nálože a koncentrácie nálože na rozpojovací efekt výbuchu nálože trhaviny in situ [3] - viď tiež tabuľku 1

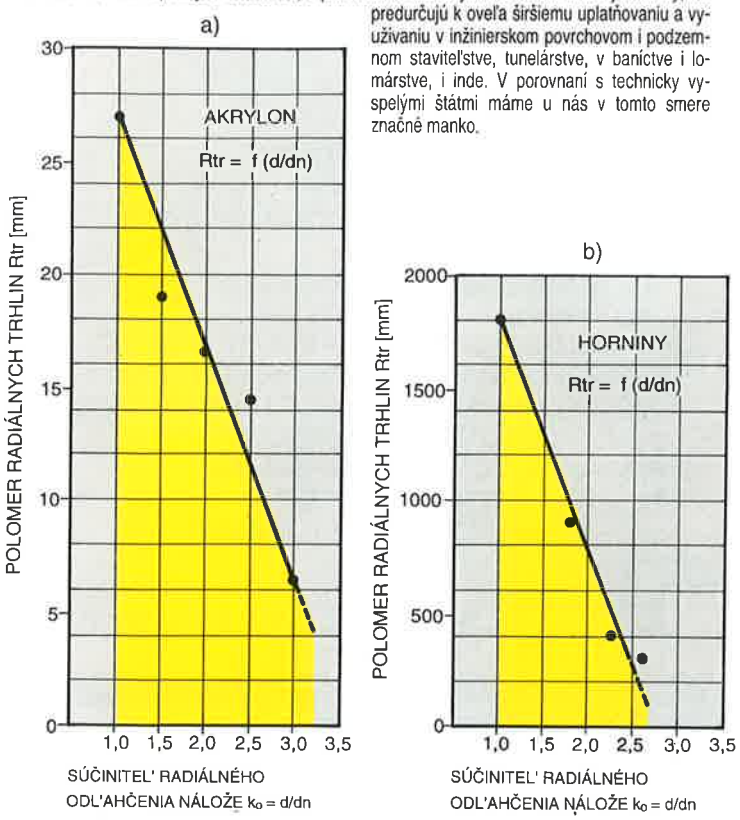


Obr. 4: Vplyv súčiniteľa radiálneho odľahčenia náloží na rozpojovací efekt výbuchu nálože v modelovom materiáli akrylone [7]: mikronáložka azidu olovnatého konštantných parametrov (hmotnosť náložky 0,1 g, priemer náložky $d_n = ē$ mm) bola odpalovaná vo vrtoch o priemere d = 2, 3, 4, 5, 6 mm, smerom zdola hore súčiniteľ radiálneho odľahčenia nálože $k_o = d/d_n = 1; 1,5; 2; 2,5; 3$; s rastom hodnoty k_o rozpojovací efekt výbuchu nálože klesá, viď tiež obr. 5 a 6 (realizácia i foto autor)

ve overených empirických hodnôt, sú jednoduché a verím, že v praxi trhacej techniky nájdu plné uplatnenie. Pre úspech riadeného výlomu je okrem toho veľmi dôležitá správna voľba priemeru vrtu vo vzťahu k priemeru náložky trhaviny - súčiniteľa radiálneho odľahčenia náložе. Správnosť odporúčanej voľby jeho hodnoty vynikajúcim spôsobom potvrdzujú publikované výsledky z praxe i autorom uskutočnený laboratórny modelový výskum v akrylone. Škoda, že naši producenti trhavín stále dlhujú vhodný druh trhaviny a príslušné pomôcky (priemer, dĺžka náložiek, spojovacie a fixovacie komponenty náložiek vo vrte a pod.), čo je určite brzdou širšieho a účinnejšieho využívania predností metód riadeného výlomu u nás.

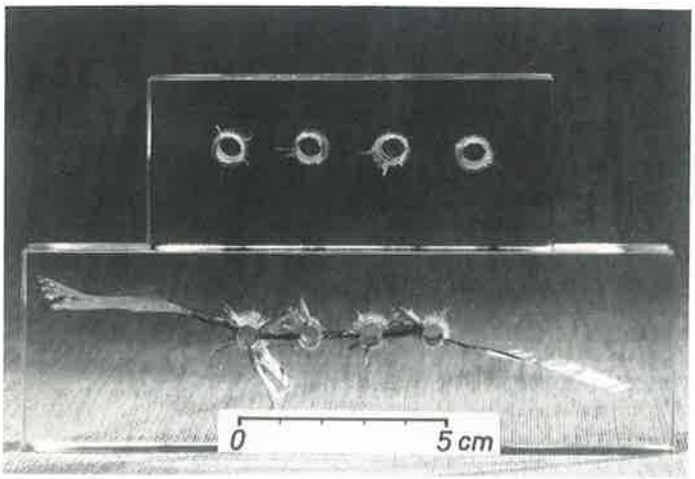
Možno konštatovať, že metóda cushion blasting je menej „deštruktívnou" alternatívou metódy smooth blasting, v porovnaní s ňou má však o niečo väčšiu spotrebu vrtov a obmedzené možnosti použitia - len pre úpadné vrty.

Nezanedbateľné ekonomické prednosti metód riadeného výlomu, ktoré sú obzvlášť výrazné v málo a stredne pevných horninách, v porovnaní s klasickými metódami trhacej techniky, ich predurčujú k oveľa širšiemu uplatňovaniu a využívaniu v inžinierskom povrchovom i podzemnom staviteľstve, tunelárstve, v baníctve i lomárstve, i inde. V porovnaní s technicky vyspelými štátmi máme u nás v tomto smere značné manko.



OBR.6

Obr. 6: Závislosť polomeru radiálnych trhlín na súčiniteli radiálneho odľahčenia náložе, $R_{tr}(ko)$, (zobrazenie hodnôt v tab. 1):
a) v laboratórnom modelovom materiáli akrylone [7]
b) v horninovom masíve pri použití rôznych priemyselných trhavín [3]



Obr. 7: Vplyv vzdialenosti náloží v rade a priemeru vru na efekt riadeného výlomu; rovnaké mikronáložky azidu olovnatého ako na obr. 4; vzdialenosť náloží v rade 20 mm a priemer vrtu 6 mm v hornej časti obrázku, rešp. 15 mm a 5 mm v dolnej časti obrázku, demonštrujú vysokú citlivosť riadeného výlomu na malé zmeny (geometrických) parametrov odstrelu [7]
(Realizácia i foto autor)

Literatúra

[1] Langefors, U., Kihlström, B.: The modern technique of rock blasting. Willey New York 1963.
[2] Gustafsson, R.: Swedish blasting technique. Nora AB, Gothenburg 1973.
[3] Olofsson, S. O.: Applied explosives technology for construction and mining. Nora AB, Sweden 1988.
[4] Blasters' Handboock. Du Pont, Wilmington 1980.
[5] Johansson, C. H., Persson, P. A.: Detonics of high explosives. SDRF Stockholm 1970.
[6] Surface Mining, 2nd edition. Soc. for Mining, Metal., and Exploration, Inc. Littleton, Colorado 1990.
[7] Dojčár, O.: Príspevok k výpočtu parametrov metód riadeného výlomu. UHLÍ - RUDY, 9/1/1992, s. 304-308.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

ZKUŠENOSTI MĚSTA LYONU PRO HL. MĚSTO PRAHA

V návaznosti na spolupráci historických měst Lyonu a Prahy zahájenou v r. 1995, uspořádalo hl. město Praha, Ambassade de France v Praze a dalších 19 spolupracujících společností a organizací ve dnech 22. a 23. 1. 1996 seminář s názvem Automobilová doprava v historických městech (zkušenosti z Lyonu).

Semináře konaného v budově Staroměstské radnice se po oba dva dny zúčastnilo vždy 60 účastníků, politiků, dopravních odborníků a pracovníků Magistrátu hl. města Prahy a několika dalších historických měst, kteří se zabývají řešením problémů automobilové dopravy v podmínkách srovnatelných s historickým a územním charakterem města Lyon ve Francii.

Podrobné informace vedoucích pracovníků lyonských společností Semaly, Lyon Parc Auto, Comunité Urbaine de Lyonbyly na semináři předneseny ve třech samostatných částech věnovaných parkování a výstavbě podzemních garáží, výstavbě severovýchodní části městského automobilového okruhu a financování a projednávání dopravních investic automobilové dopravy ve městě Lyon. Otázky celkové koncepce dopravy ve městě Lyon, zejména městské hromadné dopravy a porovnávání řešení dopravy jako celku v obou srovnatelných historických městech byl dále věnován diskusní večer, pořádaný dne 22. 1. 1996 v budově Metroprojektu Praha.

Nejdůležitější informace přednesené na semináři francouzskými odborníky budou obsaženy ve sborníku semináře, který předpokládají pořádající organizace a společnosti po zpracování předaných materiálů poskytnout prostřednictvím sekretáře tunelové sekce Silniční společnosti účastníkům semináře a odborné veřejnosti v průběhu března t. r.

Tunelová sekce Silniční společnosti Praha byla aktivním pořadatelem semináře od okamžiku tvorby jeho koncepce až po zpracování a vydání sborníku.

Cílem této účasti bylo využití zkušeností z Lyonu jak při uplatňování zakrytých a tunelovaných částí na Expresním automobilovém okruhu hl. města Prahy, tak při tvorbě koncepce parkování a garážování v půdorysech historických měst ČR.

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES

TUNEL V BRNĚ PRORAŽEN

Dnem 16. února 1996 byla dokončena ražba obou paralelních tunelů dálničního přivaděče Pražská radiála a byla provedena tzv. „slavnostní prorážka". Pražská radiála je důležitou součástí budovaného Velkého městského okruhu (VMO) v Brně.

Moderní způsob výstavby tunelů umožňuje podstatně širší možnost jejich uplatnění při výstavbě silniční a dálniční sítě na našem území. Podařilo se vyvrátit hlavní argumenty, které hovořily proti jejich výstavbě. Jednalo se o dlouhou dobu výstavby a vysoké investiční náklady.

Ražba tunelů byla zahájena v červenci minulého roku a trvala necelých 8 měsíců. Celková doba výstavby u běžné délky tunelového úseku nepřesahuje 3 roky, což je doba, která v podstatě odpovídá výstavbě nového úseku silniční trasy. Není proto časovou překážkou celkové doby výstavby.

Investiční náklady na výstavbu za použití moderních technologií se dnes pohybují kolem 6násobku běžné povrchové trasy. Mostní řešení se v současnosti pohybuje kolem 5násobku běžné trasy. Zatímco výstavba mostů je považována za naprosto přirozenou součást řešení trasy, je využití tunelových řešení ojedinělé. Tunely Pražské radiály mají charakter dálničních tunelů se všemi požadavky na ně kladenými. Ukazují tak možný způsob uplatnění tunelových tras při výstavbě silniční a dálniční sítě na našem území. SUBTERRA, a. s., která výstavbu tunelových částí zajišťuje, dokázala, že již i u nás existují firmy disponující moderními technologiemi, které jsou schopné výstavbu tunelových úseků zajistit.

Je na místě připomenout, že tunelové řešení umožňuje ohleduplný průchod zastavěným, nebo ekologicky cenným územím. Negativní vliv na životní prostředí je rak minimalizován. Po dokončení bude nad tunely Pražské radiály opět obnoven původní lesopark.

Dne 16. února 1996

Ing. Richard Kovář
SUBTERRA a. s.

ZÁPIS

z 2. zasedání přípravného výboru konference „Podzemní stavby '97".

Zasedání se uskutečnilo dne 12. 2. 1996 v zasedací místnosti Metroprojektu v Praze.

Účastníci zasedání:

Prof. Ing. barták, DrSc.
Ing. Dvořák
Ing. Keleši
PhDr. Kadlec
Ing. Krejcar
Ing. Kutil
Ing. Novotný
Ing. Romancov
Ing. Stehlík
Ing. Vozarik
Prof. Ing. Trávníček, CSc.
Doc. Ing. Ratkovský
Mgr. Kroiherová

Omluveni: Prof. Ing. Aldorf, Ing. Smolík

Program zasedání byl dohodnut dne 19. 1. 96, po proběhlé diskusi, k materiálům byly přijaty následující závěry:

1. termín konference po projednání se sekretářem ITA/AITES Ing. Bělohlavem byl stanoven a zajišťován na 13., 14., 15. října 1997 v Paláci kultury Praha. Místo večerního setkání bude upřesněno dodatečně.

Účastníci zasedání prověří možnosti: Pražský hrad (Rudolfův sál) - Prof. Barták, Radniční sál - Ing. Vozarik, PhDr. Kadlec, Obecní dům - Ing. Kutil, Ing. Krejcar - jiný návrh.

2. odborné sekce:
   1. Podzemní stavitelství
      Složení garantů se rozšiřuje o Doc. Ratkovského. Ing. Romancov stanoven koordinátorem práce sekce.
   2. 2. Dopravní tunely
      Složení garantů se rozšiřuje o Ing. Kelešího. Prof. Barták stanoven koordinátorem práce sekce.
   3. Sanace a rekonstrukce podzemních staveb. Prof. Aldorf stanoven koordinátorem práce sekce.
   4. Předběžné oznámení
      Bylo projednána textová známka oznámení, která bude vytištěna v počtu 500 ks v anglické verzi. Z původní úpravy bude vypuštěno:
      - přípravný výbor
      - registrační formulář

      a doplněno úvodním textem.
      Upravený text byl předán PhDr. Kadlecovi pro zajištění překladu a grafické úpravy. Pracovní verze bude předložena ještě sekretáři ITA/AITES Ing. Bělohlavovi.
   5. Organizace konference
      Ing. Vozarik tlumočil výboru stanovisko sekretáře ITA/AITES Ing. Bělohlava k vlastní organizaci. Bude řešeno na příštím zasedání i nadále bude prověřena případná nabídka agentury (Ing. Krejcar, Prof. Barták).
      Zástupci slovenského komitétu ITA/AITES poskytli materiály z organizačního zajištění konference v Popradě. Doporučují zvážit užití německého jazyka pro simultánní překlad.
   6. Další schůzka přípravného výboru bude 14. 6. 1996 v Praze. Bude rozeslána pozvánka. Prof. Trávníček nabízí uskutečnění dalšího zasedání v září 96 s prohlídkou podzemních staveb projektovaných firmou Amberg ve Švýcarsku. Bude zváženo a zajišťováno i pro případné zasedání redakční rady Tunel.

Zapsal: Ing. P. Vozarik

ZPRAVODAJSTVÍ ITA/AITES

KALENDÁŘ AKCÍ ITA/AITES 1996/97

1. **SINGAPORE - 21. - 24. 1. 1996**
   Asia - Pacific Conference on
   „SHOCK & IMPACT LOADS ON STRUCTURES (SILOS)".
2. **KATHMANDU, NEPAL - 4. 3. - 7. 3. 1996**
   3 rd International Conference on
   „POWER DEVELOPMENT STRATEGIES FOR 21st CENTURY".
3. **NEW ORLEANS, LOUISIANA, U.S.A - 31. 3. - 3. 4. 1996**
   „NO - DIG 96"
4. **CITY UNIVERSITY, LONDON, U. K. - 15. 4. - 17. 4. 1996**
   International Symposium of Technical Committee TC28
   „GEOTECHNICAL ASPECTS OF UNDERGROUND CONSTRUCTION IN SOFT GROUND".
5. **WASHINGTON, D. C., U.S.A. - 21. 4. - 24. 4. 1996**
   22 nd ITA GENERAL ASSAMBLY
   „NORTH AMERICAN TUNNELLING 96".
6. **SINGAPORE - 16. 5. - 17. 5. 1996**
   COMPUTING
   INFORMATION TECHNOLOGY FOR ARCHITECTURE ENGINEERING CONSTRUCTION.
7. **LYON, FRANCE - 10. 6. - 12. 6. 1996**
   First International Conference
   „COMPUTER APPLICATIONS IN TRANSPORTATION SYSTEMS".
8. **MONTREAL, QUEBEC, CANADA - 19. 6. - 21. 6. 1996**
   „TOOLS AND TECHNIQUES IN ROCK MECHANICS".
9. **SINGAPORE - 17. 7. - 18. 7. 1996**
   2 nd Asia - Pacific Conference on
   „RECENT ADVANCES IN JETTING TECHNOLOGY".
10. **CHAMBÉRY, FRANCE - 21. 10. - 26. 10. 1996**
    „UNDERGROUND WORKS: TECHNIQUES AND MEN".
11. **NEW DELHI, INDIA - 20. 1. - 24. 1. 1997**
    TUNNELLING ASIA 97
    Asia Regional Conference and 2 nd International Symposium.
12. **VIENNA, AUSTRIA - 12. 4. - 17. 4. 1997**
    23 rd ITA ASSEMBLY
    WORLD TUNNEL CONGRESS 97.

1926 – 1996 JIŽ 70 LET V INŽENÝRSKÉ GEOLOGII A GEOTECHNICE

SG GEOTECHNIKA, a. s.
Geologická 4, 152 00 Praha 5

Tel. 02/581 8440, 581 8040, 581 8490
Fax: 02/581 7995, 581 8040, 581 8590

Stavební geologie GEOTECHNIKA a.s.

NABÍZÍME, ZAJIŠŤUJEME, REALIZUJEME

- Průzkumné práce
- Konzultace a odborné porady
- Technický dozor investora
- Geotechnický monitoring
- Speciální polní zkoušky a měření
- Znaleckou činnost

V CELÉM ROZSAHU DISCIPLÍN

- Geotechnika
- Inženýrská geologie
- Zakládání staveb
- Ochrana životního prostředí
- Geomechanika
- Hydrogeologie
- Geofyzika
- Inženýrská seismologie

Pro všechny druhy staveb, zejména pro stavby geotechnické (podzemní stavby a tunely, zářezy, násypy, zemní konstrukce, skládky) a geotechnické konstrukční prvky staveb (základy, piloty, speciální zakládání)

METROPROJEKT PRAHA
akciová společnost

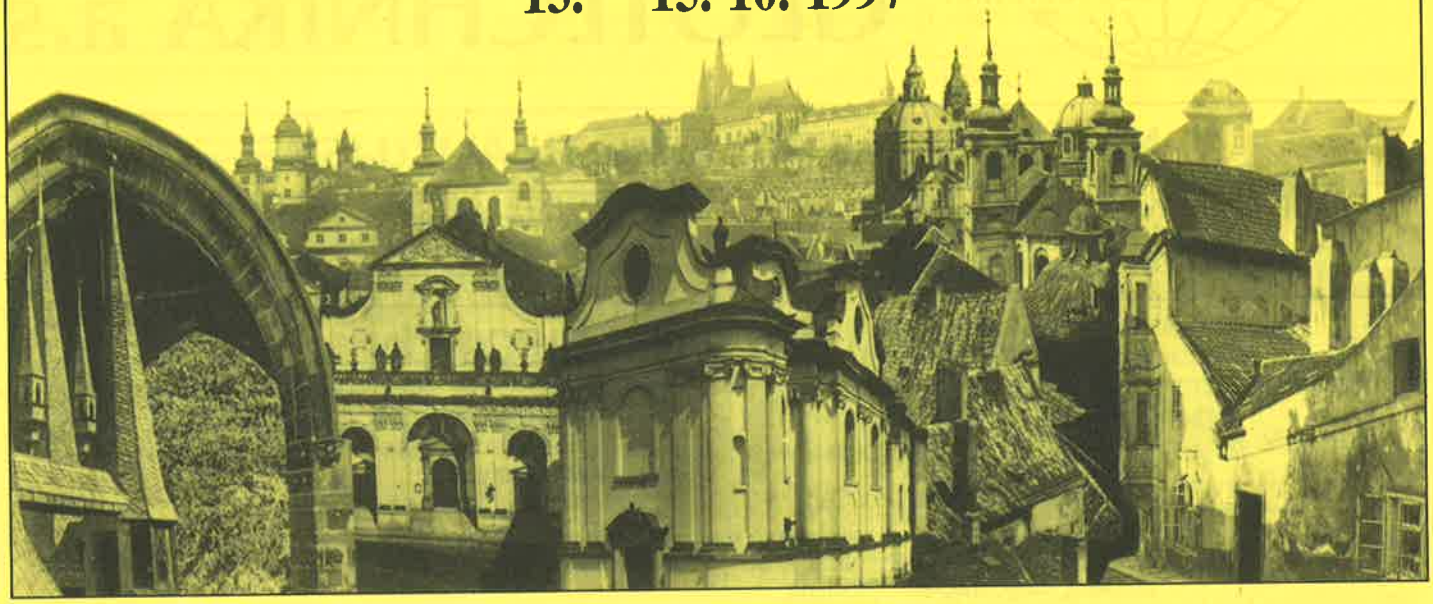
Zajišťujeme veškerou přípravnou, projektovou i prováděcí dokumentaci, autorský dozor a inženýrskou činnost ve všech oblastech inženýrských, dopravních i pozemních staveb, ekologických staveb, technologických zařízení, mobilních strojů, zařízení a řídících systémů

JSME SPOLEČNOST, KTERÁ VYPROJEKTOVALA PRAŽSKÉ METRO A GARANTUJEME KAŽDÉMU ZÁKAZNÍKOVI ÚSPĚŠNÉ VYŘEŠENÍ VELKÝCH A NEOBVYKLÝCH INVESTIC VE VYSOKÉ KVALITĚ

Ing. Jiří Pokorný — **ředitel a. s.** — **tel.: 02/2424 0025**
Ing. Georgij Romancov — **technický náměstek** — **tel.: 02/2422 9734**

Kontaktní adresa: **nám. I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2 - Nové Město**
tel.: 02/2421 4382 fax: 02/2424 0051

ČESKÝ TUNELÁŘSKÝ KOMITÉT
ITA / AITES
VÁS ZVE NA KONFERENCI PODZEMNÍ STAVBY '97
PRAHA ČESKÁ REPUBLIKA
13. – 15. 10. 1997



AKCIOVÁ SPOLEČNOST

POHL

TEL./FAX: 02/397 648

NÁDRAŽNÍ 25, ROZTOKY U PRAHY, 252 63

PODZEMNÍ INŽENÝRSTVÍ, HORNICKÁ ČINNOST

STROJNĚ I KLASICKY

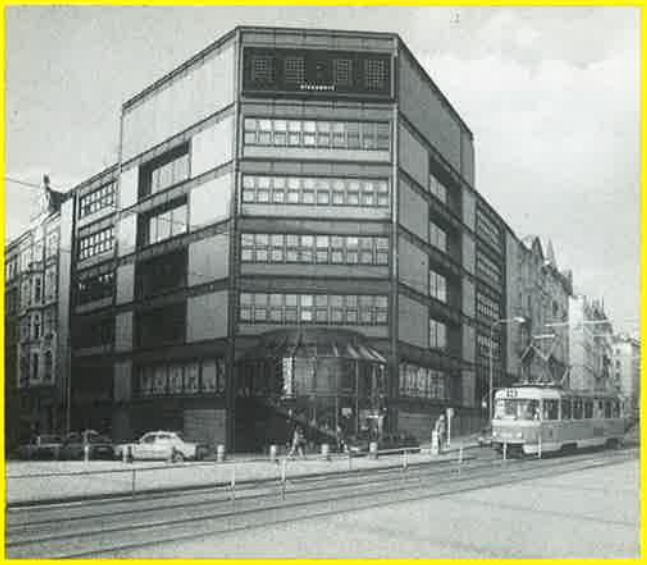
INŽENÝRSKÉ A PRŮMYSLOVÉ STAVBY

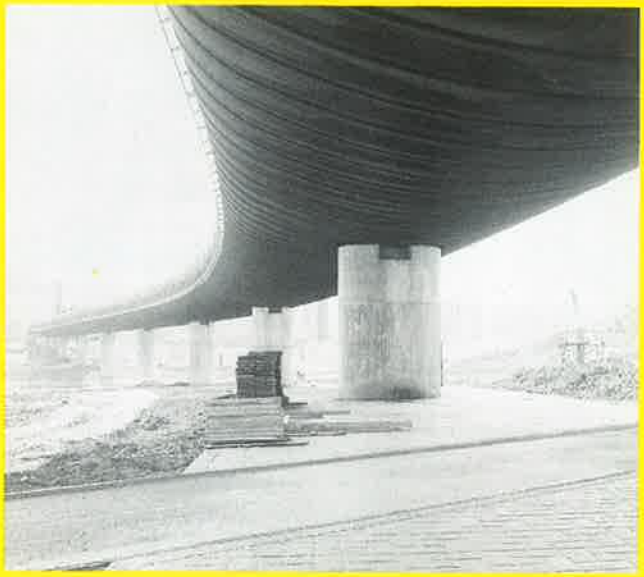
KANALIZAČNÍ ŘADY, PÁTEŘNÍ STOKY, VODOVODY, PLYNOVODY,
KALOVODY, PRŮMYSLOVÉ HALY

BYTOVÁ A OBČANSKÁ VÝSTAVBA

RODINNÉ DOMY, ADMINISTRATIVNÍ BUDOVY, REKONSTRUKCE OBJEKTŮ

Inženýring
DOPRAVNÍCH STAVEB
a.s.





INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB AKCIOVÁ SPOLEČNOST

ZAJIŠŤUJE VEŠKERÉ ČINNOSTI NUTNÉ K PŘÍPRAVĚ A REALIZACI STAVEB
INŽENÝRSKÁ ČINNOST VE STAVEBNICTVÍ
PROJEKTOVÁ ČINNOST V INVESTIČNÍ VÝSTAVBĚ
GEODETICKÉ, TOPOGRAFICKÉ A KARTOGRAFICKÉ PRÁCE, VČ. ČINNOSTI ODPOVĚDNÝCH GEODETŮ
PROVÁDĚNÍ STAVEB
PORADENSKÁ A KONZULTAČNÍ ČINNOST V OBLASTI STAVEBNICTVÍ A ROZVOJE DOPRAVNÍCH SYSTÉMŮ
SPRÁVA A PRONÁJEM NEMOVITOSTÍ

ZKUŠENÝ PARTNER – ZÁRUKA KVALITY

Na Moráni 3
128 00 PRAHA 2

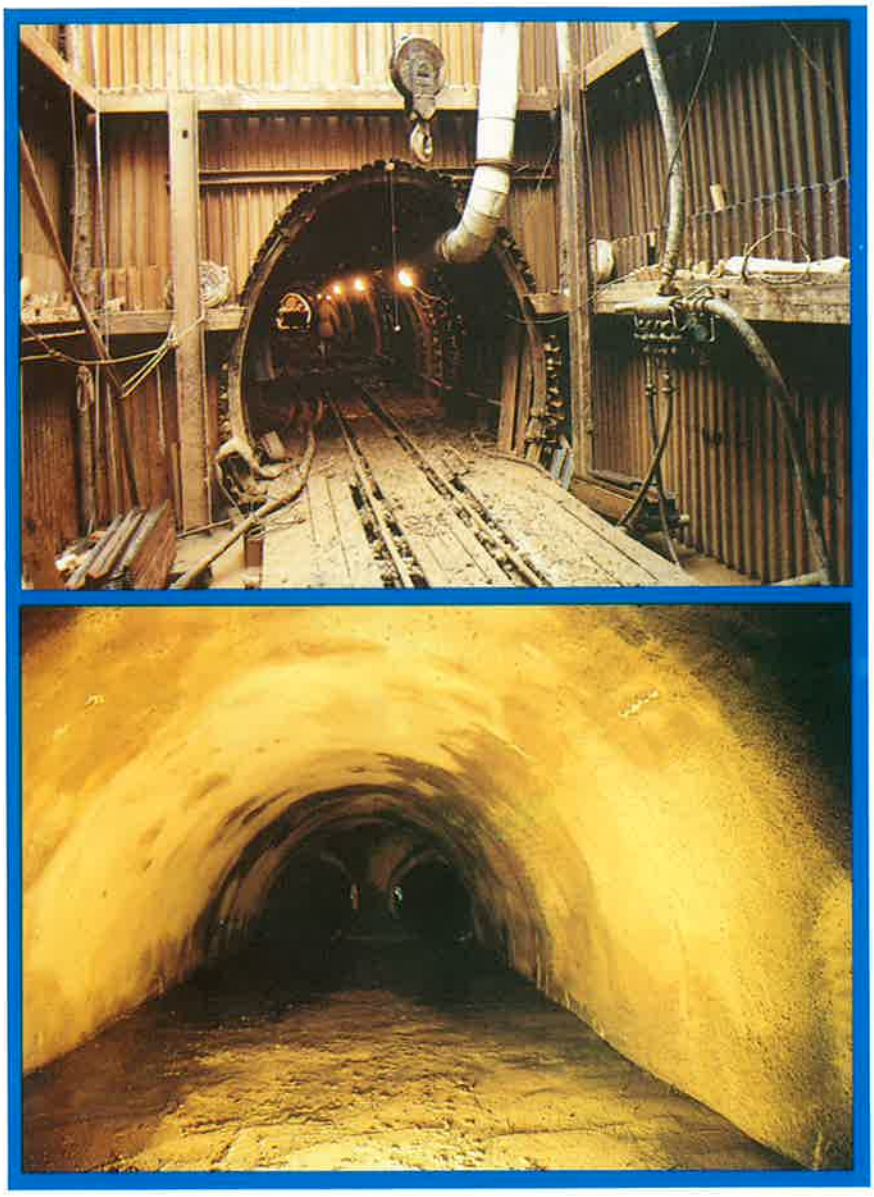
tel. 02/291 714, 294 603
fax 02/292 769

VODNÍ STAVBY PRAHA

AKCIOVÁ SPOLEČNOST

STAVEBNÍ DIVIZE 05 PRAHA

DOBRONICKÁ 635, 148 27 PRAHA 4 - LIBUŠ, TEL.: 02/471 4484, FAX: 02/479 2797



PROVÁDÍME:

SPECIÁLNÍ PODZEMNÍ STAVBY

- ŠTOLY
- TUNELY
- KOLEKTORY
- PROTLAKY
- PRŮPICHY
- PODCHODY VODOTEČÍ
- SHYBKOVÉ A SPOJNÉ KOMORY

DÁLE NABÍZÍME:

- KONSTRUKCE ZE SPECIÁLNÍCH A VODOSTAVEBNÍCH BETONŮ
- OPRAVY A REKONSTRUKCE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

VE VŠECH GEOTECHNICKÝCH PODMÍNKÁCH VÁŠ SPOLEHLIVÝ OBCHODNÍ PARTNER

05