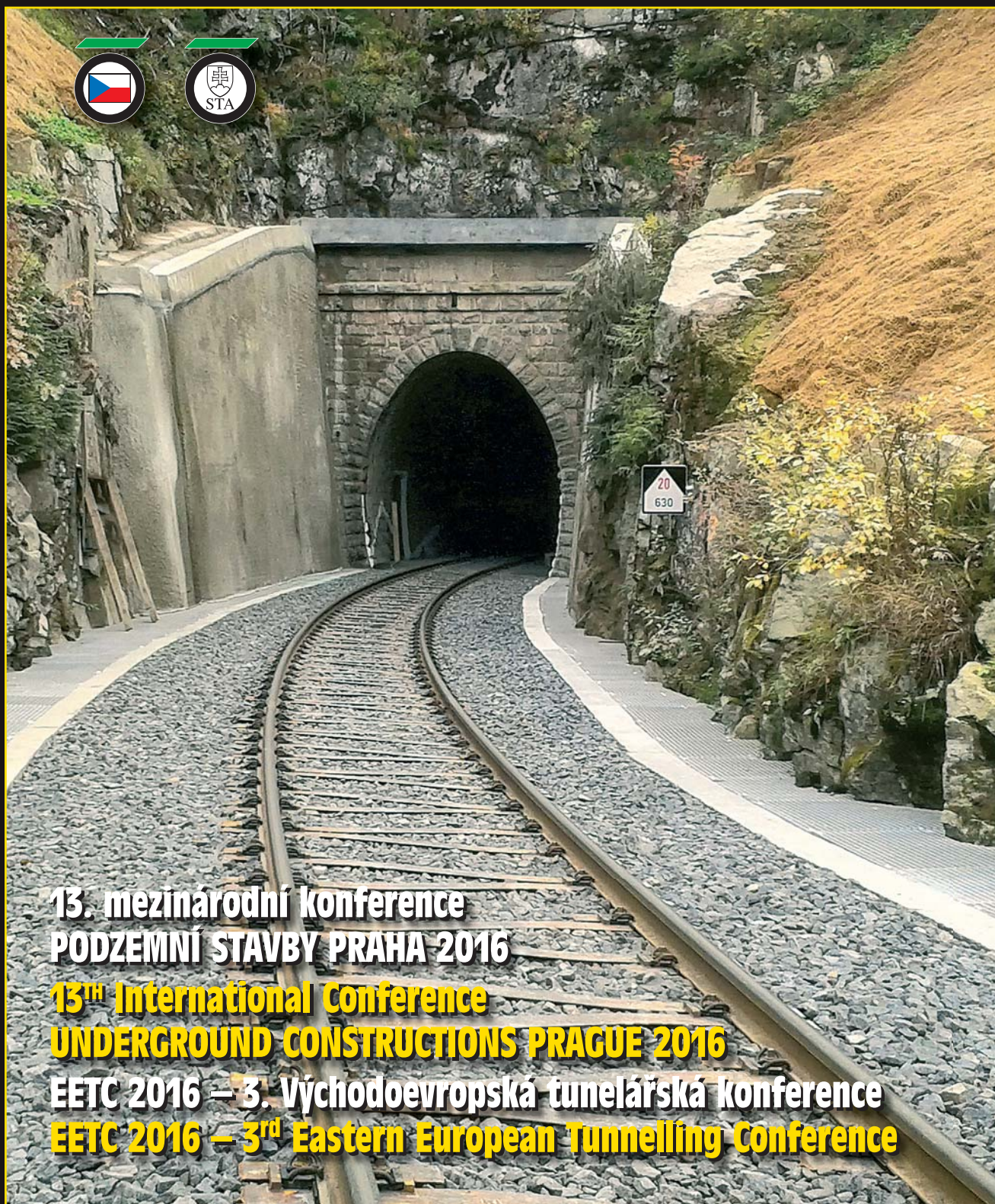


ČASOPIS ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES



**13. mezinárodní konference
PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016**

**13th International Conference
UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2016**

EETC 2016 – 3. Východoevropská tunelářská konference

EETC 2016 – 3rd Eastern European Tunnelling Conference



Postavili jsme pro vás nové metro

Specializace na ražené i hloubené podzemní stavby je naší nosnou technologií. Disponujeme týmem zkušených techniků a máme potřebné výrobní kapacity umožňující optimalizaci vašich projektů podle posledních technologických poznatků. Svě zkušenosti jsme upevnili a rozšířili na řadě významných a technicky náročných tunelových projektů, mezi které patří i realizace stanic Nemocnice Motol a Bořislavka a části traťových tunelů v rámci projektu prodloužení trasy metra V.A v Praze.

HOCHTIEF CZ a. s.
Plzeňská 16/3217
150 00 Praha 5
tel.: +420 257 406 000
www.hochtief.cz

Partner konference
Podzemní stavby Praha 2016



Podzemní stavby (vývoj, výzkum, navrhování, realizace)
Časopis České tunelářské asociace a Slovenské tunelárskej asociácie ITA-AITES
Založen Ing. Jaroslavem Gránem v roce 1992

OBSAH

Editorial:	
doc. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE, člen redakční rady	1
Úvodníky:	
Ing. Ivan Hrdina, výrobně-technický ředitel Metrostav a.s. a předseda CzTA ITA-AITES	2
Ing. Tomáš Bílek, předseda představenstva společnosti HOCHTIEF CZ a.s.	3
Aktuální projekty Metrostavu a.s. v severských zemích	
Ing. Aleš Gothard, Ing. Pavel Bürgel, Ing. Ivan Piršič, Metrostav a.s., Divize 5	4
Ražba tunelu Ejpvovice	
Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl, Ing. Karel Rössler, Ph.D., Metrostav a.s., Ing. Milan Majer, SŽDC, s.o.	12
Geotechnické riziko: jak to vidí soudci?	
Mgr. David Hruška, Metrostav a.s., JUDr. Lukáš Klee, Ph.D., LL.M, MBA, Právnická fakulta UK, Metrostav a.s.	20
C310 Tunely pod Temží	
Riku Tauriainen, HOCHTIEF Infrastructure GmbH, Rainer Rengshausen, Andreas Raedle, HJMJV, Ing. Pavel Růžička, Ph.D., HOCHTIEF CZ a.s.	33
Návrh mikrotunelování plynovodu přetínajícího environmentálně citlivou oblast pobřeží v Austrálii	
Taner Aydogmus, HOCHTIEF Engineering GmbH, Flatiron Constructors, Inc., Carsten Schulte, HOCHTIEF Engineering GmbH	42
Návrh, realizace a podmínky provádění nevzdušeného definitivního ostění konvenčně ražených tunelů	
Ing. Jiří Hořejší, Ing. Libor Mařík, Ing. Pavel Růžička, Ph.D., HOCHTIEF CZ a.s., Dipl.-Ing. Andreas Schaab, HOCHTIEF Engineering GmbH	53
Návrh a realizace rekonstrukce tunelu Sedlejšovic	
Ing. Miroslav Lipka, AMBERG Engineering Brno, a.s.	66
Udržitelnost tunelových staveb – hodnocení kvality dopravy v souvislosti s otevřením další části městského okruhu	
prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc., FD ČVUT	74
Fotoreportáž z míst konání exkurzí pořádaných v rámci konference Podzemní stavby Praha 2016	86
Ze světa podzemních staveb	95
Zprávy z tunelářských konferencí	98
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice	102
Z historie podzemních staveb	106
Výročí	109

REDAKČNÍ RADA/EDITORIAL BOARD

Čeští a slovenští členové / Czech and Slovak members

prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – Stavební fakulta ČVUT v Praze (předseda/Chairman)
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. – GEOTest, a.s.
Ing. Miloslav Frankovský – TERRAPROJEKT, a.s.
doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. – 3G Consulting Engineers, s.r.o.
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. – VUT Brno, FAST
doc. RNDr. Eva Hrušková, Ph.D. – VŠB-TU Ostrava
RNDr. Radovan Chmelář, Ph.D. – PUDIS a.s.
Ing. Viktória Chomová – STA
Ing. Jan Korejčík – Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
Ing. Ján Kušnír – REMING CONSULT a.s.
Ing. Libor Mařík – HOCHTIEF CZ a.s.
Ing. Miroslav Novák – METROPROJEKT Praha a.s.
doc. Dr. Ing. Jan Pruška – Stavební fakulta ČVUT v Praze
prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc. – ELTODOL, a.s.
Ing. Boris Šebesta – METROSTAV a.s.
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AVČR v.v.i.
Ing. Pavel Šourek – SATRA, spol. s r.o.

VYDAVATEL

Česká tunelářská asociace a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu

DISTRIBUCE

členské státy ITA-AITES
členové EC ITA-AITES
členské organizace a členové CzTA a STA
externí odběratelé
povinné výtisky 35 knihovnam a dalším organizacím

REDAKCE

Dělnická 12, 170 00 Praha 7, tel.: +420 702 062 610
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Vedoucí redaktor: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Odborní redaktori: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Pavel Šourek,
RNDr. Radovan Chmelář, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Grafické zpracování: DTP Martin Pek, nám. T. G. Masaryka 737, 290 01 Poděbrady
Tisk: H.R.G. spol. s r. o., Litomyšl
Foto na obálce: Harrachovský tunel (foto AMBERG Engineering Brno, a.s.)

Underground Construction (Development, Research, Design, Realization)
Magazine of the Czech Tunnelling Association and the Slovak Tunnelling Association ITA-AITES
Established by Ing. Jaroslav Grán in 1992

CONTENTS

Editorials:

doc. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE, a member of the Editorial Board	1
Ing. Ivan Hrdina, Chief Operations and Technology Officer of Metrostav a.s. and Chairman of the CzTA ITA-AITES	2
Ing. Tomáš Bílek, Chairman of the Board of Directors of HOCHTIEF CZ a.s.	3
Current Metrostav a.s. Projects in the Nordic Countries	
Ing. Aleš Gothard, Ing. Pavel Bürgel, Ing. Ivan Piršič, Metrostav a.s., Divize 5	4
Driving the Ejpvovice Tunnel	
Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl, Ing. Karel Rössler, Ph.D., Metrostav a.s., Ing. Milan Majer, SŽDC s.o.	12
Geotechnical Risk: What Judges Think about it?	
Mgr. David Hruška, Metrostav a.s., JUDr. Lukáš Klee, Ph.D., LL.M, MBA, Právnická fakulta UK, Metrostav a.s.	20
Crossrail C310 Thames Tunnel	
Riku Tauriainen, HOCHTIEF Infrastructure GmbH, Rainer Rengshausen, Andreas Raedle, HJMJV, Ing. Pavel Růžička, Ph.D., HOCHTIEF CZ a.s.	33
Design of a Utility-Micro-Tunnel for Crossing Under a Sensitive Shore Area	
Taner Aydogmus, HOCHTIEF Engineering GmbH, Flatiron Constructors, Inc., Carsten Schulte, HOCHTIEF Engineering GmbH	42
Design, Realisation and Conditions of the Application of Unreinforced Concrete Final Lining of Conventionally Driven Tunnels	
Ing. Jiří Hořejší, Ing. Libor Mařík, Ing. Pavel Růžička, Ph.D., HOCHTIEF CZ a.s., Dipl.-Ing. Andreas Schaab, HOCHTIEF Engineering GmbH	53
Design and Realisation of Reconstruction of Sedlejšovic Tunnel	
Ing. Miroslav Lipka, AMBERG Engineering Brno, a.s.	66
Sustainability of Tunnel Structures – Assessment of Traffic Quality in the Context of the Inauguration of another Part of the City Circle Road	
prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc., FD ČVUT	74
Picture Report from the Locations of where Excursions Organized within the Framework of the Underground Construction Prague 2016 will be held	86
The World of Underground Constructions	95
News from Tunnelling Conferences	98
Current News from the Czech and Slovak Underground Construction	102
From the History of Underground Constructions	106
Anniversaries	109

Ing. Václav Veselý – ARCADIS CZ a.s.

Ing. Ondrej Vida – SKANSKA SK, a.s.

Ing. Jan Vintera – Subterra a.s.

Ing. Jaromír Zlámal – POHL CZ, a.s.

CzTA ITA-AITES: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

Zahraněční členové / International members

Prof. Georg Anagnostou – ETH Zürich, Switzerland
Dr. Nick Barton – NICK BARTON & ASSOCIATES, Norway
Prof. Adam Bezuijen – GHENT UNIVERSITY, Belgium
Prof. Tarcisio B. Celestino – UNIVERSITY OF SAO PAULO, Brazil
Dr. Vojtech Gall – GALL ZEIDLER CONSULTANTS, USA
Prof. John A. Hudson – IMPERIAL COLLEGE, UK
Prof. Dimitrios Kolymbas – UNIVERSITY OF INNSBRUCK, Austria
Prof. In-Mo Lee – KOREA UNIVERSITY, South Korea
Prof. Daniele Peila – POLITECNICO DI TORINO, Torino, Italy
Prof. Wulf Schubert – GRAZ UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Austria
Prof. Ove Stephansson – GFZ Potsdam, Germany
Prof. Walter Wittke – WBI GmbH, Germany

PUBLISHED FOR SERVICE USE

by the Czech Tunnelling Association and the Slovak Tunnelling Association ITA-AITES

DISTRIBUTION

ITA-AITES Member Nations
ITA-AITES EC members
CzTA and STA corporate and individual members
external subscribers and obligatory issues for 35 libraries and other subjects

OFFICE

Dělnická 12, 170 00 Praha 7, tel./fax: +420 266 793 479
e-mail: pruskova@ita-aites.cz
web: http://www.ita-aites.cz
Editor-in-chief: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.
Technical editors: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Pavel Šourek,
RNDr. Radovan Chmelář, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: DTP Martin Pek, nám. T. G. Masaryka 737, 290 01 Poděbrady
Printed: H.R.G. spol. s r. o., Litomyšl
Cover photo: Harrachov tunnel
(photo courtesy of AMBERG Engineering Brno, a.s.)

ČLENSKÉ ORGANIZACE ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES

MEMBER ORGANISATIONS OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES

CZTA:

Čestní členové:
Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.
Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
Ing. Jindřich Hess, Ph.D.
Ing. Karel Matzner
Ing. Pavel Mařík (†)

Členské organizace:
3G Consulting Engineers s.r.o.
Na usedlosti 513/16
office: Zelený pruh 95/97
140 00 Praha 4

AMBERG Engineering Brno, a.s.
Ptašinského 10
602 00 Brno

Angermeier Engineers, s.r.o.
Pražská 810/16
102 21 Praha 10

AQUATIS a.s.
Botanická 834/56
656 32 Brno

ARCADIS CZ a.s.
Geologická 4/988
152 00 Praha 5

AZ Consult, spol. s r.o.
Klíšská 12
400 01 Ústí nad Labem

BASF Stavební hmoty
Česká republika s.r.o.
K Májovu 1244
537 01 Chrudim

Stavební fakulta ČVUT v Praze
Thákurova 7
166 29 Praha 6

EKOSTAV a.s.
Brigádníků 3353/351b
100 00 Praha 10

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

Energie - stavební a báňská a.s.
Vašičkova 3081
272 04 Kladno

Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava
L. Poděštil 1875/17
708 33 Ostrava-Poruba

FAKULTA STAVEBNÍ VUT v Brně
Veveří 331/95
602 00 Brno

GeoTec-GS, a.s.
Chmelová 2920/6
106 00 Praha 10-Záběhlice

GEOtest, a.s.
Šmahova 1244/112
627 00 Brno

HOCHTIEF CZ a.s.
Plzeňská 16/3217
150 00 Praha 5

ILF Consulting Engineers, s.r.o.
Jirsíkova 538/5
186 00 Praha 8

INSET s.r.o.
Lucemburská 1170/7
130 00 Praha 3-Vinohrady

Inženýring dopravních staveb a.s.
Na Moráni 3/360
128 00 Praha 2-Nové Město

KELLER - speciální zakládání, spol. s r. o.
Na Pankráci 1618/30
140 00 Praha 4

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

METROSTAV a.s.
Koželužská 2450/4
180 00 Praha 8

Minova Bohemia s.r.o.
Lihovarská 1199/10
Radvanice
716 00 Ostrava

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
Národní 984/15
110 00 Praha 1

OHL ŽS, a.s.
Burešova 938/17
602 00 Brno-Veveří

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

PRAGOPROJEKT, a.s.
K Ryšánce 1668/16
147 54 Praha 4

Promat s.r.o.
V. P. Čkalova 22/784
160 00 Praha 6

PROMINECON CZ a.s.
Revoluční 25/767
110 00 Praha 1

PUDIS a.s.
Nad vodovodem 2/3258
100 31 Praha 10

ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
Čerčanská 12
140 00 Praha 4

SAMSON PRAHA, spol. s r. o.
Týnská 622/17
110 00 Praha 1

SATRA, spol. s r.o.
Sokolská 32
120 00 Praha 2

SIKA CZ, s.r.o.
Bystřická 1132/36
624 00 Brno

SMP CZ, a.s.
Pobřežní 667/78
186 00 Praha 8

SPRÁVA ÚLOŽIŠŤ
RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ
Dlážďená 1004/6
110 00 Praha 1-Nové Město

Subterra a.s.
Koželužská 2246/5
180 00 Praha 8 - Libeň

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 2643/1a
130 80 Praha 3

SŽDC, s. o.
Dlážďená 1003/7
110 00 Praha 1

UNIVERZITA PARDUBICE
Dopravní fakulta Jana Pernera
Studentská 95
532 10 Pardubice

ÚSTAV GEOLOGICKÝCH VĚD
Přírodovědecká fakulta
Masarykovy univerzity v Brně
Kotlářská 267/2
611 37 Brno

ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v.v.i.
Studentská ul. 1768
708 00 Ostrava-Poruba

VIS, a.s.
Bezová 1658
147 01 Praha 4

Zakládání Group a.s.
Thámova 181/20
186 00 Praha 8

STA:

Čestní členovia:
doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc.
Ing. Jozef Frankovský
prof. Ing. František Klepsatel, CSc.
Ing. Juraj Keleši

Členské organizácie:
ALFA 04, a. s.
Jašíkova ul. 6
821 03 Bratislava

AMBERG Engineering Slovakia, s. r. o.
Somolického 819/1
811 06 Bratislava

BANSKÉ PROJEKTY, s. r. o.
Miletičova ul. 23
821 09 Bratislava

BASF Slovensko, s. r. o.
Prievozská 2
821 09 Bratislava

BASLER & HOFMANN SLOVAKIA,
s. r. o.
Panenská 13
811 03 Bratislava

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

DOPRAVOPROJEKT a.s.
Kominárska 2, 4
832 03 Bratislava

GEOCONSULT, spol. s r. o.
Miletičova 21
P.O.BOX 34
820 05 Bratislava

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

GEOSTATIK spol. s r. o.
Kragujevská 11
010 01 Žilina

HOCHTIEF CZ a.s.
org. zložka Slovensko
Miletičova 23
821 09 Bratislava

HYDROBETÓN, s. r. o.
Staviteľská 3
831 04 Bratislava

IGBM, s. r. o.
Chrenovec 296
972 32 Chrenovec-Brusno

K-TEN Turzovka, s. r. o.
Vysoká nad Kysucou 1279
023 55 Vysoká nad Kysucou

MAPEI SK, s. r. o.
Nádražná 39
900 28 Ivanka pri Dunaji

Metrostav a.s., org. zložka
Mlynské Nivy 68
821 05 Bratislava

NÁRODNÁ DIALNIČNÁ
SPOLOČNOSŤ, a. s.
Mlynské nivy 45
821 09 Bratislava

Niedax, s.r.o.
Pestovateľská 6
824 04 Bratislava

OBO Bettermann s.r.o.
Viničianska cesta 13
902 01 Pezinok

OHL ŽS, a.s., o.z.
Furmanská 8
841 03 Bratislava 47

PERI, spol. s r. o.
Šamorínska 18/4227
903 01 Senec

PUDOS PLUS, spol. s r. o.
Račianske Mýto 1/A
839 21 Bratislava 32

PRÍRODOVEDECKÁ FAKULTA UK
Katedra inžinierskej geológie
Mlynská dolina G
842 15 Bratislava

REMING CONSULT, a. s.
Trnavská cesta 27
831 04 Bratislava

RENESCO, a. s.
Panenská 13
811 03 Bratislava

SIKA SLOVENSKO, spol. s r. o.
Rybničná 38/e
831 06 Bratislava

SKANSKA SK, a. s.
Závod Tunely
Košovská cesta 16
971 74 Prievdza

SLOVENSKÁ SPRÁVA CIEST
Miletičova ul. 19
826 19 Bratislava

SLOVENSKÉ TUNELY, a. s.
Lamačská cesta 99
841 03 Bratislava

Spel SK spol. s r.o.
Františkánska 5
917 01 Trnava

STI, spol. s r. o.
Hlavná 74
053 42 Krompachy

Strabag, s.r.o.
Mlynské Nivy 61/A
825 18 Bratislava

STU, Stavebná fakulta
Katedra geotechniky
Radlinského 11
813 68 Bratislava

TAROSI c.c., s.r.o.
Slávičie údolie 106
811 01 Bratislava

TECHNICKÁ UNIVERZITA
Fakulta BERG
Katedra dobývania ložísk a geotechniky
Katedra geotech. a doprav. staviteľ'stva
Letná ul. 9
042 00 Košice

TERRAPROJEKT, a. s.
Podunajská 24
821 06 Bratislava

TUBAU, a. s.
Bytčická 89
010 09 Žilina

TuCon, a. s.
K cintorínu 63
010 04 Žilina - Bánová

TUNGUARD, s.r.o.
Osloboditeľov 120
044 11 Trstené pri Hornáde

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

ÚSTAV GEOTECHNIKY SAV
Watsonova ul. 45
043 53 Košice

VÁHOSTAV-SK, a. s.
Hlinská 40
010 18 Žilina

VUIS-Zakladanie stavieb, spol. s r. o.
Kopčianska 82/c
851 01 Bratislava

ŽELEZNICE SR
Klemensova 8
813 61 Bratislava

ŽILINSKÁ UNIVERZITA
Stavebná fakulta, blok AE
Katedra geotechniky,
Katedra technológie a manažmentu stavieb
Univerzitná 8215/1
010 26 Žilina

Vážení příznivci podzemních staveb,

dostává se vám do rukou číslo odborného časopisu Tunel, které vychází v době konání 13. ročníku mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2016 a 3. ročníku východoevropské tunelářské konference (EETC) 2016. Konference navazuje na předchozí ročníky konferencí Podzemní stavby Praha (perioda 3 let) a Východoevropských tunelářských konferencí (perioda 2 let). Toto číslo časopisu Tunel je součástí konferenčních materiálů. Rád bych touto cestou poděkoval všem, kteří svým dílem přispěli ke zdárnému průběhu konference. Jedná se především o členy přípravného výboru a vědecké rady konference, kteří konferenci tři roky připravovali. Velmi oceňujeme vstřícnost renomovaných vyzvaných řečníků, kteří svými přednáškami a příspěvky o významných zahraničních projektech nepochybně zvyšují prestiž a atraktivitu konference. Děkujeme i všem ostatním autorům za příspěvky do sborníku konference, ústní prezentace a postery. Je třeba zmínit partnery konference, jejichž finanční příspěvky se opět příznivě promítly do výše vložného a rozsahu nabízených služeb. Zejména v časech menšího objemu podzemních staveb v ČR si dané vstřícnosti velmi ceníme. Také je třeba poděkovat všem vystavovatelům a podporujícím organizacím včetně Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES. Záštitu hl. města Prahy poskytl konferenci radní Petr Dolínek. Organizaci konference opět zajišťovala agentura Guarant International, se kterou CzTA spolupracuje na přípravě konferencí od WTC 2007. V neposlední řadě bych rád poděkoval všem organizacím, které podpořily účast svých zaměstnanců na konferenci. Věřím, že výměna zkušeností během konference opět posune české tunelářství o krok vpřed. Vážme si všech, kteří k danému posunu našeho oboru přispívají a neberme jejich úsilí jako samozřejmost.

Dalším prostředkem pro sdílení tunelářských zkušeností je časopis Tunel, který si podle názoru rady odborníků dlouhodobě drží velmi vysokou odbornou úroveň. Co je pro vás v tomto čísle připraveno? Číslo je věnováno dvěma nejvýznamnějším partnerům konference PS 2016, firmám Metrostav a.s. a HOCHTIEF CZ a. s. První 3 články připravili autoři z firmy Metrostav a.s. Dočtete se v nich o ražbách severkých tunelů pomocí metody Drill & Blast – konkrétně o dokončených ražbách islandského tunelu Norðfjörður délky cca 7,5 km a o ražbách norských tunelů Veitastrand a Joberg. Dále je představena současná nejvýznamnější tunelová stavba v ČR – ražba dvou jednokolejových železničních tunelů Ejpvovice délky 2x4,15 km pomocí hybridního tunelovacího stroje. Třetí článek je zaměřen na právní aspekty výstavby tunelů, konkrétně na zahraniční (zejména americké) zkušenosti s alokací geotechnických rizik. První článek firmy HOCHTIEF CZ a. s. se zabývá výstavbou části projektu Crossrail, konkrétně dvou tunelů pod Temží ražených pomocí štítů. I druhý článek popisuje mechanizované tunelování v zahraničí, konkrétně mikrotunelování s protlačováním železobetonových trub na mimořádnou délku cca 1,25 km v Austrálii. Předmětem posledního článku firmy HOCHTIEF CZ a. s. je návrh a realizace nevytuzených ostění, což považuji (vzhledem k možným výhodám a minimu aplikací na dopravních tunelech v ČR) za velmi přínosné téma.

Předposlední článek je zaměřený na rekonstrukci krátkého tunelu Sedlejšovice, který slouží pro železniční dopravu již více než 150 let. Poslední odborný článek v tomto čísle se zabývá posouzením prospěšnosti pražského tunelového komplexu Blanka z hlediska kvality dopravy.

Čtenářům časopisu přeji příjemné a poučné čtení. Všem účastníkům konference přeji, aby konference splnila jejich očekávání. Konferenci si náležitě užijte, přirozeně kromě odborné stránky je neméně důležitá i stránka společenská.

Zdrů Bůh!

*doc. Ing. MATOUŠ HILAR, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE, člen redakční rady,
předseda vědecké rady konference PS 2016 a EETC 2016*

Dear sympathisers of underground structures,

the issue of the technical journal TUNEL arriving in your hand is being published during the time of holding the 13th International Conference Underground Construction Prague 2016 and the 3rd Eastern European Tunnelling Conference (the EETC) 2016. The conference is a follow up to the previous conferences Underground Construction Prague (3-year period) and Eastern European tunnelling conferences (2-year period). This TUNEL journal issue is part of the conference materials. I would like to use this opportunity to thank all those who have contributed to the successful course of the conference. Among them, there are first of all members of the Steering Committee and the Scientific Council, who have been working on the preparation of the conference for three years. We highly appreciate the collaborative approach of renowned invited lecturers, who undoubtedly increase the prestige and attraction of the conference by their lectures and papers on important foreign projects. We thank to all other authors for their contributions to the conference proceedings, oral presentations and posters. It is necessary to mention the conference partners, the financial contributions of whom again favourably reflected themselves into the amount of the conference fee and the scope of the services offered. We highly appreciate their helpfulness, especially during the period of the smaller volume of underground construction projects in the Czech Republic. It is in addition necessary to nicely thank all exhibitors and supporting organisations, including the International Tunnelling Association ITA-AITES. The support by the City of Prague was provided by Mr. Petr Dolínek, a Prague councillor. The conference organisation was again taken care of by Guarant International Agency, with which the CzTA has collaborated on the preparation of conferences since the WTC 2007. At last but not least I would like to thank all organisations which supported the participation of their employees in the conference. I believe that the exchange of experience during the course of the conference will again move the Czech tunnelling industry a step forward. Let us value all of those who contribute to the given moving of our industry and let us not take their efforts granted.

TUNEL journal is another means of sharing tunnelling experience. According to many professionals the journal keeps a very high professional level in the long term. What is prepared for you in this issue? The issue is dedicated to two most important conference partners, concretely to Metrostav a.s. and HOCHTIEF CZ a. s. The first paper prepared authors from Metrostav a.s. You can read there about the finished driving of the 7.5km long Icelandic tunnel Norðfjörður and about driving Norwegian tunnels Veitastrand and Joberg. In addition, the currently most important tunnelling project in the Czech Republic – driving two 2x4.15km long Ejpvovice single-track railway tunnels by means of a hybrid TBM. The third paper is focused on legal aspects of tunnel construction, concretely foreign (mainly American) experience with the allocation of geotechnical risks. The first paper submitted by the company of HOCHTIEF CZ a. s. deals with the construction of a part of the Crossrail project, concretely two tunnels under the Thames driven by TBMs. The second paper also describes mechanised tunnelling abroad, concretely microtunnelling with jacking of reinforced concrete tubes to an exceptional distance of 1.25km in Australia. The subject of the last paper from HOCHTIEF CZ a. s. is the design and realisation of unreinforced linings. With respect to the possible advantages and the minimum of applications to transport tunnels in the Czech Republic, I consider this topic to be very useful.

The last but one paper is focused on the reconstruction of the short Sedlejšovice tunnel, which has been serving to railway transport for over 150 years. The last technical paper published in this journal issue deals with the assessment of the profitability of the Blanka complex of tunnels in Prague from the aspect of the quality of traffic.

I wish the readers of this journal pleasant and enlightening reading. Regarding all attendees to the conference, I wish them that the conference meets their expectations. Enjoy the conference properly. Naturally, apart from the professional aspect, the societal aspect is not less important.

God speed you!

*doc. Ing. MATOUŠ HILAR, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE, a member of the Editorial Board,
Chairman of the Scientific Council of the Conference UC 2016 and the EETC 2016*



VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

jsm rád, že v roce oslav 45 let od vzniku společnosti Metrostav a.s. vás mohu prostřednictvím časopisu Tunel opět oslovit a podělit se s vámi o to, co se děje vně i uvnitř naší firmy, a o to, co nám dělá větší nebo menší radost.

Radost nám jistě dělá, že v květnu letošního roku se v Praze uskuteční již 13. konference Podzemní stavby Praha 2016, která plynule navazuje na světovou tunelářskou konferenci WTC 2016 v San Francisku. Obě akce jistě prokážou a představí další obrovský posun v technologiích podzemního stavitelství, které svým rozvojem umožňují navrhovat stále odvážnější a velkolepější podzemní stavby a díla.

Radost nám ovšem nedělá skutečnost, že tento rozvoj se v plné šíři v současné době nedotýká České republiky. Naše společnost v loňském roce úspěšně dokončila dva velké infrastrukturní projekty – Prodloužení trasy metra V. A a Tunelový komplex Blanka, který se současně stal i nejdelším městským tunelem v Evropě. Na druhou stranu se dnes z velkých dopravních tunelů v naší zemi buduje pouze jediný, a to železniční tunel na trase Rokycany – Plzeň.

Současná situace nás tak donutila obrátit pozornost na zahraničí. Dnes již více než 30 % celkových výkonů dosahuje Skupina Metrostav mimo Českou republiku a Slovensko, v případě samotného Metrostavu je to zhruba 20 procent. V podzemním stavitelství se nám nejvíce daří v severských evropských zemích, kde mimo jiné oceňujeme zejména rovný a férový přístup tamních investorů k zahraničním firmám.

S vědomím uvedené situace a pozice naší společnosti na domácím a zahraničním trhu nám ovšem nedělá radost rozvoj, respektive nástup nového fenoménu do podzemního stavitelství, a to váha práva a role právníka při řešení rizik plynoucích ze smluvních vztahů. V dnešním pojetí realizace projektů se stále více a jasněji ukazuje, že právo a jeho výklad jako norma pro podzemní stavby převažuje nad technickým a faktickým vedením a řešením projektu. Je nám jasné, že daný vývoj je pravděpodobně nezvratný, ale jde nám o to, aby fenomén právního rozhodce byl spravedlivý a objektivně vyvážený, což dnešním zadavatelům a smluvním vztahům není vždy vlastní.

S přihlédnutím ke komplikovanosti dnešního globálního i regionálního světa a včetně i výše uvedeného však mohu říct, že v celkovém skóre plusových a záporných bodů snad již konečně začne převaha těch pozitivních. Věřím, že makroekonomické i podnikatelské prostředí a nálada společnosti již jsou, nebo se brzo dostanou do takové kondice, která umožní celkový rozvoj a kultivaci stavebního trhu, tedy i toho našeho podzemního.

Vážení přátelé, závěrem mi dovolu vyjádřit přání, aby nám všem podzemní prostory v budoucnosti přinášely stále více radosti a méně zmaru, a to jak při jejich výstavbě, tak i při jejich následném užívání.

Zdař bůh!

**DEAR READERS OF TUNEL JOURNAL,**

I am glad that I can greet you again through TUNEL journal in the year of the 45th anniversary of the origination of Metrostav a.s. and share with you the information what is happening outside and inside our company and what makes us more or less happy.

What certainly makes us happy is the fact that the already 13th conference Underground Construction Prague 2016 will take place in May 2016. The conference will smoothly follow on the WTC 2016 congress in San Francisco. Both events will certainly prove other great progress in underground construction technologies, which allow through their development for designing more and more daring and magnificent underground projects and structures.

But what does not make us happy is the fact that this development does not fully apply to the Czech Republic. Last year our company successfully completed two large infrastructure projects – the metro line extension V.A and the Blanka complex of tunnels, which has at the same time become the longest urban tunnel in Europe. On the other hand, only one tunnel of the large transport tunnels is under construction in the Czech Republic – the railway tunnel on the Rokycany – Plzeň route.

The current situation therefore forced us to turn our attention to foreign countries. Metrostav Group today achieves over 30% of the overall output outside the Czech Republic and Slovakia; in the case of Metrostav a.s. itself, it is approximately 20%. In the underground construction industry, we are most successful in the Nordic countries, where we appreciate, among others, in particular the equal and fair attitude of local project owners to foreign companies.

Nevertheless, even knowing the above described situation and the position of our company in the domestic and foreign markets, the development, respectively the onset of a new phenomenon in the underground construction industry, does not make us happy. It is the weight and the role of a lawyer in solving risks following from contractual relationships. In the current understanding of the implementation of projects, it shows more and more clearly that law and its interpretation as a standard for underground construction prevails above the technical and factual management of and solution to projects. It is clear to us that this development is probably irreversible, but our concern is that the phenomenon of a legal arbitrator was fair and objectively balanced, which approach is not always adopted by today's project owners.

However, with respect to the complicated character of the current global and regional world and the above-mentioned facts, I can say that I hope that positive points will finally start to prevail in the overall score of plus and minus points. I believe that macroeconomic and business environment and the mood in the society already are, or soon will get to such a condition which will allow for the overall development and cultivation of the construction market, thus also our underground construction market.

Dear friends, to conclude let me express my wish that underground spaces brought us all more and more joy and less frustration in the future, both during the construction as well as during the subsequent use.

God speed you!

ING. IVAN HRDINA

*výrobně-technický ředitel Metrostav a.s.
a předseda CzTA ITA-AITES, z. s.*

*Chief Operations and Technology Officer of Metrostav a.s.
and Chairman of the CzTA ITA-AITES*

VÁŽENÉ DÁMY A PÁNOVÉ, VÁŽENÍ PROFESNÍ PŘÁTELE,

jsem poctěn nejen za společnost, ale i za sebe, že mohu mít úvodní slovo k vydání časopisu Tunel, jehož část je věnována prezentaci činnosti stavební společnosti HOCHTIEF CZ.

Společnost HOCHTIEF CZ v letošním roce slaví desáté výročí vstupu do českého tržního segmentu dopravní infrastruktury. Před deseti lety jsme za tímto účelem založili naši divizi Dopravní stavby, která záhy dostala svůj první velký úkol – spolupráci na realizaci Silničního okruhu kolem Prahy, úsek 514 Lahovice – Sliveneč. Na tomto projektu, kde jsme byli odpovědní za tunel a most, si naše týmy získaly ony pověstné ostruhy. Tzv. „pětsetčtrnáctka“ se pro nás stala špičkovým projektem, kde jsme ukázali, že jsme schopni realizovat i takto náročný projekt. Naše týmy mohly využívat odbornou podporu poskytovanou kompetenčními centry naší mateřské společnosti, jejíž stavitelská historie je delší než 140 let. Koncernové know-how získané na projektech, jako je Gotthardský tunel nebo most přes Bosporský průplav v Turecku či na řadě dalších děl prováděných po celém světě našimi sesterskými společnostmi CIMIC (Leighton), Flatiron nebo Thies, jsme schopni zúročit i u nás.

V loňském roce jsme úspěšně dokončili výstavbu části tunelů na novém prodloužení trasy pražského metra V.A včetně stanic Bořislavka a Nemocnice Motol. Druhá nejstarší trasa metra tak doznala podstatného rozšíření za významného přispění právě našich pracovníků. Uvedení nového úseku do provozu v avizovaném termínu, bezproblémový průběh stavby a zkušební provozu svědčí o tom, že se dílo povedlo. Po jeho dokončení jsme část týmu přesunuli na přípravu k soutěži na výstavbu nové trasy metra D a část jsme přesunuli na náš v současnosti největší tunelářský projekt – Tunel Považský Chlmec – D3, Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). V souvislosti s ním jsme do společnosti přijali skupinu projektantů původně pocházejících ze společnosti IKP. Takto vytvořená kompetenční skupina se zabývá nejen projekčními pracemi na tunelech, ale mimo jiné ve spolupráci s našimi německými kompetenčními centry pracují na některých inovativních technologiích, mezi které se řadí například nevyztužené sekundární ostění. Nabyté zkušenosti umožňují řadě našich dělníků a techniků působit i na zahraničních tunelových stavbách naší mateřské společnosti prováděných jak konvenčními metodami, tak pomocí strojů TBM. V této chvíli se část těchto expertních kapacit podílí na projektu GKI – Gemeinschaftskraftwerk Inn v Rakousku, a také na projektu Stuttgart 21 v Německu.

V tomto vydání časopisu Tunel jsme pro vás připravili celkem tři příspěvky. Hlavní se věnuje problematice již zmiňovaného nevyztuženého ostění prováděného na tunelu Považský Chlmec na Slovensku. Další dva příspěvky se věnují realizacím našich zahraničních kolegů. Prvním z nich je článek o projektu Crossrail – Tunely pod Temží realizovaný kolegy z HOCHTIEF UK. Další nás přenese do daleké Austrálie, kde kolegové z koncernové společnosti Thies ve spolupráci s HOCHTIEF Engineering realizovali projekt mikrotunelu protínajícího citlivou oblast pobřeží v australské pustině.

Závěrem bych rád České tunelářské asociaci poděkoval za jejich práci a popřál mnoho velmi kvalitních a podnětných setkání a aktivit a věřím, že i toto aktuální vydání časopisu Tunel přinese všem jeho čtenářům řadu zajímavých informací.



DEAR LADIES AND GENTLEMEN, DEAR PROFESSIONAL FRIENDS,

I am honoured not only as a representative of the company but also myself that I am allowed to have the introductory word to the TUNEL journal issue part of which is dedicated to the presentation of activities of the company of HOCHTIEF CZ.

This year, HOCHTIEF CZ celebrates the tenth anniversary of its entry to the transport infrastructure segment of the Czech market. Ten years ago we founded our Transport

Construction division, which was soon given its first great task – to collaborate on the realisation of the Prague City Ring Road, section 514 Lahovice – Sliveneč. At this project, where we were responsible for a tunnel and a bridge, our teams won their famed spurs. The so-called “514” became the top project, where we showed that we are capable of realising even such a demanding project. Our teams could use the professional support provided by competence centres of our mother company, the building history of which exceeds 140 years. We are able to capitalise on the concern’s know-how gathered at such projects as the Gotthard tunnel, the bridge over the Bosphorus Strait in Turkey or many other projects realised all over the world by our sister companies of CIMIC (Leighton), Flatiron or Thies throughout the world, even in the Czech Republic.

Last year we successfully finished the construction of a part of tunnels on the new extension of the Prague metro Line V. A, including Bořislavka and Nemocnice Motol stations. The second oldest metro line was substantially expanded with the significant contribution of our employees. Putting the new section into service in the announced deadline, the smooth course of the construction and the trial operation testify to the success of the work. After the completion of the work on the extension, we shifted part of the team to the preparation for the tender for the new metro Line D and moved a part to our currently largest tunnel construction project – the Považský Chlmec tunnel on the D3 motorway section between Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). In the context of this contract we have employed a group of designers originally coming from the company of IKP. The competence group created in this way deals not only with designing tunnels but, among other, in collaboration with our German competence centres, they work on some innovative technologies with, for example, the unreinforced concrete secondary lining among them. The gathered experience allows for many of our workers and technicians to operate even on foreign tunnel construction sites of our mother company carried out using both conventional methods and TBMs. At this moment part of these external capacities participates in the GKI - Gemeinschaftskraftwerk Inn project in Austria and, in addition, in the Stuttgart 21 project in Germany.

In this TUNEL journal issue we have prepared the total of three papers for you. The main one is dedicated to problems of the above-mentioned unreinforced concrete lining, which is being carried out in the Považský Chlmec tunnel in Slovakia. The other two contributions are dedicated to the construction carried out by our foreign colleagues. The first of them is the Crossrails project – Tunnels under the Thames, which is being realised by colleagues from HOCHTIEF UK. The other will transfer us to remote Australia, where colleagues from the concern company of Thies in collaboration with HOCHTIEF Engineering realised a project for a micro-tunnel crossing a sensitive area of the coast in Australian wasteland.

To conclude, I would like to thank the Czech Tunnelling Association for their work and wish them lots of high-quality and inspiring meetings and activities and I believe that even this current issue of TUNNEL journal will bring a lot of interesting information to all of its readers.

ING. TOMÁŠ BÍLEK

*předseda představenstva společnosti HOCHTIEF CZ a. s.
Chairman of the Board of Directors of HOCHTIEF CZ a. s.*

AKTUÁLNÍ PROJEKTY METROSTAVU A.S. V SEVERSKÝCH ZEMÍCH

CURRENT METROSTAV A.S. PROJECTS IN THE NORDIC COUNTRIES

ALEŠ GOTHARD, IVAN PIRŠČ, PAVEL BÜRCEL

ABSTRAKT

Akciová společnost Metrostav působí na stavbě tunelů v severských zemích již od roku 2006. Tento článek navazuje na předchozí z časopisu Tunel 2/2015 věnovaný rovněž severským tunelům. V září 2015 byla slavnostní prorážkou zakončena stavba nejdelšího islandského silničního tunelu Norðfjörður. V Norsku probíhá výstavba dvou tunelů Veitastrond a Joberg. Pro ražby v těchto oblastech je typické využití metody Drill&Blast, lokálně i NRTM. Tento článek shrnuje základní technické informace těchto projektů, stávající a budoucí práce a navržená technická řešení a zajímavosti z výstavby.

ABSTRACT

Metrostav joint-stock company has been active in construction of tunnels in the Nordic countries already since 2006. This paper builds on the previous paper from the TUNEL issue 2/2015 dedicated to tunnels built in the Nordic countries. The construction of the Norðfjörður tunnel, the longest Icelandic road tunnel, was finished by a breakthrough celebration in September 2015. The construction of two tunnels, the Veitastrond and Joberg, is underway in Norway. The tunnelling method typical for these areas is the Drill&Blast, locally also the NATM. This paper summarises basic technical information on these projects, the current and future work, the proposed technical solutions and interesting facts from the construction process.

TUNEL NORÐFJÖRÐUR

Dne 17. 9. 2015 byly slavnostní prorážkou z portálu Eskifjörður dokončeny ražby tunelu Norðfjörður a tento tunel se tak stal nejdelším islandským silničním tunelem. Celková ražená délka tunelu 7566 m byla projektem rozdělena na 4540 m z portálu Eskifjörður a 3026 m z portálu Fannardalur. Běžný profil tunelu lze podle norských standardů klasifikovat jako T8. Tento typ profilu je se svou teoretickou velikostí výrubu 54,7 m² dostatečně velký pro dva silniční pruhy, každý se šířkou 3 m. V místě bezpečnostních zálivů, resp. odstavních ploch, se velikost profilu výrubu zvětší až na 77,3 m². Tyto zálivy je podle islandských předpisů nutno realizovat každých 530 běžných metrů tunelu. V celé trase tunelu jich tak bylo vyraženo celkem 14, přičemž některé z nich byly realizovány s další rozrážkou pro zajištění technologických komor potřebných pro budoucí provoz tunelu. Předpokládané průjezdy tunelem jsou očekávány v maximu 500–600 automobilů za den.

Bilance vyrubané horniny v poměru k množství horniny určené pro zásypy je téměř nulová. Vytěžená rubanina bude uplatněna při budování zhruba 5 km nových komunikací vedoucích k tunelu a k zásypům intravilánu města Eskifjörður v nadcházející fázi projektu.

Postupy ražeb

Ražby z portálu Eskifjörður byly zahájeny v listopadu 2013. Zahájení ražeb z portálu Fannardalur následovalo v březnu 2014. Průměrné týdenní postupy ražeb byly z portálu Fannardalur 53,3 m, resp. 49,2 m z portálu Eskifjörður, z toho vyplývají průměrné denní postupy 8,9 m, resp. 8,2 m. Většina délky tunelu byla ražena dovrchně – 3 %. Posledních 600 m z portálu Fannardalur bylo vyraženo úpadně – 1,5 %.

Geologické poměry

Ražby byly vedeny převážně vyvěřelými bazaltovými horninami s mezilehlými vrstvami vulkanosedimentárních hornin. Tyto většinou značně nesoudržné vrstvy tufů a pyroklastik dosahovaly mocností až 8 m a významně zpomalovaly postupy ražeb (obr. 1). V některých případech bylo přistoupeno k vyztužení výrubu pomocí ocelových příhradových rámu (BRETEX). Metoda ražby Drill&Blast byla tak ve výsledku nahrazena pro tyto podmínky vhodnější NRTM, aplikovanou do místních podmínek, a to v celkové délce 640 m ražeb. V tomto úseku tunelu tak ražby probíhaly ve zkrácených dél-

NORÐFJÖRÐUR TUNNEL

The excavation of the Norðfjörður tunnel was finished by a breakthrough celebration at the Eskifjörður portal on 17/09/2015. This tunnel became the longest Icelandic road tunnel. The total mined tunnel length of 7566m was divided by the design into the 4540m long section driven from the Eskifjörður portal and the 4540m long section driven from the Fannardalur portal. The common tunnel profile can be categorised according to Norwegian standards as T8. This profile type is sufficient for two traffic lanes 3m wide each in terms of the theoretical size of the excavated cross-sectional area of 54.7m². In the locations of safety lay-bys or breakdown bays, the excavated cross-sectional area is increased up to 77.3m². According to Icelandic regulations these bays must be realised at intervals of 530 lineal metres of the tunnel. The total of 14 bays was excavated throughout the whole tunnel route length. Some of them were realised with additional side stubs required for equipment chambers necessary for the future tunnel operation. The anticipated maximum traffic flow volume amounts to 500-600 cars per day.

The balance of the excavated rock in proportion to the volume of rock designed for backfill is nearly zero. The muck will be used for the construction of about 5km of new roads leading to the tunnel and for backfilling in the urban area of Eskifjörður during the forthcoming project phase.

Excavation advance rates

Tunnelling from the Eskifjörður portal commenced in November 2013. The commencement of tunnelling from the Fannardalur portal followed in March 2014. Average weekly advance rates from the Fannardalur and Eskifjörður portals were 53.3m and 49.2m, respectively; daily advance rates following from the weekly rate amount to 8.9m and 8.2m, respectively. The majority of the tunnel length was driven uphill at – 3%. The last 600m long section from the Fannardalur portal was driven downhill at – 1.5%.

Geological conditions

The excavation proceeded mainly through igneous basalt rock with tuffaceous and pyroclastic interbeds. The thickness of these layers of mostly significantly incoherent rock and sandstone reached up to 8m. They substantially reduced the excavation advance rates (see Fig. 1). In some cases we proceeded to support the excavation with steel lattice girders (BRETEX). The Drill&Blast tunnelling method was in the result replaced by the NATM, which is more suitable for these conditions. It was applied to local conditions at the total excavation



Obr. 1 Norðfjörður – nesoudržné vulkanosedimentární horniny
Fig. 1 Norðfjörður – incoherent volcano sedimentary rock types

kách nakročení se značně zesíleným ostěním. Velký důraz byl také kladen na podrobný geotechnický monitoring. Mezilehlé vrstvy zároveň zamezují pronikání vody do výrubu a fungují tak jako izolant. Několik měsíců po dokončení ražeb je celkový měřený přítok méně než 6 l/s, tj. cca 5,5 l/min/100 m. Maximální dočasný přítok vody z předvrtů v žádném případě nepřesáhl 300 l/min a během ražeb nebylo ani v jediném případě přistoupeno k utěsňujícím injektážím.

V nejvyšším místě nadloží dosahuje téměř 900 m. I přes délku tunelu nebyla vybudována úniková štola či vertikální šachta, která by byla vzhledem k výšce nadloží a horninovému prostředí pouze obtížně realizovatelná. Vzhledem k vysokému

length of 640m. In this tunnel section the excavation proceeded with reduced excavation round lengths and substantially increased thickness of the lining. Great stress was in addition placed on detailed geotechnical monitoring. The intermediate layers at the same time prevent the intrusion of water to the excavation and function in this way as an insulator. The total inflow measured for several months after the completion of the excavation is smaller than 6L/s, i.e. ca 5.5L/min/100m. The maximum temporary inflow of water from holes bored into the advance core in no case exceeded 300L/min and sealing grouting was never necessary during the excavation.

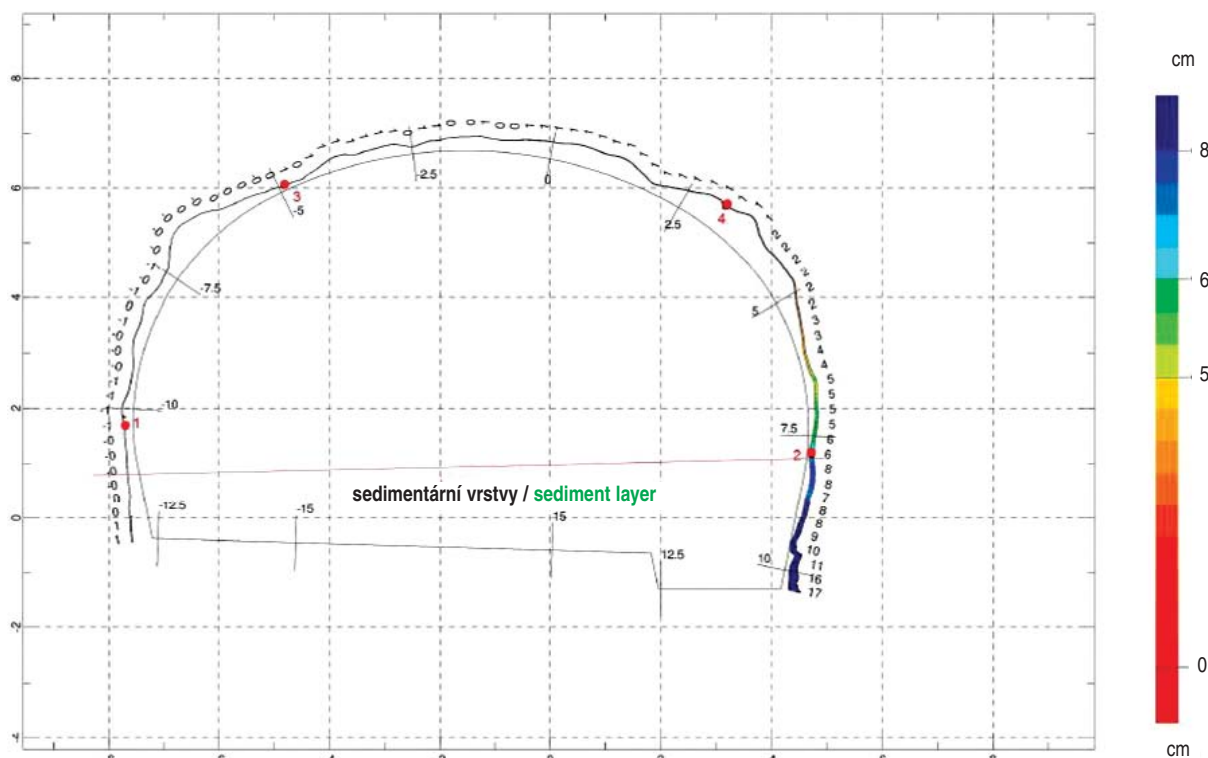
The maximum overburden height reaches nearly 900m. Despite the tunnel length, no escape gallery or vertical shaft was carried out. The shaft would be difficult to realise with respect to the high overburden. With respect to the high overburden slighter manifestations of rock pressure were observed during the excavation in areas with the overburden higher than 500m. Degradation of walls formed by scoriae (volcanic rock with small density, originating on contact of lava with the surface) was encountered. In addition, intense manifestations of rock pressure were registered in the area of the intrusion of magma into original rock layers. Gradual releasing of energy accompanied by strong crackling with rock bursting up to the distance of 40cm from the excavated surface was registered in the particular area. The measurements of deformations in the areas of the occurrence of sedimentary layers of various types and in fault zones were carried out using a laser scanner and a tape extensometer. It was easy to determine the extent of the excavation deformation on the basis of the laser scanner outputs. The extent of the deformation of the primary lining of the tunnel driven through sedimentary rock can be seen in Fig. 2. Convergences up to 16cm were measured at the bottom of the right-hand excavation wall.

pohled ve směru ražby / view in direction of advance

metr tunelu / tunnelmetre 1 986.7

staničení 4046.7 (vodorovný) / stationing 4046.7 (horizontal)

staničení 4047.594 (prostorový) / stationing 4047.594 (spatial)



Obr. 2 Norðfjörður – výstup z laserskeneru o průběhu deformací ostění
Fig. 2 Norðfjörður – laser scanner output on the development of the lining deformations

nadloží byly během ražeb pozorovány slabší projevy horského tlaku v oblastech s nadloží vyšším než 500 m. Docházelo zde k degradaci stěn tvořených scórií (vulkanická hornina s malou hustotou, vznikající na kontaktu lávy s poruchem). Dále byly zaznamenány silné projevy horského tlaku v oblasti intruze magmatu do původních horninových vrstev. V dané oblasti bylo během ražby zaznamenáno postupné uvolňování energie doprovázené silným praskáním s odpryskem hornin do vzdálenosti až 40 cm od výrubu. Měření deformací v oblastech výskytu sedimentárních vrstev různých typů a v poruchových zónách se realizovalo za pomoci laserového skeneru a pásmového extenzometru. Na základě výstupů z laserového skeneru bylo snadné stanovit rozsah deformace výrubu. Na obr. 2 je možné vidět rozsah deformace primární výztuže tunelu raženého v sedimentárních horninách, kde v patě pravé stěny výrubu byly naměřeny konvergence až 16 cm.

Zajištění výrubu

Primární zajištění výrubu se provádělo pomocí svorníkové výztuže a stříkaných betonů s rozptýlenou výztuží v tloušťce 40–60 mm. Veškeré prováděné stříkané betony musely splňovat mimo jiné požadavky na energetickou pohltivost E700 a pevnost v prostém tlaku 26 MPa. Definitivní vyztužení tunelu, které tvoří další vrstva stříkaných betonů v tl. 40–180 mm a případné zahuštění rastru svorníkové výztuže, bylo provedeno až po ukončení ražeb. Svorníková výztuž sloužící k primárnímu zajištění výrubu byla uvažována také jako součást definitivního vystrojení díla, a proto byly všechny svorníky opatřeny ochrannou vrstvou zinku a epoxidového nátěru. V průběhu ražeb se používaly převážně mechanicky upínané svorníky typu CT-bolt a svorníky typu SN aktivované po 24 hodinách v poměru zhruba 70/30. Ve zhoršených geologických podmínkách se k zajištění stability výrubu používaly také samozávrtné kotvy typu IBO a kari sítě. Návrh vyztužení díla se prováděl pro každý záběr na základě klasifikace Q-systému. Procentuální zastoupení indexu Q hodnot zastížených v trase tunelu je uvedeno v tab. 1.

Dokončovací práce

V době psaní tohoto článku probíhaly betonáže hloubených úseků. Tyto vnější železobetonové konstrukce budou po svém dokončení dosahovat délky přes 300 m. Hlavním důvodem pro tak dlouhé hloubené úseky je nutnost zajištění protilavinového opatření, a to převážně u portálu Fannardalur.

Dalšími, na ražbu navazujícími pracemi, kromě zmiňovaných cca pět kilometrů vnějších komunikací, je instalace tunelových izolací proti průsakům podzemních vod a promrzání. Po dokončení definitivní výztuže byla v trase tunelu dozorem

Tab. 1 Hodnoty indexu Q zastížené v trase tunelu
Table 1 Q values encountered along the tunnel route

zastížená geologie dle indexu Q geology encountered according to the Q	hodnoty indexu Q Q values	% zastoupení % percentage
extrémně špatná extremely bad	0,01 – 0,1 0.01 – 0.1	1,5 1.5
velmi špatná very bad	0,1 – 1 0.1 – 1	8,9 8.9
špatná bad	1 – 4 1 – 4	57,8 57.8
dostatečná sufficient	4 – 10 4 – 10	30,7 30.7
dobrá good	10 – 40 10 – 40	1,1 1.1

Excavation support

The primary excavation support consisted of rock bolts and a 40-60mm thick layer of fibre reinforced shotcrete. All sprayed concrete had to meet, among others, requirements for energy absorption capacity E700 and unconfined compressive strength of 26MPa. The final tunnel excavation support consisting of another layer of shotcrete 40-180mm thick and the contingent densification of the grid of rockbolt support was carried out after the completion of the excavation. The rockbolt support used as the primary excavation support was in addition taken into account as a part of the final lining. For that reason all rock bolts were provided with a protective layer of zinc and epoxy coating. Mechanically expanded CT-type rock bolts and SN-type rock bolts activated after 24 hours were used during the excavation operations at the proportion approximately 70/30. In worsened geological conditions even self-drilling IBO anchors and KARI welded mesh were used for stabilising the excavation. The proposal for the excavation support was prepared for each excavation round on the basis of the Q-system classification. The representation percentage of individual values encountered along the tunnel route is presented in Table 1.

Finishing work

At the moment concrete casting operations are underway in the cut-and-cover sections. The length of these external reinforced concrete structures will exceed 300m after their completion. The main reason for such the long cut-and-cover sections is the necessity for the implementation of an avalanche protection measure, mostly at the Fannardalur portal.

Other subsequent work operation, apart from the above-mentioned ca 5km of external roads, is the installation of tunnel insulation against groundwater seepage and frost penetration. Locations for these insulations were specified by client's supervising engineer after the completion of the final excavation support. They will be carried out by means of suspended polyethylene membranes and pads with the application of a layer of shotcrete on them. With respect to the above-mentioned relatively small amount of penetrating water and the length of the cut-and-cover sections, the total area of these locations amounts to less than 30,000m². This area represents approximately 22% of the total area of the excavation surface.

Summary – Nordfjörður

According to the so far achieved work progress, it is very likely that all work will be finished by September 2017. This term also corresponds to client's requirements for opening the tunnel to traffic.

VEITASTRAND TUNNEL

In 2014, Division 5 of Metrostav a.s. was awarded the first tunnelling contract in Norway. After projects in Iceland and Finland it was an entry to another Scandinavian market.

The complex of avalanche protection measures along the road No. 337 between the municipalities of Hafslø and Veitastrand is part of the effort to improve the transport accessibility of the village of Veitastrand with the population of about 130. Sliding of snow avalanches regularly closes this only access road. In addition, this ca 27km long road is threatened during the remaining part of the year in several locations by falling boulders and collapsing adjacent rock walls (see Fig. 3). A great part of the road leads on a rock slope rising from a lake and reaching the altitude of up to 1300m above the water surface level. The road is used by Veitastrand residents all year round and is frequently used by cottagers and tourists in summer months. It ends at the end of the valley in a national park near the Jostedalbreen glacier.

Basic information on the project

The project modifies two sections of the 2.5km long road. In the Bjørnebakkane section, a diversion of the road from the lake to a 1.56km long tunnel is proposed for the length of 1.8km. In the Lindeskreda section, in the location of frequent avalanches, an

stavby určena místa pro tyto izolace. Ty budou realizovány pomocí zavěšených polyethylenových membrán a matrací s vrstvou stříkaného betonu. Vzhledem k výše zmiňovanému relativně malému množství pronikající vody a dlouhým hloubeným úsekům dosahuje celková výměra těchto míst necelých 30 000 m². Tato výměra představuje zhruba 22 % celkové plochy výrubu.

Shrnutí – Norðfjörður

Podle dosavadního postupu prací je velmi pravděpodobné, že veškeré práce budou dokončeny do září 2017. Tento termín také odpovídá požadavkům zadavatele na uvedení tunelu do provozu.

TUNEL VEITASTROND

V roce 2014 získala Divize 5 Metrostavu a.s. první tunelářskou zakázku v Norsku. Po stavbách na Islandě a ve Finsku to byl vstup na další skandinávský trh.

Soubor protilavinových opatření na silnici č. 337 mezi obcemi Hafsla a Veitastromd je součástí snahy o zlepšení dopravní dostupnosti obce Veitastromd s počtem asi 130 obyvatel. Sesuvy sněhových lavin pravidelně uzavírají tuto jedinou příjezdovou komunikaci. Navíc po zbytek roku je tato cca 27kilometrová cesta ohrožována na několika místech i pády balvanů a řícením přilehlých skalních stěn (obr. 3). Z velké části vede silnice po úbočí skalního svahu vystupujícího z jezera a dosahujícího výšky až 1300 metrů nad hladinou. Silnici využívají celoročně obyvatelé Veitastromdu a v letních měsících je frekventovaně používána chatari a turisty. Na konci údolí silnice končí v národním parku u ledovce Jostedalbreen.

Základní informace o projektu

Výstavba upravuje 2,5 km komunikace ve dvou úsecích. V úseku Bjørnebakkanen je v délce 1,8 km navrženo odklonění silnice od jezera do 1,56 km dlouhého tunelu. V úseku Lindeskreda, v místě častého pádu sněhových lavin, je navržen protilavinový val délky cca 300 m a přeložka silnice délky 580 m na nově rozšířený násep do ledovcového jezera Veitastromdvatnet. Součástí stavby jsou dále technologická centra v tunelu, napojení příportálových částí na stávající komunikaci, přístupová cesta k protilavinovému valu a mimo zasluněný objem prací Metrostavu a.s. i technologické vybavení. Stavbu realizuje sdružení „JV Metrostav Havnen“, které je tvořeno společnostmi Metrostav NUF a Havnen Anlegg AS. Investorem je norská společnost pro správu cest Statens Vegvesen, obdoba českého ŘSD. Součástí dodávky investora je i projektová dokumentace. Smluvní vztahy se řídí standardizovanou norskou normou NS 8406:2009 a zvláštními smluvními podmínkami.

Tunel je navržený ve dvou základních profilech, ze severní strany začíná jako dvoupruhový, profilu T8,5 s teoretickou plochou výrubu 68,7 m². Po 500 metrech se tunel zužuje do jednopruhového profilu T5,5 s teoretickou plochou výrubu 45,1 m², s klesáním až k jižnímu portálu. V tunelu jsou celkem čtyři nouzové zálivy o čisté délce 30 m s náběhy v obou směrech. Největší plochou profilu celého díla je tedy nouzový záliv T13,5 – 94,6 m². Ve dvou zálivech nejbližších portálům jsou kolmo na osu tunelu vyraženy technické komory o délce 18 m a profilu T8,5. V jednom ze středních zálivů je umístěna komora pro nouzové otáčení vozidel.

V oblasti výstavby protilavinového valu byla v prvním kroku přeložena existující komunikace. Pro tyto účely bylo nejprve nutné rozšířit břeh zasypaním části jezera a vytvořením tak tělesa komunikace (obr. 4). Zásyp jezera probíhal ze břehu ukládáním materiálu vyvezeného z tunelu. Nejprve byly provedeny trhací práce pod hladinou vody pomocí tzv. Aurlandské metody. Prakticky šlo o malý clonový odpal, který uvolnil předem nasycený polštář z hrubého štěrku. Ten



Obr. 3 Veitastromd – proudový horninový sesuv
Fig. 3 Veitastromd – flow-type ground slide

about 300m long avalanche protection embankment and the 580m long relocation of the road to the embankment newly widened to Veitastromdvatnet glacier lake are designed. Parts of the project are, in addition, technology centres in the tunnel, connections of pre-portal parts to the existing road, an access road to the avalanche protection embankment and, outside the amount of work contracted by Metrostav a.s., even the tunnel equipment. The project is being realised by the “JV Metrostav Havnen” consortium formed by Metrostav NUF and Havnen Anlegg AS. The client is Statens Vegvesen, a Norwegian road administration company, an analogy to the Czech Road and Motorway Directorate. The design documentation is part of client’s supply. Contractual relationships are governed by a standardised Norwegian standard NS 8406:2009 and special technical specifications.

The tunnel is designed in two basic profiles; from the northern side it starts with the T8.5 double-lane profile with the theoretical excavated cross-sectional area of 68.7m². After 500m the tunnel width is reduced to the T5.5 single-lane profile with the theoretical excavated cross-sectional area of 45.1m², declining down up to the southern portal. There are four emergency parking lay-bys with the aggregate length of 30m and with tapers in both directions in the tunnel. The cross-sectional area of the T13.5 emergency parking bay of 94.6m² is therefore the largest cross-sectional area in the whole tunnel. The excavation of the 18m long T8.5-profile technical chambers has been finished in the two lay-bys located closest to the portals. An emergency u-turn bay is in one of the middle lay-bys.

The existing road was diverted in the first step of the construction of the avalanche protection embankment. For this purposes it was first necessary to enlarge the width of the lake bank by filling a part of the lake with muck, thus creating the road bed (see Fig. 4). The filling proceeded from the bank by depositing the muck transported from the tunnel. Blasting under the water surface using the so-called Aurland method was carried out in the first step. It was practically a small bench blasting which relieved a coarse gravel cushion carried out in advance. The cushion slipped deeper to the lake and ripped organic deposits and sludge off. The volumes of the main work operations are summarised in Table 2.

Geological conditions

The construction site is located in an area of a strong granite massif with the sporadic occurrence of granodiorite with the strength of 275MPa. The entire tunnel route runs under the hillside with the maximum overburden height reaching 220m. Three main fault zones were expected along the tunnel route. However, their locations were not confirmed and the passage through a worsened quality massif proceeded without preprevious indication. Nor the predicted occurrence of fissure rivers in these fault

Tab. 2 Objemy hlavních prací

Table 2 Volumes of the main work operations

trhací práce v tunelu / blasting inside the tunnel	104 000 m ³
trhací práce na povrchu / blasting on the surface	23 000 m ³
zásyp jezera / filling of the lake	53 000 m ³
protilavinový val / avalanche protection embankment	115 000 m ³
obklad protilavinového valu avalanche protection embankment cladding	3 850 m ²
izolace proti vodě v tunelu / tunnel waterproofing	32 500 m ²
přeložení vedení VN / relocation of a high-voltage line	650 m

se sesul hlouběji do jezera, a tak došlo ke stržení organických usazenin a kalů. Objemy hlavních prací jsou sumarizovány v tab. 2.

Geologické poměry

Staveniště se nachází v oblasti pevného žulového masivu s ojedinělým výskytem granodioritů s pevností až 275 MPa. Celá trasa tunelu prochází podél úbočí svahu s max. nadložím dosahujícím 220 m. V trase tunelu byly očekávány tři hlavní poruchové zóny. Jejich polohy se však nepotvrdily a k průchodu masivem zhoršené kvality docházelo bez předešlé indikace. Také predikovaný výskyt zvýšených přítoků podzemní vody se v těchto poruchových zónách nepotvrdil a ražby se obešly bez použití injektáže. Několik systémů diskontinuit s častými výplněmi jílu způsobovalo problémy s vrtacími pracemi a s nabíjením pro odpal. Komunikace mezi jednotlivými vrty, ale i úplné ztrácení vodního výplachu byly velmi častým jevem.

Ražba tunelu metodou Drill & Blast

Ražba tunelu probíhala metodou Drill & Blast od srpna 2014 do listopadu 2015 s šestiměsíční plánovanou zimní přestávkou. Základem bylo použití trhacích prací s milisekundovým neelektrickým roznětem s běžnou délkou záběru 5 m. Použití čerpaných emulzních trhavin bylo samozřejmostí. V místech s výrazně zhoršenou geologií byl volen zkrácený záběr cca 2,5 m.

Vytěžení a odvoz rubaniny probíhaly klasickým způsobem pomocí 4- a 6kolových dumperů za použití čelního kolového nakladače se lžící s bočním výklopem. I přes stísněné podmínky profilu T5,5 bylo nakládání rubaniny prováděno přímo na čelbě bez využití nakládacích výklenků. Strojní a následné ruční začištění výrubu se v zastižené geologii projevilo jako sťažejní operace nutná pro bezpečné provádění dalšího kroku. Ke svorníkování se v převážné většině používaly mechanicky upínané svorníky, následně injektované cementovou maltou.

V závislosti na geologických podmínkách byl na zajištění výrubu používán stříkaný beton s rozptýlenou výztuží z ocelových vláken ve dvou třídách energetické pohltivosti E700 a E1000. Tloušťka stříkaného betonu se podle zastižené geologie pohybovala mezi 8 a 25 cm.

Ve zhoršených geologických podmínkách se používají i další zajišťovací prvky jako předem hnané jehly a pro Norsko specifické skalní pásy (obr. 5). V kombinaci se svorníky slouží skalní pásy k zajištění volného konce jehel.

Veškeré práce na ražbě tunelu prováděl Metrostav a.s., Divize 5, vlastními kapacitami.

Stav prací

V současné době (leden 2016) probíhají v tunelu práce na čištění dna tunelu, montáži trvalé drenáže a izolaci proti vodě a mrazu (obr. 6). Ta byla v důsledku zvodnění výrubu investo-



Obr. 4 Veitastrom – optimalizace komunikace a protilavinový val
Fig. 4 Veitastrom – optimisation of the road and the avalanche protection embankment

zones was confirmed and the excavation did not require injecting grout into the ground. Several discontinuity systems with frequent filling with clay caused problems with drilling and charging holes for firing. Communication between individual boreholes, even complete loss of water flush was a very frequent phenomenon.

Tunnel excavation using the Drill & Blast method

The tunnel excavation using the Drill & Blast method proceeded from August 2014 to November 2015, with a planned six-month winter break. It was based on the application of blasting with millisecond non-electric firing, with the common excavation round length of 5m. The use of pumped emulsion explosives was a commonplace. A reduced-length excavation advance round of ca 2.5m was chosen in locations with worsened geology.

Muck was loaded and transported out classically using 4- and 6-wheeled dumpers and a wheeled front-end loader with a side tipping dump bucket. Despite the restricted conditions of the T5.5 profile, muck was loaded directly at the heading, without the necessity for loading recesses. Mechanical and subsequent manual scaling of the excavation showed itself to be the critical operation necessary for safe execution of the next step. Rock bolts with mechanically expanded ends, subsequently injected with cement grout, were mostly used.

Two energy absorption classes E700 and E1000 were applied to the steel fibre reinforced shotcrete used for the excavation support, depending on geological conditions. The thickness of shotcrete varied between 8 and 25cm, depending on the geology encountered.

Even other support elements, such as forepoling and rock strips specific for Norway (see Fig. 5) are used in worsened geological conditions. The rock strips in combination with rock bolts serve to stabilise the loose ends of spiles.

All the work on the tunnel excavation was carried out by Division 5 of Metrostav a.s. own capacities.

Works state

At the moment (January 2016) the tunnel bottom is being cleaned, permanent drainage is being installed and waterproofing and frost penetration insulation is being applied (see Fig. 6). The extent of the waterproofing and the frost penetration insulation was increased by the client from original ca 60% to 100% of the tunnel excavation surface. In the Lindeskreda area, the road diversion and the construction of the avalanche protection embankment is before completion. Unfortunately, due to a mistake made by the project owner in the calculation for the volume of muck and due to higher consumption of material for filling the lake, the avalanche protection embankment will probably remain unfinished. The current milestone for handing the tunnel over for the installation of the equipment and electrical services is the beginning of April 2016. External reinforced concrete portals will be carried out and the



Obr. 5 Veitastrom – skalní pásy před zastříkáním betonem
Fig. 5 Veitastrom – rock strips before covering them with shotcrete

rem navýšena z původních cca 60 % na 100 % povrchu tunelu. V oblasti Lindeskreda je dokončena přeložka komunikace a stavba protilavinového valu je před dokončením. Bohužel chybou zadavatele v kalkulaci objemu rubaniny a vlivem větší spotřeby materiálu na zásyp jezera nebude nejspíš protilavinový val dokončen. Aktuální milník pro předání tunelu pro montáž technologie a elektro je začátek dubna 2016. Následně budou vybudovány vnější železobetonové portály a položen povrch komunikace. Termín uvedení celého díla do provozu je září 2016.

Shmutí – Veitastrom

V roce 2014 začal Metrostav a.s. ve sdružení s místní firmou Havnen Anlegg AS budovat soubor protilavinových opatření na silnici č. 337 v Norsku. V době psaní článku jsou úspěšně dokončeny ražby a probíhají dokončovací práce.

TUNEL JOBERG

V roce 2015 zahájil Metrostav a.s., jako svůj druhý tunelový projekt v Norsku výstavbu tunelu Joberg s celkovou délkou ražeb 2040 m. Tento projekt je realizován za účelem optimalizace silnice Rv. 13 v části pod vrchem Joberget. Metrostav a.s. buduje tento projekt ve sdružení s místním partnerem, společností Bertelsen & Garpestad.

Stávající komunikace Rv. 13 je vedena na břehu jezera Granvinsvatnet pod skalní stěnou, která je značně navětralá a dochází zde k častým skalním řícením. Projekt je součástí celkové optimalizace dopravní tepny z Bergenu do Osla pod názvem Projekt Vossapakko.

Tunel se skládá z 1950 m dlouhé části ražené metodou Drill&Blast, 90 m ražby využitím principů NRTM a cca 1100 m vnějších cest na povrchu. Teoretický profil výrubu tunelu T9,5 je 70,43 m². V tunelu se nacházejí 4 nouzové zálivy v profilu výrubu T13,5 s 93,97 m². Dva z těchto zálivů obsahují technické komory, které jsou kolmé na osu tunelu v délkách 23,5 m.

Směrové a sklonové poměry ražeb

Ražby budou, vzhledem k velmi krátké době realizace vyplývající z požadavků investora, vedeny z obou portálů. Ražby ze západu byly zahájeny ke konci října 2015 a doposud probíhaly dovrchně se sklonem 1,1 % do třetiny délky tunelu, kde se nachází výškový lom trasy v úrovni 42,57 m n. m. Trasa tunelu následně klesá k východu pod stejným sklonem. Příčný náklon tunelu je 3–8 %. Zahájení ražeb z východního portálu bylo plánované na únor 2016 a kromě výše zmíněných 90 m ražeb pomocí principů NRTM se očekává dalších zhruba 300 m metodou Drill&Blast.

road surface will be laid subsequently. The deadline for bringing the whole working into service is September 2016.

Summary – Veitastrom

In 2014, Metrostav a.s., in consortium with a local company Havnen Anlegg AS, started to implement a complex of avalanche protection measures on the road No. 337 in Norway. The tunnel excavation is currently successfully complete and the finishing work is underway.

JOBERG TUNNEL

In 2015, Metrostav a.s. commenced the construction of the Joberg tunnel with the total length of 2040m as the second tunnel construction project in Norway. This project is realised for the purpose of optimising the Rv. 13 road in the part under Joberg Hill. Metrostav a.s. realises this project in a consortium with a local partner, the company of Bertelsen & Garpestad.

The existing Rv. 13 road lies on the bank of Granvinsvatnet lake, under a significantly weathered rock wall where rock falls are quite a frequent phenomenon. The project is part of the overall optimisation of the thoroughfare from Bergen to Oslo named Projekt Vossapakko.

The tunnel consists of a 1950m long part driven using the Drill&Blast method, 90m long part driven using the NATM principle and ca 1100m of external at-grade roads. The theoretical excavated cross-sectional area of the T9.5 tunnel is 70.43m². There are 4 emergency parking bays in the T13.5 tunnel profile (excavated cross-sectional area of 93.97m²). Two of these bays contain 23.5m long technology chambers perpendicular to the tunnel axis

Horizontal and vertical alignment of the excavation

With respect to the very short realisation period following from client's requirements, the tunnel will be driven from both portals. Tunnelling from the west commenced at the end of October 2015. Till now it has proceeded uphill at the gradient of 1.1% up to one third of the tunnel length, where a break in the elevation is located at the altitude of 42.57m a.s.l. The tunnel alignment subsequently descends east on a uniform gradient. The transverse tilt of the tunnel is 3–8%. The commencement of the excavation from the eastern portal was planned for February 2016 and, apart from the above-mentioned 90m of excavation using the NATM principles, additional 300m is expected to be driven using the Drill&Blast method.

The horizontal alignment of the tunnel leads from the west to the east, first straight and subsequently on directional curves with the radii R=2000m and R=8000m.

Geological conditions in the area of operations and the excavation from the western portal

The western portal is designed to be in a rock wall. During the current course of the excavation from the west, 375m of the tunnel excavation were completed as of the end of January. The excavation advance rate was to a certain degree affected by very small advance rates in the initial thirty metres. In this part of the tunnel the client required excavation with the support with in-situ realised Norwegian frames with length of excavation rounds reduced to 2–3.5m (i.e. reinforcement bars bent in advance, anchored to the excavation surface with rock bolts and covered with a shotcrete layer). The main reason for this measure lied in low overburden and significant fracturing of the rock mass. Relatively compact quartziferous rock mass, fine-graded, grey to dark-grey, moderately aligned and thinly bedded, categorised as gneiss with the unconfined compressive strength of 150–300MPa.

Three main systems of discontinuity surfaces marked D1, D2 and D3 have been documented on the tunnel route till now. The most marked discontinuities are discontinuities D1 dipping steeply approximately to the west (260°–290°/70°–90°). Because the current excavation proceeds approximately east, the discontinuity surfaces D1 are oriented unfavourably for the excavation. The



Obr. 6 Veitastrond – instalace izolací proti vodě a promrzání
Fig. 6 Veitastrond – installation of insulation against water seepage and frost penetration

Směrově je tunel veden od západu k východu nejprve v přímé linii a následně ve směrových obloucích o poloměrech $R=2000$ m a $R=8000$ m.

Geologické poměry zájmového území a ražba ze západního portálu

Západní portál je situován do skalní stěny. V dosavadním průběhu ražeb ze západu bylo ke konci ledna vyraženo 375 m. Ražby byly do jisté míry ovlivněny velmi pomalými postupy v prvních třiceti metrech. V této části tunelu investor vyžadoval ražbu s podporou norských in-situ realizovaných rámu se zkrácenou délkou nakročení v délkách 2–3,5 m (tj. předohýbaná prutová výztuž zakotvená svorníky do výrubu s následným překrytím vrstvou stříkaného betonu). Hlavním důvodem k tomu bylo nízké nadloží a značná rozpukanost horninového masivu. V další doposud vyražené části tunelu byly zastíženy relativně kompaktní prokřemenělé skalní horniny – pevné, jemnozrnné, šedé až tmavě šedé barvy, mírně usměrněné a tence vrstevnaté, zatříděné jako rula s pevností v prostém tlaku 150–300 MPa.

V trase tunelu byly do této chvíle dokumentovány tři hlavní systémy ploch nespojitosti označené D1, D2 a D3. Nejvýraznější jsou diskontinuity D1 sklonu strmě cca k západu (260° – $290^{\circ}/70^{\circ}$ – 90°). Jelikož prozatím ražba probíhá přibližně směrem k východu, jsou plochy nespojitosti D1 vůči ražbě nepříznivě orientovány. Dochází po nich k oddělení horniny ve vertikálním směru, na čelbě jsou patrné četné ohlasy systému D1. Další systém puklin D2 má orientaci sklonu strmě cca k jihu (180° – $210^{\circ}/70^{\circ}$ – 80°). Poslední výrazný systém diskontinuit je subhorizontální se sklonem cca 5° – 15° směrem k východu (80° – $100^{\circ}/5^{\circ}$ – 15°). Pukliny jsou místy s výplní oxidů Fe, Mn.

Výrub byl doposud v průběhu ražby převážně suchý. Pouze v příportálové části byly dokumentovány soustředěné přítoky povrchové vody do raženého díla z přístropí. Vydátnost těchto přítoků je do 0,01 l/s.

Neposledním problémem, který může nastat, je možnost výskytu horninových tlaků vlivem vysokého nadloží. Vrcholky horského masivu, v jehož úbočí je tunel situován, dosahují severovýchodně od tunelu až 900 metrů nad mořem. Nadmořská výška trasy tunelu se přitom pohybuje jen kolem 40 m n. m. Zpráva z geologického průzkumu konstatuje, že výskyt horninových tlaků je možný až ve dvou třetinách trasy tunelu.

Problémy s tunelováním v morénových sedimentech

Výrazně nepříznivější je geologická situace na východním portálu, který je situován do oblasti morény. V době psaní příspěvku stále probíhají práce na prohlubování a vystrojování zářezu (obr. 7). Při hloubení jámy byly dokumentovány rozdílné typy zemin. Zastoupeny byly především jemnozrnné zeminy (hlíny + jíly) s četným výskytem kamenů (průměr do 30 cm).

rock mass is split along them vertically and numerous slickensides are visible on the discontinuity surfaces of the D1 system at the excavation face. The next system of fissures D2 dips steeply approximately to the south (180° – $210^{\circ}/70^{\circ}$ – 80°). The last marked system of discontinuities is sub-horizontal, dipping at approximately 5° – 15° to the east (80° – $100^{\circ}/5^{\circ}$ – 15°). Fissures are locally filled with Fe and Mn oxides.

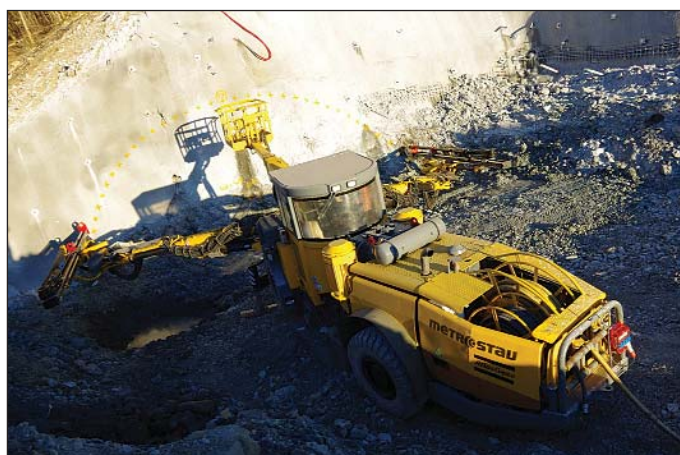
The excavated opening has so far been mostly dry. It was only in the portal part that concentrated inflows of surface water from the top heading to the excavated opening were documented. The inflow yield is up to 0.01L/s.

Another problem which can be faced is the possibility of encountering rock pressures due to high overburden. The peaks of the massif under the mountainside under which the tunnel is located reach in the north-east the altitude up to 900m above sea level. The tunnel route altitude is around 40m a.s.l. The report from the geological survey states that the occurrence of rock pressures is possible along up to two thirds of the tunnel route.

Tunnelling problems in moraine sediments

Markedly more unfavourable geological situation exists at the eastern portal, which is located in a moraine area. As of today, the work on deepening and supporting the cutting is still underway (see Fig. 7). Different types of soils were documented during the course of the construction pit excavation. Fine-grained soils (loams + clays) with frequent occurrence of boulders (up to 30cm in diameter) were present most of all. Rock blocks up to 2.5m in diameter were also found. According to the completed geological survey and according to current experience from the execution of the construction pit it is possible to expect that the construction of the initial ca 90m of the tunnel will be significantly complicated. The tunnelling operations will encounter a very heterogeneous environment. Fine-grained to sandy soils with the possibility of gravel lenses will be present. It can be expected that all of that will be abundantly interspersed with stones and even boulders (see Fig. 8).

According to the EG survey, the above-mentioned mixed sediments will be encountered at the beginning of the construction, covering the entire excavation face. With the excavation proceeding, the moraine sediments will gradually recede to the overburden. With respect to this fact it is possible to expect that the disintegration of the heterogeneous face will be problematic. The bedrock formed by metamorphic rock types (gneiss and phyllite are described) will begin to appear first in the bench and later also in the top heading. According to the longitudinal section, hard rock will cover the whole tunnel cross-section about 80m from the portal. The transition from the NATM to the Drill&Blast method is expected at the distance of ca 90m from the portal.



Obr. 7 Joberg – vrtný vůz v zářezu před vrtáním mikropilotového deštníku
Fig. 7 Joberg – drilling rig in the cutting before drilling for the canopy tube pre-support

Přítomny byly rovněž balvany (průměr až 2,5 m). Podle provedeného geologického průzkumu a podle dosavadních zkušeností z výstavby jámy lze předpokládat, že výstavba prvních cca 90 m tunelu bude značně komplikovaná. Ražbami bude v tomto úseku zastoupeno velmi heterogenní prostředí. Zastoupeny budou zeminy jemnozrnné až písčité s možností šterkových čoček. Vše bude hojně prostoupeno kameny a lze očekávat i balvany (obr. 8).

Výše popsané směsné sedimenty se podle inženýrskogeologického průzkumu budou vyskytovat na počátku výstavby v celém profilu čelby. S postupem ražby začnou sedimenty morény ustupovat do nadloží. Vzhledem k tomu lze očekávat problematické rozpojování heterogenní čelby. Skalní podloží budované metamorfovanými horninami (popisovány jsou ruly a fylity) se začnou objevovat nejprve v opěří a později i v kalotě. Cca 80 m od portálu bude podle podélného řezu v celém profilu tunelu již skalní hornina. Ve vzdálenosti cca 90 m od portálu se očekává přechod z principů NRTM na metodu Drill&Blast.

Podzemní voda je v geologickém průzkumu zmíněna jen okrajově, nicméně při odtěžení portálu byly zastíženy soustředěné přítoky podzemní vody s intenzitou jednotlivých pramenů v závislosti na srážkách. Po délce raženého tunelu je v oblasti morény vybudována síť pěti studní pro snižování hladiny podzemní vody. Pro odvodnění předpolí čelby budou realizovány systematicky odvodňovací vrty. Zářez je monitorován vertikálními inklinometry, tlakovými poduškami a sítí konvergenčních bodů.

Shrnutí – Joberg

K 3. 2. 2016 bylo vyraženo necelých 20 % celkové délky tunelu. Zbývající větší část trasy díla s výše popisovanými výzvami, jako je vysoké nadloží, nebo ražby ledovcovou morénou, tak budou realizovány teprve v následujících měsících a autor se jim bude podrobněji věnovat v samostatném příspěvku.

ZÁVĚR

Podmínky pro stavební činnost v severských státech se zásadně odlišují od podmínek v domácím prostředí. Zatímco v českých podmínkách, zejména v okolí Prahy se nalézají ve větší míře horniny měkké a relativně nízké nadloží, pro islandské i norské tunely jsou typické horniny tvrdé a výška nadloží se měří ve stovkách metrů. Během ražby se často zastihují i zdroje tlakové vody, mnohdy s vydatnými přítoky.

Rovněž tu panují velmi tvrdé klimatické vlivy s dlouhou zimou doprovázenou velkým množstvím sněhových srážek.

V současné době již lze říci, že pracovníci Metrostavu a.s. tuto nelehkou výzvu práce v náročných podmínkách zvládli a daří se jim plnit termíny výstavby.

Islandský tunel Norðfjörður a norský tunel Veitastrand jsou úspěšně proražené. Nyní probíhají dokončovací práce. Stavba dalšího norského tunelu Joberg je na začátku realizace.

Společnost Metrostav a.s. aktivně působí na severském stavebním trhu s tříletou přestávkou od roku 2006. Celkově již pomocí osvojené metody Drill&Blast vyrazila přes 22 km silničních a železničních tunelů. Kromě Islandu a Norska bylo Metrostavem a.s. úspěšně realizováno také několik projektů ve Finsku.

*Ing. ALEŠ GOTHARD, ales.gothard@metrostav.cz,
Ing. PAVEL BÜRGEL, pavel.burgel@metrostav.cz,
Ing. IVAN PIRŠČ, ivan.pirsc@metrostav.cz,
Metrostav a.s., Divize 5*

Recenzovali / Reviewed: Ing. Vladimír Prajzler, Ing. Jan Rožek



*Obr. 8 Joberg – balvany z hloubení zářezu v ledovcové moréně
Fig. 8 Joberg – boulders from the excavation of the cutting in the glacier moraine*

Groundwater is mentioned in the geological survey only marginally. Nevertheless, concentrated groundwater inflows with the intensity of individual springs depending on precipitation were encountered during the excavation at the portal front end. A network of five wells lowering the water table was established along the mined tunnel length in the area of the moraine. Drainage boreholes will be realised for draining the area ahead of the face. The cutting is monitored by vertical inclinometers, pressure cells and a network of convergence measurement points.

Summary – Joberg

As of 03/02/2016, nearly 20% of the total length of the tunnel excavation has been finished. The remaining greater part of the tunnel route with the above-mentioned challenges, such as high overburden or excavation through the glacier moraine, will be realised during the coming months and the author will dedicate himself to them in a separate paper.

CONCLUSION

Conditions for construction work in the Nordic countries fundamentally differ from the conditions existing in the domestic environment. Whilst we encounter, to a greater extent, weaker rock types and relatively shallow overburden in Czech conditions and first of all in the surroundings of Prague, hard rock types and overburden heights measured in hundreds of metres are typical for Icelandic and Norwegian tunnels. Even water under pressure, often with substantial inflows, is frequently encountered during tunnel excavation.

In addition, very harsh climatic effects with long winter seasons accompanied by a large amount of snowfall exist there.

It is currently possible to say that Metrostav a.s. employees have successfully coped with the challenge of working in the difficult conditions and managed to fulfil construction deadlines.

The Icelandic Norðfjörður and Norwegian Veitastrand tunnels have been successfully broken through. At the moment the finishing work is underway. The construction of another Norwegian tunnel, Joberg, is at the beginning of the realisation.

The company of Metrostav a.s. has been active on the Nordic construction market since 2006, with a 3-year interruption. It has finished the excavation of over 22km of road and railway tunnels using the Drill&Blast method. Apart from Iceland and Norway, Metrostav a.s. has successfully completed several projects in Finland.

*Ing. ALEŠ GOTHARD, ales.gothard@metrostav.cz,
Ing. PAVEL BÜRGEL, pavel.burgel@metrostav.cz,
Ing. IVAN PIRŠČ, ivan.pirsc@metrostav.cz,
Metrostav a.s., Divize 5*

LITERATURA / REFERENCES

MOSLER, J., PAVLOVSKÝ, V. Zkušenosti z realizace tunelových staveb v severských zemích. *Tunel*, 2/2015

RAŽBA TUNELU EJPOVICE

DRIVING THE EJPOVICE TUNNEL

ŠTEFAN IVOR, PETR HYBSKÝ, VÁCLAV ANDĚL, KAREL RÖSSLER,
MILAN MAJER

ABSTRAKT

Ejpvické tunely jsou prvními v systému české železniční sítě, jejichž ražba je prováděna metodou mechanizovaného tunelování. Dva odlišné geotypy měkké břidlice a tvrdé a pevné spility v trase tunelu si vyžádaly nasazení tunelovacího stroje, který v sobě kombinuje jak princip a konstrukci zeminového štítu do měkkých hornin, tak i princip a konstrukci razicího stroje do pevných skalních hornin. Ražba úvodního, zhruba 3 km dlouhého úseku v proměnlivých geologických podmínkách si vyžádala řadu řešení a opatření pro zajištění bezpečnosti ražeb.

ABSTRACT

The Ejpvické tunnels are the first tunnels within the Czech railway network system which are driven using a mechanised tunnelling method. Two different genotypes of weak shale and hard and massive spilite along the tunnel alignment required the application of a Tunnel Boring Machine (TBM) combining in itself both the principle of an Earth Pressure Balance (EPB) shield for weak ground and the principle and structure of a hard rock TBM. Driving the initial, approximately 3km long section through variable geological conditions required numerous solutions and measures for providing the excavation safety.

CHARAKTERISTIKA PROJEKTU MODERNIZACE TRATI ROKYCANY – PLZEŇ

Tunely Ejpvíce jsou součástí rozsáhlého liniového stavebního projektu nazvaného „Modernizace trati Rokycany – Plzeň“. Stěžejním cílem tohoto projektu je dosažení jízdní doby na úseku z Prahy do Plzně pod 1 hodinu z hlavního nádraží v Praze na hlavní nádraží v Plzni. V samotném úseku Rokycany – Plzeň se oproti stávajícímu stavu předpokládá časová úspora pro vlaky R a Sp cca 9 minut.

Návrhová rychlost 160 km/h si v části úseku vyžádala nové trasování železniční trati, které vedlo k realizaci nových inženýrských staveb, z nichž nejvýznamnější jsou právě tunely. Ty jsou navrženy jako dva jednokolejné, každý délky cca 4150 m. Příčný řez je kruhový, světlého průměru 8,7 m. Ostění je navrženo jako dílcové, složené z prefabrikovaných betonových segmentů (obr. 1), jež jsou v hornině stabilizovány pomocí dvoukomponentní výplňové injektáže.

HYBRIDNÍ TUNELOVACÍ STROJ

Zhruba 3,3 km trasy obou tunelů procházejí měkkými břidlicemi různého stupně zvětrání pod vrchem Homolka a 0,7 km



Obr. 1 Práce před jižní tunelovou troubou Ejpvických tunelů se smontovaným drátkobetonovým segmentovým ostěním
Fig. 1 Working in front of the southern tube of the Ejpvické tunnels with completed steel fibre reinforced segmental lining

CHARACTERISTICS OF THE ROKYCANY – PLZEŇ RAIL TRACK MODERNISATION PROJECT

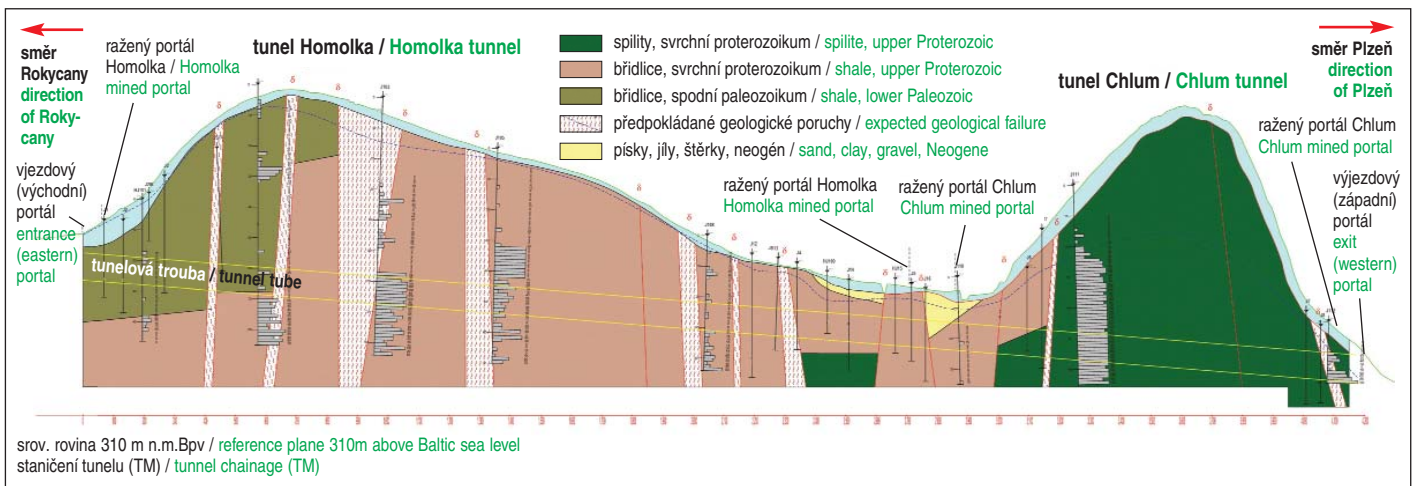
The Ejpvické tunnels are parts of an extensive linear construction project named “The modernisation of the Rokycany – Plzeň rail track”. The crucial objective of this project is to achieve the travel time in the section from Prague to Plzeň, from the main railway station in Prague to the main railway station in Plzeň, shorter than 1 hour. In the Rokycany – Plzeň section itself, time saving of ca 9 minutes are expected for fast trains and local express trains.

The design speed of 160km/h required a new alignment of the rail track, which led to the realisation of new civil engineering structures. Tunnels are the most important of them. They are designed as a pair of single-track tunnel tubes, each ca 4150m long. The cross-sections are circular with the net diameter of ca 8.7m. Pre-fabricated concrete segments are designed for the segmental lining (see Fig. 1). The segments are stabilised in ground by means of two-component back-routing.

HYBRID TUNNEL BORING MACHINE

Approximately 3.3km of the alignment of both tunnels pass through weak shales of various degrees of weathering under Homolka Hill and 0.7km pass through hard and massive spilites under Chlum Hill (see Fig. 2). It was necessary in the environment formed by weathered and fractured to cope with an instable excavation face and to drive the tunnel with the active support to the excavation face. The environment formed by spilite provides stable excavation conditions, but the excavation will be complicated by difficult cuttability and high consumption of cutting tools.

Conventional tunnelling methods are advantageously used in the significantly variable geological conditions. The reason is that when they are applied it is possible basically immediately to respond to changes in the environment, both by changing the ground disintegration method and by changing the system of the excavation face support. Designers developed hybrid machines so that even the mechanised tunnelling method could be effectively upheld in such the conditions.



Obr. 2 Schématický předpokládaný podélný geologický řez jižním tunelem

Fig. 2 Schematic expected longitudinal geological section through the southern tunnel tube

tvrdými a pevnými spility pod vrchem Chlum (obr. 2). V prostředí zvětralých a porušených břidlic bylo nutné vypořádat se s nestabilní čelbou a razit s aktivní podporou čelby. Prostředí spilitu poskytuje stabilní výrub, ražby však budou ztěžovány obtížnou rozpojitelností a spotřebou řezných nástrojů.

Ve výrazně se měnících geologických podmínkách se s výhodou užívají konvenční metody tunelování. Při jejich aplikaci je totiž možné na změnu prostředí reagovat v podstatě ihned, a to jak změnou způsobu rozpojování horniny, tak i změnou způsobu zajištění výrubu. Aby v takových podmínkách mohla efektivně obstát i metoda mechanizovaného tunelování, vyvinuli konstruktéři stroje hybridní.

Jejich podstata tkívá v tom, že kombinují alespoň dva různé principy mechanizovaného tunelování. Hybridní stroje mohou být vyrobeny buď jako přestavitelné (convertible tunneling machines), u nichž je pro změnu režimu ražby nutný konstrukční zásah do stroje, nebo stroje víceúčelové (multi-mode tunneling machines), nevyžadující pro změnu režimu ražby konstrukční zásah do stroje.

Druhy hybridních strojů jsou patrné z obr. 3. Mohou být uspořádány jako stroje hardrock (razicí stroje do pevných skalních hornin) v kombinaci se zeminovým či bentonitovým štítem, resp. jako kombinace zeminového a bentonitového štítu.

Pro podmínky ražeb Ejpovických tunelů byl nasazen hybridní konvertibilní tunelovací stroj, který je v zásadě zeminovým štítem, nabízí však možnost přestavby pro režim razicího stroje v pevných horninách (hardrock TBM). Stroj Viktorie (obr. 4) byl vyroben v německé továrně Herrenknecht s typovým označením S-799.

Ostění tunelů ražených zeminovými štíty je tvořeno betonovými prefabrikáty (segmenty), které štít používá jako oporu pro přítlak řezné hlavy. TBM navržené pro pevné a stabilní horniny typicky používají pro zajištění výrubu ocelové rámy, kotvy, síť a sřikávaný beton a jako oporu pro přítlak řezné hlavy využívají radiální přítlačné lisы vzepřené do stěn výrubu. Z důvodů kombinace obou režimů hybridní tunelovací stroj pro Ejpovice instaluje prefabrikované dílčové ostění jak v režimu zeminového štítu, tak i v režimu TBM v pevné hornině.

Ostění bylo navrženo na zatížení od horninového prostředí, na manipulační zatížení a tlaky přítlačných lisů, které byly pro návrh 40 cm tloušťky ostění rozhodující. Segmenty byly vyrobeny z betonu s rozptýlenou výztuží třídy C45/55. V okolí propojek jsou segmenty vyrobeny ze železobetonu s prutovou výztuží.

They are based on combining at least two different principles of mechanised tunnelling. Hybrid tunnel boring machines can be manufactured either as convertible machines, where a structural intervention is required for changing the excavation mode, or multi-mode tunnelling machines requiring no structural intervention for changing the excavation mode.

The types of hybrid machines are presented in Fig. 3. They can be arranged as hard rock machines in combination with an earth pressure balance shield (EPB) or a slurry pressure balance (SPB) shield, or as a combination of an EPB and SPB shields.

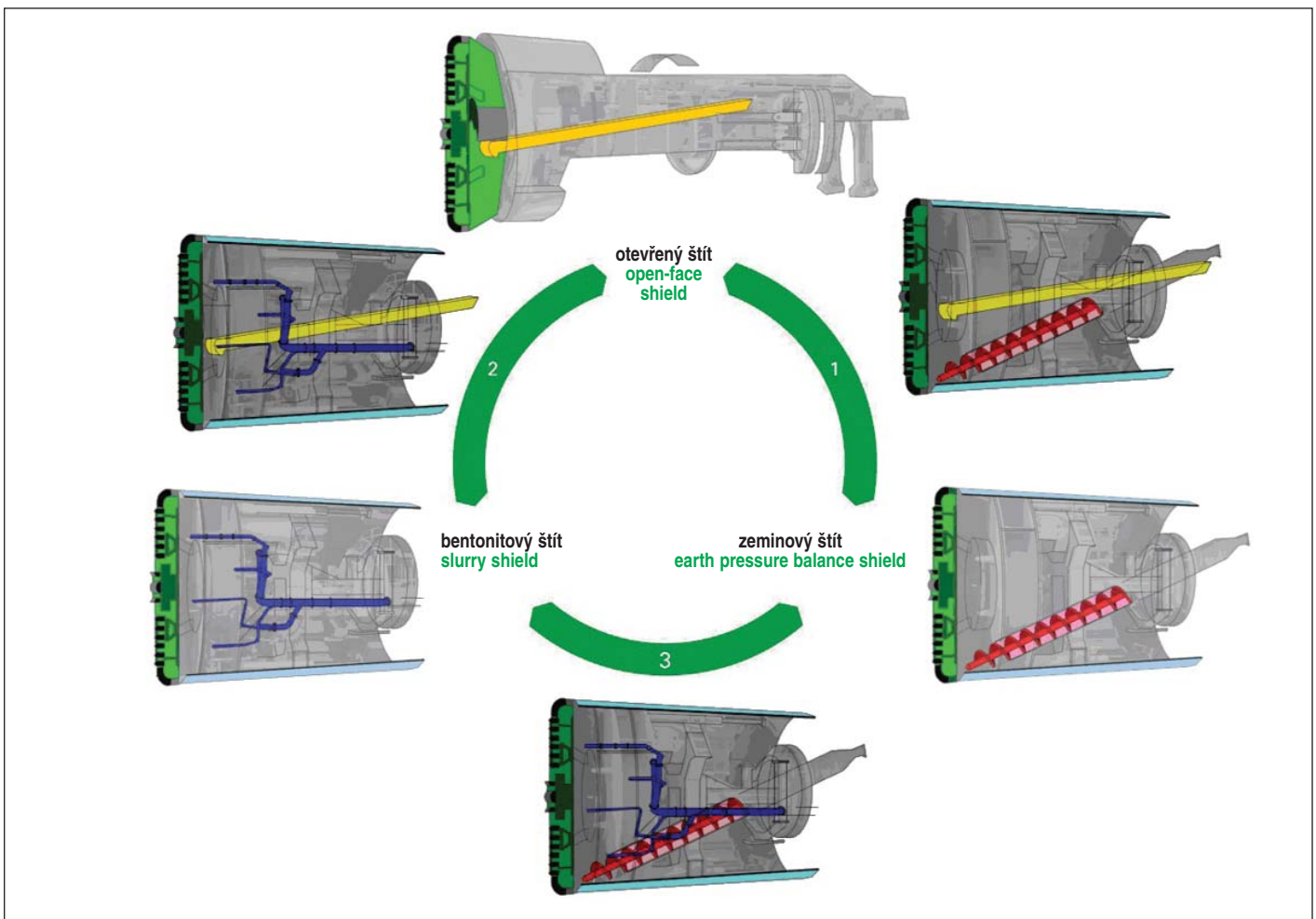
A hybrid convertible tunnelling machine was deployed for the conditions of the Ejpovice tunnels excavation. It is, in substance, an earth pressure balance tunnel boring machine, but it offers the possibility of being converted for the hard rock tunnel boring machine. Viktorie TBM (see Fig. 4) was manufactured in Herrenknecht's German factory under the type marking S-799.

The lining of tunnels driven using EPB TBMs consists of pre-cast concrete segments, which are used by the shield as a support for the cutterhead thrust. TBMs designed for hard and stable rock typically use steel frames, anchors, welded mesh and shotcrete for the excavation support. They use radial grippers bracing against the excavation walls as a support for the cutterhead thrust. Because of the combination of the two modes, the hybrid TBM designed for Ejpovice installs the pre-fabricated segmental lining in both EPB and hard rock modes.

The lining was designed for loads from the surrounding ground mass and handling loads and pressures induced by

Tab. 1 Základní parametry stroje
Table 1 Basic parameters of the machine

typ stroje machine type	přestavitelný – EPBM/hardrock convertible – EPBM/hard rock
průměr řezné hlavy cutterhead diameter	9 840 mm 9 840mm
délka vč. závěsu length incl. trailing gear	115 m 115m
hmotnost vč. závěsu weight incl. trailing gear	1 800 t 1 800t
instalovaný výkon installed capacity	6 200 kW 6 200kW
provozní tlak operating pressure	4,5bar 4.5bar



Obr. 3 Nejpoužívanější typy tunelovacích strojů a jejich kombinace
Fig. 3 Most frequently used types of TBMs and their combinations

Pro minimalizaci rizika vzniku trhlin v ostění působením štítových lisů byl počet lisů a geometrie přítlačných desek navržen tak, aby na každý segment působily pouze dva píсты. Navíc drátkobeton omezil vznik velkých trhlin.

Ostění je jednoplášťové, proto musí být vodotěsné a ve spojích mezi jednotlivými segmenty jsou pryžové těsnící pásy navrženy na provozní tlak podzemní vody 5 bar, mezní tlak těsnění je 10 bar. Významným přispěním ke zvýšení spolehlivosti těsnících pásů bylo použití inovativního řešení, „cast-in-form“, tj. těsnících pásů zakotvených do segmentů uchycením do formy a zalitých do betonu.

Prstenec pro Ejpvické tunely se skládá ze sedmi základních segmentů a závěrného segmentu (klenáku). Spáry v podélném směru jsou šikmé, čímž dochází k eliminaci tzv. křížových spojů, které by vedly ke zvýšení rizika netěsnosti. Šikmé spáry také přispívají ke zvýšení tuhosti prstence v příčném směru. Segmenty jsou v rámci prstence, tj. v ložných (podélných) spárách tunelu spojovány pomocí šroubů. Šroubový spoj je však jen dočasný a po vytvrzení výplňové injektážní malty jsou šrouby demontovány. Ve spárách radiálních, tedy ve spojích sousedních prstenců, jsou použity spojovací trny. Tyto spojovací prvky zůstávají v ostění trvale zabudované a pomáhají zajistit přesnost montáže ve fázi stavby prstenců. Metrostav a.s. uplatnil svoje patentované řešení pro zajištění spolupůsobení segmentů a prstenců v okolí budoucích propojek. V místě, kde bude proveden výlom v ostění pro ražbu propojek, zajišťuje toto řešení únosnost, tuhost a vodotěsnost prstenců. Výhodou řešení je, že nevyžaduje podpurné rámy a tím umožňuje kontinuální provoz

thrust jacks, which were crucial for the design of the 40cm thick lining. The segments were produced from fibre reinforced concrete C45/55. Segments located in the surroundings of cross passages are produced from concrete reinforced with steel bars.

The number of shield jacks and the geometry of the thrust plates were designed with the intention to have only two jacks acting on each segment, so that the risk of the development of fissures due to the effect of thrust jacks was minimised. In addition, the steel fibre reinforced shotcrete restricted the development of big cracks.

The lining is of the single-shell type. For that reason it has to be watertight. Rubber gaskets are in joints between individual segments. They are designed for the operating pressure of groundwater of 5bar; the limiting pressure on the sealing is 10bar. The use of an innovative cast-in-form solution, i.e. fixing the sealing gaskets in the mould and embedding them in this way in concrete, was a significant contribution to increasing the reliability of the sealing gaskets.

The lining ring for the Ejpvické tunnel consists of seven basic segments and a key. Course joints are tapered, thus the so-called cruciform joints which would increase the risk of leaking are eliminated. In addition, the tapered joints contribute to increasing the ring rigidity in the transverse direction. The segments forming a lining ring are interconnected with bolts in course joints. The bolted joint is only a temporary solution. Bolts are removed after the background mortar hardens. Dowels are used in circumferential joints (joints between neighbouring rings). These connecting



Obr. 4 Viktorie – konvertibilní tunelovací stroj pro ražbu Ejpvických tunelů
Fig. 4 Viktorie – the convertible TBM for driving the Ejpvovice tunnels

v tunelu a ražba propojek může probíhat souběžně se strojní ražbou nebo při stěhování štítu k opětovnému zahájení ražeb.

VÝROBA PREFABRIKOVANÝCH SEGMENTŮ

Výroba segmentů prefabrikovaného ostění byla zahájena s asi půlročním předstihem před samotným zahájením ražeb. Je třeba, aby segmenty v době zabudovávání do konstrukce tunelové trouby měly minimálně osmadvacetidenní pevnost, a zároveň aby předzásobením bylo dostatečné s ohledem na předpokládané maximální výkony tunelovacího stroje.

Při výrobě betonových segmentů s rozptýlenou výztuží je zcela klíčové správné rozptýlení výztuže. Ocelové drátky jsou pomocí dávkovacího zařízení rovnoměrně rozprostřeny na pásový dopravník. Pás drátky unáší a ty jsou následně zasypány kamenivem. Takto nadávkované drátky spolu s kamenivem se přesunou do skipu, který materiál vyveze k bubnu míchačky.

Proces míchání je rutinně se opakující záležitostí, spočívající v několika krocích. V prvním kroku probíhá zavážení kameniva do připravených kójí. Z kójí vypadá kamenivo na dopravníkový pás (a zasype již nadávkované ocelové drátky), který slouží současně jako váha kameniva. Po zvážení kameniva se veškeré kamenivo, všechny potřebné frakce a drátky pro míchání dopraví do koše na beton tzv. „skipu“. Tento koš vysype kamenivo a drátky do bubnu míchačky, kde se sypké kamenivo promíchá. Po promíchání se přidá cement, voda a přísady do betonu. Po přidání veškerých surovin začíná samotný míchací cyklus, který trvá 60–300 sekund. Receptura směsi se průběžně optimalizuje zejména podle klimatických podmínek a s tím je spojena i úprava doby míchání.

Pro bednění tvaru prefabrikátů se používají ocelové stacionární formy, které vyrábí specializovaná firma Herrenknecht Formwork Technology GmbH. Typy jednotlivých forem jsou podle tvaru výsledného segmentu označeny písmeny A až H. Každá forma je osazena na osmi betonových patkách, na kterých jsou dále umístěny silent bloky pro tlumení vibrací jdoucích do podlahy a pro tlumení hluku. Pod každou formou jsou připevněny vibrátory, které zajišťují rovnoměrné rozmístění směsi v celé ploše segmentu a vytlačení vzduchu. V horní části jsou formy opatřeny záklopy, které po zavření vymezují betonáž.

Před samotnou betonáží se formy osadí vystrojovacími prvky a gumovým těsněním. Betonáž se provádí speciálně navrženým košem na beton, šterbina pro betonáž kopíruje délku segmentu, a tím je zajištěno rozlévání betonu do celé

elements remain embedded in the lining permanently. They help in the ring building phase to ensure the assembly accuracy. Metrostav a. s. applied its patented solution for ensuring the composite action of segments and rings in the surroundings of the future cross-passages. In the location where the lining is to be broken out for the excavation of cross passages this solution secures the load-bearing capacity, rigidity and waterproofing capacity of the rings. The advantage of this solution is that it does not require supporting frames, therefore it allows for continual operation in the tunnel with the cross passage excavation proceeding concurrently with the mechanical excavation or when the TBM is being dismantled.

PRODUCTION OF PRE-CAST SEGMENTS

The production of pre-cast lining segments commenced ca six months in advance of the commencement of the tunnel excavation. It is necessary that at least the 28-day strength of the segments is reached at the moment of their incorporation into the tunnel tube structure and, at the same time, the advance stockpiling is sufficient with respect to the anticipated maximum performance of the TBM.

Proper dispersion of reinforcing fibres is crucial during the production of fibre reinforced concrete segments. Steel fibres are uniformly spread on a belt conveyor by means of a dosing unit. The belt carries the steel fibres onward and aggregates are subsequently poured on them. The steel fibres and aggregates dosed in this way are moved to a skip, which carries them to the mixer drum.

The process of mixing is a routinely repeating matter lying in several steps. In the first step aggregates are carried to prepared bins. Aggregates fall from the bins on the belt conveyor (and cover the already dosed steel fibres). The belt conveyor concurrently serves to weigh the aggregates. After weighing the aggregates, all aggregates, all fractions and steel fibres required for mixing are transported to a concrete skip. The aggregates and steel fibres are poured from the skip to the mixing drum, where the loose aggregates are mixed up. After mixing them, cement, water and concrete additives are added. After all materials are added, the mixing cycle itself, taking 60-300 seconds, starts. The mixture formula is continuously optimised, first of all with respect to climatic conditions. Even the adjustment of the mixing time is associated with it.

Stationary steel moulds manufactured by a specialised firm Herrenknecht Formwork Technology GmbH are used. The types of particular moulds are marked by letters A through to H, depending on the shape of the resultant segment. Each mould is mounted on eight concrete footings having silent blocks for dampening vibrations transmitted to the support and attenuating noise on their tops. Vibrators ensuring uniform distribution of the mixture within the whole segment surface and expelling air are fixed under each mould. In the upper part the moulds are provided with decks which, after closing, delimit the casting of concrete.

Fittings and the rubber gaskets are installed in the mould before casting of concrete. Concrete is cast using a specially designed bucket; the slot for casting copies the segment length, thus spreading of concrete over the whole surface of the segment under preparation is ensured. When the concrete starts to set, the decking is lifted and the outer surface of the segment is treated with finishing trowels. This finish is first of all necessary with respect to the subsequent handling of the segments using vacuum-assisted lifters requiring



Obr. 5 Montáž tunelovacího stroje S-799 před východní portálovou stěnou
Fig. 5 Assembly of the S-799 TBM in front of the eastern portal wall

plochy betonovaného segmentu. Takto zabetonovaný segment se nechá zavadnout a následně dochází ke zvednutí záklopu a ručnímu hlazení rubu segmentu. Vyhlazení je především prováděno z důvodů následné manipulace se segmenty pomocí vakuových zvedáčů, pro které je zapotřebí hladný povrch. Po dosažení požadované pevnosti pro manipulaci jsou segmenty vyjmuty z forem a otáčeny do finálních pozic, ve kterých jsou nadále skladovány. Skladování segmentů je uspořádáno ve věžích po jednotlivých prstencích. Po dosažení pevnosti v tlaku po 28 dnech jsou dále segmenty nákladní automobilovou dopravou expedovány k zabudování do tunelu.

MONTÁŽ TUNELOVACÍHO STROJE

Podstatnou součástí každého projektu ražeb metodou mechanizovaného tunelování je stěhování celého strojního komplexu z místa jeho výroby na staveniště. Aby mohl být stroj převážen, je třeba jej demontovat na transportovatelné díly.

Části stroje byly převáženy převážně kamionovou dopravou, díly s největší hmotností (hlavní ložisko, řezná hlava, některé části štítu) byly částečně převáženy i dopravou lodní. Hmotnost nejtěžšího dílu byla 150 t (hlavní ložisko).

Montáž byla zahájena 20. 11. 2014 před vjezdovým portálem jižního traťového tunelu. Pro manipulaci s břemeny byl nasazen pásový jeřáb TEREX DEMAG CC 2800 a mobilní jeřáb TEREX DEMAG AC 160 (obr. 5). Práce probíhaly v nepřetržitém provozu po dobu dvou měsíců. Jen svařování řezné hlavy, která byla transportována v pěti kusech, trvalo téměř celý měsíc. Stroj byl sestaven a připraven k zahájení ražeb 31. 1. 2015.

RAŽBY JIŽNÍHO TUNELU

Začátkem ledna 2016 dosáhl tunelovací stroj Viktorie 3 km délky tunelu vyraženého v poloskalní hornině tvořené měkkou břidlicí. Průměrný měsíční postup tudíž činil 264 m. Nejvyššího měsíčního výkonu se podařilo dosáhnout v květnu loňského roku – 528 m, nejvyšší denní výkon

a smooth surface. When the strength required for the handling has been reached, the segments are removed from the moulds and are turned to the final positions in which they are further stored. The segments are stored in towers, each consisting of segments for one ring. When the 28-day compression strength has been reached, the segments are further dispatched by road haulage to be incorporated into the Ejpovice tunnel.

TUNNEL BORING MACHINE ASSEMBLY

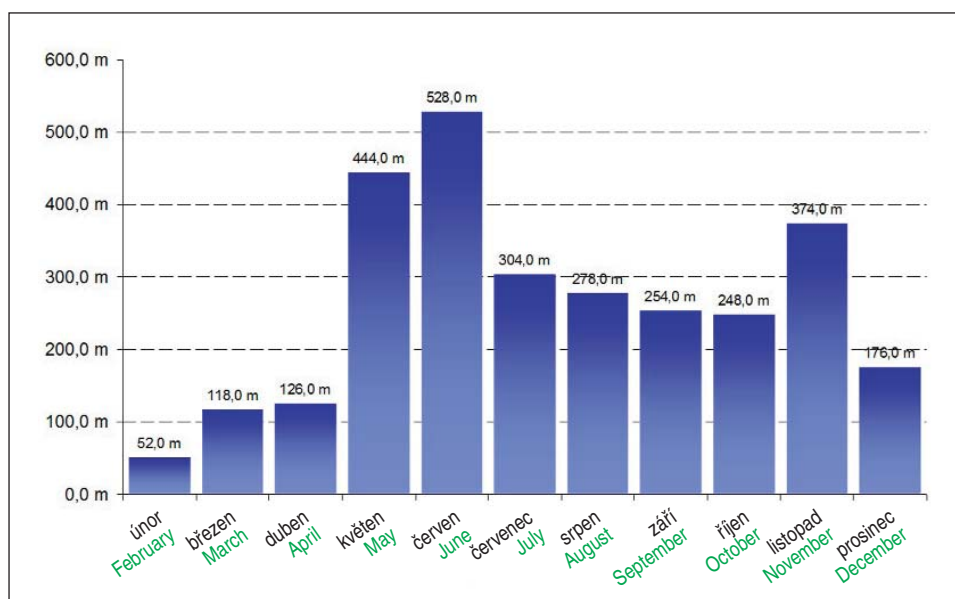
Moving the entire mechanical complex from the production location to the construction site is a substantial part of every tunnelling project using a mechanical tunnelling method. Dismantling the machine to transportable components is necessary for moving it.

Parts of the machine were transported mostly using road haulage; components with the greatest weight (the main bearing, the cutterhead, some parts of the shield) were partially transported on ships. The weight of the heaviest component was 150 tonnes (the main bearing).

The assembly commenced on 20/11/2014 in front of the portal of the southern running tunnel. A TEREX DEMAG CC 2800 tracked crane and a TEREX DEMAG AC 160 mobile crane were deployed for the handling of loads (see Fig.). The operations proceeded in shifts operated over 24-hour days, seven days/week for two months. Only the welding of the cutterhead, which was transported in five pieces, took nearly one month. The machine was completely assembled and prepared to start to drive the tunnel on 31/01/2015.

DRIVING THE SOUTHERN TUNNEL

At the beginning of 2016, the length of the tunnel driven by Viktorie tunnel boring machine through semi-rock formed by weak shale reached 3km. The monthly advance rate was therefore 264m. The highest monthly performance of 528m was achieved in May 2015; the highest daily performance was 32m (see Fig. 6). The excavation advance rate was affected by several factors: instable ground in fault zones, hydrostatic pressure and high inflows of groundwater, muck stickiness and increased abrasion.



Obr. 6 Měsíční výkony ražeb
Fig. 6 Monthly excavation advance rates



Obr. 7 Znečištění tunelovacího stroje zvodnělou rubaninou
Fig. 7 Tunnelling machine smeared with water-bearing muck

představoval 32 m (obr. 6). Rychlost ražby byla ovlivněna několika faktory: nestabilní horninou v poruchových zónách, hydrostatickým tlakem a vysokými přítoky podzemní vody, lepivostí rubaniny a zvýšenou abrazivitou.

Ražby v uzavřeném režimu

Ražba jižního tunelu se vyznačovala častou nestabilitou horninového prostředí (zejména v úvodním úseku prvních 250 m) a byla navíc umocněna zvýšenými přítoky podzemní vody se zvýšeným hydrostatickým tlakem, který v přístropí tunelu činil až 3 bary.

Kombinace těchto faktorů si vyžádala provádění ražby v předmětném těseku v režimu s plnou podporou čelby (closed mode). Nestabilita čelby se projevovala vznikem nadvylomů a byla způsobena vysokým stupněm rozpukanosti a propustností horniny v poruchových zónách. Propustná hornina přiváděla na čelbu a na obálku 10 m dlouhého štítu silné přítoky podzemní vody z výše položených vrstev kopce Homolka.

V podmínkách, kde hydrostatický tlak podzemní vody odpovídal předpokládané výšce hladiny podzemní vody v přístropí tunelu, probíhala ražba v uzavřeném režimu a opěrný tlak v pracovní komoře byl tvořen plastickou, téměř nestlačitelnou a nepropustnou rubaninou a byl zhruba roven tlaku podzemní vody.

V poruchových zónách se zvýšenými přítoky podzemní vody (až 28 l/s) bylo nutné opěrný tlak zvýšit o hodnotu potřebnou k zajištění stability čela výrubu. Při takto vysokých hodnotách docházelo k vyvěrání pěn a výplňové injektáže na povrch terénu a opěrný tlak musel být snižován na hodnoty, při kterých nedocházelo k úniku médií. V těchto podmínkách propustných poruchových zón docházelo v odtěžovací komoře ke ztekucení rubaniny, která tím přestala být téměř stlačitelnou a plastickou. Docházelo k ostrým výkyvům opěrného tlaku v závislosti na odtěžování, vznikaly nadvylomy, protože tekutá rubanina nedokázala vytvořit zátku ve šnekovém dopravníku, která by zajistila vytvoření opěrného tlaku na čelbě. Pásový dopravník nepobral tekutou rubaninu, která přetékala z pásu a znečišťovala dno a segmentové ostění připravené na montáž. Čištění stroje a ostění trvalo mnohdy celou směnu a zdržovalo postup ražeb (obr. 7).

Poměrně dobré výsledky přineslo použití polymeru určeného k vázání vody, které eliminovalo účinky tekuté rubaniny. Na projektu tunelu Ejpvovice byl použit Mappedrill M1 italské společnosti MAPEI.

Výměna řezných nástrojů a údržba řezné hlavy

Ražba v uzavřeném režimu a lepivá rubanina obecně vedou ke zvýšenému opotřebení řezné hlavy a řezných nástrojů.

Driving tunnel in closed mode

The excavation of the southern tunnel tube was characterised by frequent instability of the ground environment (first of all in the initial 250m long section), which was, in addition, potentiated by increased inflows of groundwater with increased hydrostatic pressure amounting up to 3 bars in the top heading.

The combination of these factors induces the necessity for driving the tunnel in the particular section with full excavation face support (the closed mode). The excavation face instability manifested itself by the origination of overbreaks due to a high degree of fracturing and ground permeability in weakness zones. The permeable ground carried intense inflows of groundwater from higher located layers of Homolka Hill to the heading and on the envelope of the 10m long shield.

In the conditions where the hydrostatic pressure of groundwater corresponded to the assumed water table level in the tunnel top heading, the excavation proceeded in the open mode and the support pressure in the working chamber was provided by plastic, compressible and impermeable muck and was approximately equal to the groundwater pressure.

In weakness zones with increased groundwater inflows (up to 28L/s) it was necessary to increase the support pressure by a value required for increasing the stability of the excavation face. At so high values the foam and backgrouting mixture leaked up from the terrain surface and the support pressure had to be reduced to the values at which the leaking of the media did not occur. In these conditions formed by permeable weakness zones the muck in the extraction chamber became liquid, which as a result nearly stopped to be compressible and plastic. The support pressure steeply fluctuated depending on the muck extraction and overbreaks originated because of the fact that the liquid muck was not able to create a plug in the screw conveyor which would secure the development of support pressure at the face. The belt conveyor did not take all liquid muck and it spilled down from the belt and smeared the tunnel bottom and the segmental lining prepared for installation. Cleaning the machine and the lining often took the whole shift and delayed the excavation advance (see Fig. 7).

Relatively good results were brought by the application of a polymer designed to bind water, which eliminated the effect of the liquid muck. Mappedrill M1 produced by Italy-based MAPEI was used at the Ejpvovice tunnel project.

Replacement of cutting tools and the cutterhead maintenance

The open mode tunnelling and the sticky muck led to increased wear of the cutterhead and cutting tools in general. Disk cutters got quickly worn out when the sticky muck completely filled sockets of disk cutters and made their rotation impossible. It caused immediate local grinding of the disks. The wear was increased by the presence of quartz and quartz veins, which were present abundantly in the shale.

The work associated with replacing cutting tools, repairing the cutterhead or repairing inside the extraction chamber had to be carried out in massive rock which was able to provide stable excavation face. If the naturally stable rock face did not develop in the particular section, it was necessary to stabilise the face by chemical grouting from inside the shield.

A system of lean concrete diaphragm walls was designed for locations with a low overburden. The walls created



Obr. 8 Únik pěn sloužících pro úpravu rubaniny na povrch území
Fig. 8 Escape of the muck-modifying foams to the terrain surface

K rychlému opotřebení řezných disků docházelo, když lepivá rubanina zcela vyplnila lůžka disků a znemožnila jejich otáčení, čímž došlo k okamžitému místnímu obrusu disků. K opotřebení přispíval křemen a křemenné žíly, které se v břidlici hojně nacházejí.

Práce spojené s výměnou řezných nástrojů, s opravami řezné hlavy nebo opravami v odtěžovací komoře bylo nutné provádět v pevné hornině, která zajistila stabilní čelbu. Pokud se přirozeně stabilní horninová čelba v daném úseku nevytvářela, bylo nutné čelbu stabilizovat chemickou injektáží prováděnou ze štítu.

V místech s nízkým nadložím byla navržena soustava podzemních stěn z hubeného betonu, které vytvořily kompaktní betonový blok, tzv. „garáž“, do něhož bylo možné hlavu razičícího stroje „zaparkovat“ a pod jeho ochranou provést údržbu řezné hlavy. Výhodou „garáží“ bylo to, že se jednalo o opatření provedené v předstihu ražeb z povrchu terénu a jejich vybudování nezdržovalo ražbu. Vybetonovaný prostor „garáže“ měl půdorysné rozměry 15x4 m, hloubka dosahovala od povrchu území až zhruba do poloviny raženého tunelu. Úspěšné použití čtyř „garáží“ na trase jižního tunelu ukázalo, že zabezpečení čelby podzemními stěnami je rychlé a bezpečné řešení.

Údržby řezné hlavy tedy probíhaly ve vyprázdněné pracovní komoře štítu a za atmosférického tlaku. Práce na řezné hlavě v přetlaku, tj. pod ochranou stlačeného vzduchu nebyly plánované. Stlačený vzduch totiž nedokáže stabilizovat rozpukanou a propustnou horninu, nemůže zadržet blok horniny proti vypadnutí z čelby. Navíc v propustné poruchové zóně hrozí nebezpečí náhlého úniku stlačeného vzduchu. Oba předpoklady se při ražbách také potvrdily. V režimu ražby s opěrným protitlakem stlačeného vzduchu prokazatelně docházelo k nadvýlomům a bylo nutné přejít do klasického EPB (Earth Pressure Balance) uzavřeného režimu zeminového štítu, kdy čelba byla zajištěná stlačenou rubaninou. Zároveň se úniky stlačeného vzduchu potvrdily v poruchových zónách, kdy na povrch terénu vystoupaly nejen pěny (obr. 8), ale také i hustá bentonito-cementová výplňová injektáž, a to i v místě, kde výška nadloží činila 25 m.

Mnohem vyšší podíl křemenné složky (obr. 9), nežli bylo předpokládáno, způsobil vyšší abrazivní působení břidlic, a tím i vyšší frekvenci výměny řezných nástrojů. Abrazivní prostředí způsobilo i obrus ochranných tvrdokovových otěrových destiček, kterými byla řezná hlava osazena. Po kontrole,

a compact concrete block, the so-called „garage“, in which the cutterhead could be parked and under the protection of which it was possible to carry out the cutterhead maintenance. The advantage of the „garages“ was that these measures were implemented in advance of the tunnel excavation from the terrain surface and their construction did not delay driving of the tunnel. The space of the concrete „garage“ had ground plan dimensions of 125x4m, the depth reached from the ground surface up to approximately the middle of the tunnel cross-section. The successful use of four „garages“ on the alignment of the southern tunnel tube showed that the system of stabilising the excavation face by diaphragm walls is a quick and safe solution.

The cutterhead maintenance operations were therefore carried out in an emptied working chamber of the shield, under the atmospheric pressure. Working on the cutterhead under positive air pressure, i.e. under the protection of compressed air, was not planned. The reason was that positive pressure air is not able to stabilise fractured and permeable rock, cannot hold a block of rock and prevent its falling from the excavation face. In addition, sudden leakage of compressed air threatens in a permeable fault zone. The two assumptions were confirmed during the tunnel excavation. Overbreaks provably occurred in the excavation mode with the support pressure provided by compressed air. It was necessary to switch to the classical EPB (Earth Pressure Balance) closed mode, where the excavation face was supported by compressed muck. At the same time, escaping of compressed air was confirmed in fault zones, where not only foams but also dense bentonite-cement backgrouting mixture rose to the terrain surface (see Fig. 8), even in a location where the overburden height amounted to 25m.

The much higher proportion of the quartz component (see Fig. 9) than expected caused higher abrasion action of shale, thus also the higher frequency of replacements of cutting tools. The abrasive environment, in addition, caused abrasion of protective tungsten carbide anti-wear plates installed on the cutterhead. The decision was made after an inspection carried out by Herrenknecht company expert that the majority of these plates were to be ground away and be replaced with new ones. When the machine was removed from service and was „parked in the first garage“, all welding work associated with the replacement and installation of new wear-proof plates was carried out. Welding proceeded for over one week.

Safety measures

Protective measures on the surface were implemented during passages through critical sections – continual monitoring, partial or complete restriction on the access to tipped areas on the surface. When a busy road with the tunnel overburden of only 9.5m (Hlavní Street) was being passed under, the road was crossed by a temporary bridge structure. All measures were revoked only when the existence of underground cavities had been excluded by the geophysical survey of the whole space.

The reduction in the development of overbreaks was ensured by means of weighing the muck leaving the working chamber during the course of one excavation round. Precise

kteřou provedl expert firmy Herrenknecht, bylo rozhodnuto většinu těchto destiček odbrousit a nahradit novými. Při odstávce stroje v první „garáži“ se provedly veškeré svářečské práce spojené s výměnou a instalováním nových oteřuvzdorných destiček. Svářečské práce probíhaly po dobu více než jednoho týdne.

Bezpečnostní opatření

Při procházení kritickými úseky se provedla ochranná opatření na povrchu – nepřetržité sledování, částečné či úplné znepřístupnění vytipovaných oblastí na povrchu. Při podchodu frekventované silnice s nadloží pouhých 9,5 m (ulice Hlavní) byla tato překlenuta mostním provizoriem. Všechna opatření byla odvolána vždy teprve poté, co byl celý prostor podroben geofyzikálnímu průzkumu, který vyloučil existenci podpovrchových dutin.

Omezení tvorby nadvylomů bylo zajišťováno vážením hmotnosti rubaniny odcházející z pracovní komory během jednoho záběru. Přesné nastavení vah vyžadovalo sledování objemové hmotnosti geologickou službou, a to s četností minimálně 2x za den. Hmotnost vytěženého materiálu z daného záběru tak odpovídala hmotnosti rostlé horniny určené z plochy výrubu násobenou délkou záběru. Větší těžené množství indikovalo vznik nadvylomů a zároveň ukazovalo na skutečnost, že opěrné tlaky v odtěžovací komoře je třeba zvýšit. Objemová hmotnost hornin se pohybovala v široké škále mezi 2 t/m³ až 2,8 t/m³.

ZÁVĚR

Ražba úvodního 3 km dlouhého úseku prokázala, že nasazení zeminového štítu do prostředí měkkých břidlic bylo technologickou volbou, která se ukázala jako správná zejména ve vysoce geologicky proměnlivém prostředí, s charakteristickým výskytem nestabilních poruchových zón se zvýšenými přítoky podzemní vody. Tyto podmínky vedly ke zvětšení rozsahu ražeb v uzavřeném režimu a vyžádaly si vyšší nároky na zajištění bezpečnosti práce při výměně rezných nástrojů.

Postup tunelovacího stroje Viktorie dospěl na konci ledna roku 2016 do prostředí spilitů, do kterých bude přestrojen na režim hardrock. Ražba ve zcela odlišném geologickém prostředí a s konstrukčně upraveným strojem s sebou přinese nové výzvy, nové přístupy a nové poznatky.

Ing. ŠTEFAN IVOR, stefan.ivor@metrostav.cz,

Ing. PETR HYBSKÝ, petr.hybsky@metrostav.cz,

VÁCLAV ANDĚL, vaclav.andel@metrostav.cz,

Ing. KAREL RÖSSLER, Ph.D.,

karel.rossler@metrostav.cz,

METROSTAV a.s.

Ing. MILAN MAJER, majerm@szdc.cz, SŽDC, s. o.

Recenzovali / Reviewed: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.,

Ing. Pavel Růžička, Ph.D.



Obr. 9 Čelba tunelu s křemennou žílou

Fig. 9 Tunnel excavation face with a quartz vein

setting of scales required the monitoring of the bulk density by the geological service, with the minimum frequency twice a day. The weight of the material extracted from the particular excavation round thus corresponded to the weight of native rock determined from the cross-sectional area and multiplied by the excavation round length. Higher excavated amount indicates the development of overbreraks and, at the same time, shows that it is necessary to increase the support pressure in the extraction chamber. The bulk density of the rock varied between 2t/m³ and 2.8t/m³.

CONCLUSION

Driving the initial 3km long section proved that the application of the Earth Pressure Balance TBM to the environment formed by weak shales was a technological option which turned out to be correct, in particular in the geologically highly variable environment with characteristic occurrence of instable fault zones with increased groundwater inflows. These conditions led to an increase in the extent of excavation in the closed mode, requiring higher degree of safety at work when cutting tools were to be replaced.

At the end of January 2016, Viktorie tunnel boring machine arrived at the environment formed by spilit. The mode will be changed over to hard rock mode for that reason. Driving the tunnel through totally different geological environment and using the structurally modified machine will bring new challenges, new approaches and new knowledge.

Ing. ŠTEFAN IVOR, stefan.ivor@metrostav.cz,

Ing. PETR HYBSKÝ, petr.hybsky@metrostav.cz,

VÁCLAV ANDĚL, vaclav.andel@metrostav.cz,

Ing. KAREL RÖSSLER, Ph.D.,

karel.rossler@metrostav.cz,

METROSTAV a.s.

Ing. MILAN MAJER, majerm@szdc.cz, SŽDC, s. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] IVOR, Š., HYBSKÝ, P., STAŠ, M., SCHNEIDER, J. *Ražba tunelu Ejpvovice*. Betonářské dny 2015 Litomyšl. (Reference pro příspěvek do sborníku konference)
- [2] HERRENKNECHT AG [on-line], <http://www.herrenknecht.de/>
- [3] MODERNIZACE TRATI ROKYCANY – PLZEŇ [on-line], <http://www.rokycanyplzen.cz/>

GEOTECHNICKÉ RIZIKO: JAK TO VIDÍ SOUDCI?

GEOTECHNICAL RISK: WHAT JUDGES THINK ABOUT IT?

DAVID HRUŠKA, LUKÁŠ KLEE

ABSTRAKT

Výstavba v podzemí se nepochybně odlišuje od ostatních druhů výstavby. Týká se to zejména tunelů, ale také například hlubokých stavebních jam a obecně prací speciálního zakládání. Fyzické prostředí, ve kterém výstavba probíhá (hmotné, tzn. fyzické podmínky staveniště), je různorodé a před zahájením jen omezeně poznatelné. Konečnou podobu podzemního díla definitivně určuje až výsledek vzájemné interakce přírodního a lidského faktoru. Smlouvy o výstavbě v podzemí se z těchto důvodů musejí vyrovnat s vyšší mírou rizika, které nelze nikdy zcela vyloučit. Účelně alokovat geotechnické riziko mezi účastníky výstavbového projektu je tudíž úkol, který převažuje nad ostatními aspekty ovládnutí rizik v podzemním stavitelství. Jak na problematiku alokace geotechnického rizika pohlížejí zahraniční právní řády napříč právními systémy? Jaké závěry lze dovodit z judikatur obecných soudů jako důležitých pramenů práva? Jakou roli hrají při posuzování sporů obchodní zvyklosti a odvětvové standardy? Existují nějaká standardní odvětvová pravidla pro alokaci geotechnického rizika? Taková a související témata jsou hlavní náplní tohoto článku.

ABSTRACT

Underground construction obviously differs from other types of construction. This applies in particular to tunnels, but also, for example, to deep pits and generally to special foundation works. The physical environment in which the construction takes place (material, i.e. the physical site conditions) is diverse and recognizable to a limited extent before the commencement of works. The final shape of underground work will result from the mutual interaction between natural and human factors. The underground construction contracts must therefore reckon with a higher level of risk that can never be fully eliminated. The efficient allocation of the geotechnical risk to the participants of construction project is therefore a task that overrides other aspects of managing risk in underground construction. How is the issue of geotechnical risks allocation viewed by foreign laws across legal systems? What findings can be derived from the case law as the important source of law? What is the role of *lex constructionis* in assessing of disputes? Are there any industry standards concerning allocation of geotechnical risks? This and related topics are the main content of this article.

ÚVOD

Geotechnické riziko lze definovat jako pravděpodobnost, že během výstavby nastanou odlišné fyzické podmínky staveniště od těch předpokládaných, vynásobená očekávanou škodou, pokud by tyto odlišné podmínky skutečně nastaly. Riziko v tomto článku proto budeme chápat především jako ekonomickou kategorii, nikoli technickou či bezpečnostní. Nositelem tohoto rizika je potom logicky ten, kdo musí snášet ekonomicky nepříznivé následky výskytu tohoto rizika.

Nástrojem pro ovládnutí geotechnického rizika je vytvoření tandemu smluvních ustanovení (a souvisejících údajů o staveništi) definujících (i) „smluvní geotechnické podklady“ a (ii) kompenzace za „odlišné podmínky staveniště“. Klíčem k řízení geotechnického rizika je potom pochopení dvojednosti a neoddělitelnosti tohoto tandemu.

Tato praxe byla zřejmě poprvé systematicky zavedena v USA, a to po široké odvětvové diskusi. Údaje definující (i) „smluvní geotechnické podklady“ zde byly pojmenovány jako „Geotechnical Baseline Report“ (zkráceně „GBR“). Tento dokument musí připravit objednatel v rámci zadání výstavbového projektu a musí v něm definovat mezní hodnoty pro alokaci rizika geotechnických podmínek. Jde v podstatě o parametrickou alokaci rizika, která vychází z předpokladu, že nepředvídatelná geotechnická rizika jsou rizikem objednatele. Smyslem „GBR“ je fungovat ruku v ruce se smluvním ustanovením o (ii) odlišných podmínkách staveniště tzv. „Differing Site Conditions Clause“ (zkráceně „DSC“). V doložce „DSC“ se strany typicky dohodnou, že jiné (odlišné) než předpokládané geotechnické podmínky jsou rizikem objednatele. Účelem „DSC“ je pak odstranit nejistotu z pohledu zhotovitele, a tímto univerzálně chránit veřejné prostředky prostřednictvím minimalizování výše jeho spekulativních rizikových nákladových přírůstků.⁽¹⁾ Tento koncept vychází z obecně uznávaného názoru, že vlastnictví pozemku staveniště znamená

INTRODUCTION

A geotechnical risk can be defined as the probability that different physical site conditions than those foreseen will appear during construction, multiplied by the expected damage, should these different conditions really be encountered. In this article, the risk will mainly be perceived as an economical category, not any technical or safety-related one. Such a risk is naturally to be borne by the one who has to withstand the economically adverse implications of the related occurrence.

As a geotechnical risk management tool, a tandem of contractual provisions (and related data) defining (i) “contractual geotechnical bases” and (ii) compensations for “different site conditions” should be set up. A key to geotechnical risk management is then comprehension of this tandem’s ambivalence and non-severability.

This practice has obviously been first implemented as systematic in the U.S., following extensive industry-wide talks. The data that define (i) the “contractual geotechnical bases” have started being called here as the “Geotechnical Baseline Report” (“GBR” in short). The employer must prepare this document within the construction project procurement, having to define therein the geotechnical conditions risk allocation limits. This is actually a parametric risk allocation that presumes the unforeseeable geotechnical risks on the employer’s side. The purpose of “GBR” is to work hand in hand with the contractual provision on (ii) different site conditions, so-called „Differing Site Conditions Clause“ (“DSC” in short). In the “DSC” clause, the parties will typically agree that the other (different) than foreseen geotechnical conditions will form the employer’s risk. The purpose of “DSC” is then to eliminate uncertainty from the contractor’s viewpoint, and protect thus the public funds by minimizing the level of speculative risky cost surcharges.⁽¹⁾ This concept comes from a widely recognized view that the ownership to the site land implies the ownership to its hidden risks. These hidden risks (obstacles) may have a form of e.g. unknown underground utility lines, different geotechnical (mainly geological

i vlastnictví jeho skrytých rizik. Skrytá rizika (překážky) mohou být například neznámé podzemní sítě rozvodů, odlišné geotechnické (především geologické a hydrologické) podmínky, balvany v podzemí, znečištění půdy, materiál, který měl být vytěžen a dále zabudován, ale zjistilo se, že není pro tyto účely vhodný apod.

Náš kontinentální právní systém chápe staveniště včetně jeho podloží (tak, jak je popsáno v zadání zakázky včetně identifikace známých geotechnických podmínek a eventuálních známých překážek apod.) jako věc – materiál, předaný objednatelem zhotoviteli k provedení díla. Např. judikatura Nejvyššího soudu v Rakousku na problematiku nahlíží již desítky let tak, že zemina je „materiál dodaný objednatelem“⁽²⁾, a proto objednatel zodpovídá za jakékoliv nedostatky, které ovlivňují provedení prací. Tento „materiál“ zahrnuje i geotechnický průzkum⁽³⁾ a stavební plány.⁽⁴⁾ Zhotovitel má pak povinnost tento „materiál“ přiměřeně přezkoumat a objednatel před možnými problémy varovat (tzv. „Prüf- und Warnpflicht“ dle § 1168a ABGB). Zhotovitel má povinnost upozornit objednatele o všech podezřeních, která má stran materiálu dodaného objednatelem, tedy například o chybách v dokumentaci nebo již zmíněné zemině, kterou poskytl objednatel. Nicméně nečekané, nepředvídané a nepředvídatelné problémy a náklady tímto způsobem vzniklé patří standardně do sféry objednatele. Judikatura Nejvyššího soudu v Rakousku potvrdila, že zhotovitel není povinen předpokládat, že je geologie mimořádně špatná, a proto nemusí hledat neznámé vady.⁽⁵⁾ V podstatě to znamená, že zhotovitel nemusí v žádném případě předvídat nepředvídatelné a znát neznámé, i když jsou geotechnické práce předmětem jeho podnikání. Kromě toho má zhotovitel právo spoléhat se na (vlastní) předpoklady a zkušenosti získané „na stavbách ve stejné nebo srovnatelné lokalitě“⁽⁶⁾ bez nutnosti očekávat potíže, se kterými se nesetkal jinde.⁽⁷⁾ Rovněž v Německu je povinností objednatele poskytnout informace o geologických a hydrogeologických podmínkách na staveništi tak, aby bylo možno transparentně vyhodnotit nabídku. Němečtí soudci rozhodli například o neplatnosti ustanovení: „Zhotovitel se informoval o geologických a hydrogeologických podmínkách na staveništi, a proto nemůže požadovat dodatečné platby s těmito spojené.“⁽⁸⁾

Přesto však objednatelé v některých případech, z různých důvodů, do smluv přidávají omezení své odpovědnosti (*waiver, disclaimer*) například tím způsobem, že deklarují údaje o zadávacích geotechnických podmínkách pouze jako informativní, nabádají zhotovitele k ověření identifikovaných geotechnických hodnot, k provedení vlastních průzkumů, nebo jednoduše prohlásí jakoukoliv změnu geotechnických podmínek od těch prognostikovaných za rizika zhotovitele. Dochází pak nutně ke sporům, ve kterých jsou zhotovitelé zpravidla úspěšnější z důvodu aplikace výše popsaných obecných právních zásad o vlastnictví staveniště a odpovědnosti vlastníka za jeho skryté nedostatky.

(1) Viz např. Olympus Corp. v. United States, 98 F.3d 1314, 1316-17 (Fed. Ct. 1996) („Soutěžitelé nemusejí nést náklady provádění vlastních průzkumných vrtů za účelem eliminování rizika zastížení nepříznivých podmínek v prostoru podpovrchového staveniště, ani nemusejí kalkulovat vyšší rizikové přírážky, aby jejich nabídka pokryla toto riziko.“); podobně též Weeks Dredging & Contracting, Inc. v. United States, 13 Cl. Ct. 193, 219 (1987) a Foster Const. CA & Williams Bros. Constr. v. United States, 435 F.2d 873, 887 (Ct. Cl. 1970).

(2) Viz OGH 6 Ob 82/65 z 28. 4. 1965.

(3) Viz 6 Ob 274/04v z 19. 5. 2005.

(4) Viz 7 Ob 18/14v z 22. 04. 2014.

(5) Viz 8 Ob 588/87 z 5. 11. 1987.

(6) Viz 7 Ob 502/79 z 6. 12. 1979.

(7) Více v Mešič, M., Račanský, V. Geotechnická rizika v rakouském právu. Stavebnictví, č. 6-7, 2015, s. 62-63.

(8) Vygen, K., Jousen, E. Bauvertragsrecht nach VOB and BGB Handbuch des privaten Baurechts. Fifth Edition. Werner Verlag: Köln 2013.

and hydrological) conditions, underground boulders, subsoil contamination, the material that ought to have been extracted and re-embedded, but found thereafter as unsuitable for this purpose, etc.

Our continental law system perceives the site as including its subsoil (as it is described in the project specifications, including the identification of any known geotechnical conditions and obstacles, if any, etc.) as a thing – material, handed by the employer over to the contractor for execution of the work. Case law of the Supreme Court in Austria, for example, have viewed the issue for decades already the way that the earth is the “employer-delivered material”⁽²⁾, and the employer is therefore responsible for any discrepancies that will affect execution of the works. This „material“ includes even the geotechnical prospecting⁽³⁾ and construction plans.⁽⁴⁾ The contractor is then obliged to reasonably explore this “material” and warn the employer of potential problems (so-called “Prüf- und Warnpflicht” to § 1168a ABGB). The contractor is obliged to remind the employer of all the suspicions he has around the employer-delivered material, such as of any documentation errors or of the aforementioned earth the employer has provided. Nevertheless, the unexpected, unforeseen issues and costs, when brought about in this way, are normally within the employer’s scope of responsibilities. Case law of the Supreme Court in Austria have certified that the contractor is not obliged to presume the geology as extremely bad, and does not therefore need to look for any unknown defects.⁽⁵⁾ It means, in fact, that the contractor never needs to foresee the unforeseeable and know the unknown even though the geotechnical conditions form subject of his business. Moreover, the contractor has the right to rely on (his own) presumptions and experience attained “on the construction site in the same or commensurate locality”⁽⁶⁾ without being obliged to expect the troubles he failed to encounter anywhere else.⁽⁷⁾ In Germany, it is also the employers’ duty to provide information on the on-site geological and hydro geological conditions and enable thus transparent bid assessment. The German judges have, for example, decided on voidness of the provision: “The contractor has inquired about the on-site geological and hydrogeological conditions, and may not therefore claim any related additional payments.”⁽⁸⁾

Despite that, however, the employers sometimes add, for various reasons, to the contracts their responsibility limitations (*waiver, disclaimer*), e.g. by declaring the data of the specifying geotechnical conditions as indicative only, encouraging the contractors to verify the identified geotechnical values, to perform their own prospecting, or simply declare any change in the geotechnical conditions versus the initial prognosis as belonging to the contractor’s risks. This then must result in disputes in which the contractors mostly succeed due to application of the above-described general law tenets on the site ownership and on the owner’s responsibility for its hidden drawbacks.

It is the ambition of this article to analyze the legal context in which the tandem of the geotechnical risk regulating provisions is construed and applied by the dispute resolution bodies. The article will also focus on the particular dispute details, which will illustrate the logics the judges abide by while adjudicating on the geotechnical risk allocation.

(1) See e.g. Olympus Corp. v. United States, 98 F.3d 1314, 1316-17 (Fed. Ct. 1996) (“The bidders need not weigh the cost and ease of making their own borings against the risks of encountering an adverse subsurface, and they need not consider how large a contingency should be added to the bid to cover the risk.”); similarly also Weeks Dredging & Contracting, Inc. v. United States, 13 Cl. Ct. 193, 219 (1987) a Foster Const. CA & Williams Bros. Constr. v. United States, 435 F.2d 873, 887 (Ct. Cl. 1970).

(2) See OGH 6 Ob 82/65 of 28. 4. 1965.

(3) See 6 Ob 274/04v of 19. 5. 2005.

(4) See 7 Ob 18/14v of 22. 04. 2014.

(5) See 8 Ob 588/87 of 5. 11. 1987.

(6) See 7 Ob 502/79 of 6. 12. 1979.

(7) More details in Mešič, M., Račanský, V. Geotechnická rizika v rakouském právu. Stavebnictví, no. 6-7, 2015, p. 62-63.

(8) Vygen, K., Jousen, E. Bauvertragsrecht nach VOB and BGB Handbuch des privaten Baurechts. Fifth Edition. Werner Verlag: Köln 2013.

Článek si klade za cíl analyzovat, v jakém právním kontextu je tandem ustanovení regulujících geotechnické riziko vykládán a aplikován orgány pro řešení sporů. Přitom se soustředí na detaily konkrétních sporů, které názorně ilustrují, jakou logikou se soudci při rozhodování o alokování geotechnického rizika řídí.

PŮVOD TANDEMU SMLUVNÍCH USTANOVENÍ REGULUJÍCÍCH GEOTECHNICKÉ RIZIKO

První smluvní konstrukce definující „*smluvní geotechnické podklady*“ – „*Geotechnical Baseline Report*“ a „*odlišné podmínky staveniště*“ – „*Differing Site Conditions Clause*“ byly v USA vytvořeny už v roce 1921, a to státní komisí zřízenou orgánem pro rozpočtovou politiku (*U.S. Bureau of the Budget*). Tato ustanovení byla v roce 1926 zahrnuta do vzorové standardizované smlouvy, která byla schválena prezidentem USA pro federální výstavbové projekty. Následně se ustanovení zavedla do v podstatě všech respektovaných standardizovaných vzorů v USA (jako jsou i například vzory AIA). Smyslem těchto ustanovení je určit spravedlivý smluvní podklad pro kompenzaci zhotovitele v případě, že při výstavbě zaznamená horší podmínky než ty předpokládané ve smlouvě. Aby byl zhotovitel v nároku na kompenzaci za zastížení „*odlišných podmínek staveniště*“ úspěšný, musí prokázat pět podstatných náležitostí,⁽⁹⁾ předně však skutečnost, zdali smluvní dokumentace přesvědčivě popisuje geotechnické podmínky, nebo ne, a jestli ano, tak do jaké míry. Standardní ustanovení používané v USA je obdobné jako podčl. 4.12 CONS/1999 Red Book FIDIC a P&DB/1999 Yellow Book, tzn. „*nepředvídatelné fyzické podmínky*“ (*Unforeseeable Physical Conditions*).

Praxe použítí „*Geotechnical Baseline Report*“ byla zavedena především z důvodu, že bez stanovení výchozích geotechnických podmínek, pravidel a mezních hodnot docházelo k velkému množství sporů. Ještě v 70. a 80. letech se většina claimů z důvodu odlišných podmínek staveniště řešila u soudu. Negativní následky pro všechny zúčastněné inženýry pak byly hlavním důvodem změny. Jeden z hlavních závěrů zprávy vydané *U.S. National Committee on Tunnelling Technology (USNCTT)*, vypracované pro zjištění a odstranění neuspokojivého stavu, s názvem „*Better Contracting for Underground Construction*“ byl už v roce 1974 následující:

„... v případě, že všichni uchazeči mohou založit své odhady na dobře definovaném popisu fyzických podmínek staveniště s ujištěním, že v případě, že budou zastížené podmínky jiné, dostane zhotovitel spravedlivou kompenzaci, pak objednatel obdrží nejnižší rozumné ceny bez rizikových přírůžek.“

Následné aktualizace této zprávy, další zprávy a navazující výzkumy vedly k jednoznačnému potvrzení této myšlenky.

Bylo tedy nutné zavést standard, který určí, co jsou ony předpokládané geotechnické podmínky. Tímto standardem se stala právě smluvní konstrukce definující výchozí smluvní geotechnické podklady – „*Geotechnical Baseline Report*“. Při jejím použití pak musí smlouva obsahovat kromě párové doložky o odlišných podmínkách staveniště i mechanismus určení (především měření a ocenění) ohodnocení nepředpokládaného stavu. Dodatečné peníze a čas určené tímto mechanismem musí objednatel zhotoviteli zaplatit ze své rezervy.

⁽⁹⁾ Zhotovitel musí prokázat, že (1) smluvní dokumenty obsahují přesvědčivé informace popisující podpovrchové podmínky; (2) jednal jako uchazeč v tendru s přiměřenou opatrností při interpretaci zadávacích smluvních dokumentů; (3) spoléhal se s přiměřenou opatrností na informace obsažené ve smluvních zadávacích dokumentech; (4) skutečně zastížené podpovrchové podmínky se podstatně liší od těch popsanych objednatel a (5) dodatečné náklady vynaložené v souladu se smlouvou mají příčinou souvislost s odlišnými podmínkami staveniště. Viz také *Weeks Dredging & Contracting, Inc. v. United States*, 13 Cl. Ct. 193, 208 (1987).

ORIGINS OF THE TANDEM OF THE GEOTECHNICAL RISK REGULATING CONTRACTUAL PROVISIONS

The first contractual structures define the “*contractual geotechnical bases*” – “*Geotechnical Baseline Report*” and “*different site conditions*”. The “*Differing Site Conditions Clause*” was set up in the U.S. as early as in 1921, in particular by the *U.S. Bureau of the Budget*. In 1926, these provisions were made part of the standardized form of contract the U.S. approved for the federal construction projects. Thereafter, the provisions found their way into actually all the respectful standardized samples in the U.S. (such as those called AIA). The purpose of these provisions is to determine a fair contractual base for the contractor’s compensation should the construction efforts witness any worse conditions than those foreseen in the contract. To succeed in exercising his claim for being compensated for having encountered any “*different site conditions*” the contractor must prove five substantial things,⁽⁹⁾ mainly whether or not and to what extent the contractual documents give consistent account of the geotechnical conditions. Used in the U.S., the standard provisions are similar to those under Clause 4.12 CONS/1999 Red Book FIDIC and P&DB/1999 Yellow Book, i.e. “*Unforeseeable Physical Conditions*”.

The practical use of the “*Geotechnical Baseline Report*” was mainly introduced to avoid the disputes that had appeared in large numbers due to undetermined initial geotechnical conditions, rules, and limits. Still in the 70s’ and 80s’, majority of claims because of the different site conditions were settled by litigation. Adverse consequences for all the engineers participated were then main reasons behind the change. One of the main conclusions of the report published by *U.S. National Committee on Tunnelling Technology (USNCTT)*, prepared to find out and rectify the unsatisfactory state of things, called “*Better Contracting for Underground Construction*” read as follows in 1974:

“... if all bidders can base their estimates on well defined set of site conditions with assurance that equitable reimbursement will be made when changed conditions are encountered, the owner will receive the lowest reasonable bids with a minimum of contingency for unknowns.”

The subsequent updates of this report, additional reports, and related researches led to an unambiguous confirmation of this notion.

It was therefore necessary to introduce the standard that would clarify those foreseeable geotechnical conditions. Just the contractual structure defining the initial contractual geotechnical conditions – “*Geotechnical Baseline Report*” became this standard. When used, the contract must contain not only the pair clause on different site conditions, but also the mechanism as how to determine (mainly measure and assess) an unforeseen condition. The employer must compensate the contractor for extra money and time, as specified by this mechanism, from his reserve.

Geotechnical Baseline Report is therefore mainly used by:

- the designer to assess the foreseen construction cost, including the employer’s budget reserve;
- the applicant to assess the geotechnical risks allocated to the contractor;
- the contractor to select the construction processes and equipment;
- the contract administrator to assess the subsoil conditions and identify the unforeseen (different) physical site conditions during the course of construction;

⁽⁹⁾ The contractor must prove that (1) the contractual documents contain the conclusive information on the sub-surface conditions; (2) he acted as a tender applicant with a reasonable care while interpreting the procurement contractual documents; (3) he relied with a good deal of precaution on the information contained in the procurement contractual documents; (4) the actually encountered sub-surface conditions substantially differ from those described by the employer, and (5) the additional cost incurred in accordance with the contract have a casual relation to the different site conditions. See also *Weeks Dredging & Contracting, Inc. v. United States*, 13 Cl. Ct. 193, 208 (1987).

Geotechnical Baseline Report tedy především používá:

- projektant pro ocenění předpokládaných nákladů výstavby, včetně rezervy rozpočtu objednatel;
- uchazeč pro ocenění geotechnických rizik, která jsou alokována zhotoviteli;
- zhotovitel pro výběr postupů výstavby a vybavení;
- správce zakázky pro ohodnocení podmínek podloží a identifikaci nepředvídaných (odlišných) fyzických podmínek staveniště v průběhu výstavby;
- kdokoli z účastníků při řešení sporů ve věci nepředvídaných (odlišných) fyzických podmínek staveniště.

Pokud budeme konfrontovat podstatu americké „*Geotechnical Baseline Report*“ s podstatou kontinentálního standardu „*Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí*“, nalezneme několik rozdílů. Zatímco cílem *GBR* je řízení rizik a jejich alokování mezi objednatele a zhotovitele, cílem *Eurokódu 7* je standardizace projektování geotechnických konstrukcí. *GBR* pracuje se smluvně dohodnutými hodnotami geotechnických parametrů, které tvoří závazný právní podklad pro spravedlivé financování výstavby a pro kompenzaci nákladů zhotovitele spojené s výskytem geotechnického rizika během realizace výstavby. Prostřednictvím *GBR* se odlišné podmínky staveniště identifikují a kvantifikují. *Eurokód 7* naproti tomu pracuje s odvozenými, charakteristickými a návrhovými hodnotami geotechnických parametrů, které jsou rozhodné pro bezpečný návrh geotechnické konstrukce (statické výpočty apod.). Tyto geotechnické parametry by měly co nejdůležitěji popsat fyzikální podstatu příslušné vlastnosti hornin ve vztahu ke stavební konstrukci a měly by ze statického hlediska zajistit její bezpečný a ekonomický návrh.

JAK PŘIPRAVIT FUNKČNÍ DOLOŽKY PRO ŘÍZENÍ GEOTECHNICKÉHO RIZIKA?

V manuálu „*Geotechnical Baseline Report for Underground Construction*“, který vydala speciální komise ASCE (American Society of Civil Engineers) v roce 1997, jsou popsány důvody, proč se tato praxe zavedla, jak *GBR* připravit a jak ji používat (včetně check-listů). Základním doporučením je připravit dokument jednoznačný a precizní. V žádném případě to ovšem neznamená, že musí být rozsáhlý (doporučuje se 30 až 50 stránek). Neznamená to také samozřejmě, že podmínky popsané v *GBR* budou odpovídat realitě, neboť jsou vždy pouze odhadem geotechnických podmínek na základně maximálně poctivého úsilí. *GBR* musí zpracovat tým kvalifikovaných odborníků za použití jednoznačných závěrů bez subjektivních (jako je „hodně“, „málo“ apod.) a nejasných (jako je „může“ a „měl by“) vyjádření. *GBR* musí být úzce propojena s projektovou dokumentací, postupy výstavby, metodou měření a oceňování a platebními podmínkami. Odlišné podmínky, než ty předpokládané v *GBR*, nejsou zásadně vadou projektové dokumentace. Není tedy v zásadě (při dodržení povinnosti řádné péče projektantem nebo geotechnikem) možné využít pojištění (nebo regresivní nároky) na projektanta nebo geotechnika.

Objednatel proto musí věnovat dostatek peněz a času na přípravu, tzn. především geotechnické průzkumy a zpracování zadávací projektové dokumentace, vybrat kvalifikované konzultanty a diskutovat s nimi mezní hodnoty stanovené v *GBR*, nastavit efektivní systém měření díla prostřednictvím vhodných položkových cen, otevřeně diskutovat rizika a údaje s uchazeči a účastníky výstavby, chápat nepředvídatelnost geotechnických rizik, kompenzovat zhotovitele při zaznamenání odlišných podmínek, než popsaných v *GBR*, a udržovat rezervní fond (ve výši podle rizikovitosti projektu).

V *GBR* se například určí předpokládaný počet velkých balvanů v podloží a rozsah například ražby v jednotlivých třídách tvrdosti podloží. Tento předpoklad zhotovitel ocení. Je ovšem téměř jisté, že realita bude odlišná. Proto zhotovitel dostane

- any of the participants in adjudicating the disputes about any unforeseen (different) physical site conditions.

Juxtaposing the very essence of the U.S. “*Geotechnical Baseline Report (GBR)*“ to that of the continental standard “*Eurocode 7: Geotechnical Design*“ will result in several differences. While *GBR* is a risk management practice and risk allocation between the employer and the contractor, the *Eurocode 7* is to standardize the geotechnical structure designs. *GBR* handles the contractually agreed values of the geotechnical parameters that constitute a legally obliging base for fair financing of a construction project and for compensating the contractor for the cost incurred in connection with the geotechnical risk occurrence during execution of a construction work. Different site conditions are identified and quantified through the *GBR*. On the contrary, the *Eurocode 7* handles the derived, typical, and design values of the geotechnical parameters, which are vital for a safe design of a geotechnical structure (structural analysis, etc.). These geotechnical parameters should give the most pertinent account of the relevant rocks, their physical composition in connection with the building structure and should provide, from the structural viewpoint, for its safe and cost-saving design.

HOW TO PREPARE FUNCTIONAL CLAUSES FOR GEOTECHNICAL RISK MANAGEMENT?

The manual “*Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction*“, issued by a specialized body ASCE (American Society of Civil Engineers) in 1997, gives account of the reasons why these practices were introduced, instruction as how to prepare and use such a *GBR* (including its checklists). Main recommendation is to prepare the document as unambiguous and precise. It, however, never implies that the document must be extensive (it should have 30 to 50 pages). It does not obviously mean that the conditions described in the *GBR* will reflect reality, as being always just an estimate of the geotechnical conditions, based on utmost fair efforts. *GBR* must be prepared by a team of skilled experts using the unambiguous conclusions, free of any partial/biased (such as “many”, “a little”, etc.) and unclear (such as “he can” and “he should”) wordings. *GBR* must be closely connected with the design documents, construction processes, measuring/pricing methods, and payment conditions. Different conditions from those foreseen in the *GBR* are not actually any defects in the design documents. It is therefore not possible in fact (subject to adherence to compulsory proper care by the designer or geotechnician) to make use of a designer’s or geotechnician’s insurance (or regressive claims against him).

The employer must therefore invest enough money and time in preparations, i.e. mainly of the geotechnical prospecting and drawing up of the procurement documents, select skilled consultants and discuss with them the limits set forth in the *GBR*, set up an efficient work measuring system based on the item prices, discuss overtly the risks and data with the applicants and construction participants, perceive unforeseeable nature of the geotechnical risks, compensate the contractor whenever different conditions from those described in the *GBR* appear, and maintain the reserve fund (at the level depending on the project risks).

A *GBR* shall, for example, specify a foreseeable number of large boulders in subsoil and scope of e.g. tunneling by the individual subsoil hardness classes. The contractor shall assess such a presumption. The reality will almost certainly be different. This is why the contractor shall receive payment depending on the encountered number of boulders and actual scope of tunneling in the individual classes. The test boreholes cannot find out exact number of these subsoil boulders. There may be e.g. 100 to 300 of them. The risk can be allocated parametrically and the extent to which it is to be borne by the contractor determined. Let us assume 100 boulders as per *GBR*, but with up to 110 of them for which the contractor may not claim any additional payment or time. Or,

zapláceno podle zastiženého počtu balvanů a skutečného rozsahu ražby v jednotlivých třídách. Průzkumnými vrty nelze zjistit přesný počet balvanů v podloží. Může jich být například 100 až 300. Riziko se může alokovat parametricky a určit, do jaké míry ho nese zhotovitel. Například předpoklad počtu balvanů v *GBR* je 100, ale až do počtu 110 balvanů nemůže zhotovitel nárokovat dodatečnou platbu a čas. Nebo například *GBR* určí předpoklad rozsahu 1. třídy tvrdosti podloží na 35 % z celkového rozsahu, ale až do výše 40 % nemůže zhotovitel nárokovat dodatečnou platbu a čas. Další možností je, že v *GBR* bude předpokládáno „bezpečné“ množství balvanů (např. 300) a zhotovitel musí ocenit následky tohoto předpokladu ve své nabídce. Ovšem v tomto případě může být objednatel v riziku, že zaplatí za odstranění většího množství balvanů, než se bude ve skutečnosti v podloží nacházet. Bezpečnější nastavení *GBR* bude na druhou stranu znamenat méně změn díla (variací) a menší odchylku od nabídkové ceny.⁽¹⁰⁾

Právě určení mezních hodnot v *GBR* bude důležitým tématem pro konzultace s objednatelem. Veřejní objednatelé mají standardně problém s přípravou a čerpáním odpovídajících rozpočtových rezerv. Ovšem efektivní nastavení *GBR* předpokládá řešení neurčitosti a nejistot geotechnických podmínek právě prostřednictvím čerpání rezervy. Čerpání rezervy pak nemůže být vnímáno negativně jako překročení předpokládané ceny. To musí respektovat i správce zakázky. Objednatel tedy musí především vyřešit otázku zajištění rezervy a jejího efektivního čerpání.⁽¹¹⁾

KONKRÉTNÍ PŘÍPADOVÉ STUDIE

Na základě těchto teoretických východisek je důležité si uvědomit, že autorem smluvních doložek definujících „*smluvní geotechnické podklady*“ a podstatu kompenzace za „*odlišné podmínky staveniště*“ je typicky geotechnický inženýr, nikoli právník. Typickým hodnotitelem jejich určitosti, vynutitelnosti a spravedlnosti je zase často právník, nikoli geotechnický inženýr. Naplnění deklarovaného cíle efektivně alokovat geotechnické riziko je tedy závislé nejen na technické expertize a formulačních schopnostech geotechnického inženýra, ale rovněž na jeho pečlivém uvážení, jak bude vlastně výstup jeho snahy interpretován právníkem – často soudcem. Teprve potom bude geotechnický inženýr schopen vytvořit dokument, který bude splňovat svůj zamýšlený účel.

A. Příklady neúčelných způsobů alokace geotechnického rizika

Začneme s několika demonstrativními případy – například právními systémy, ve kterých soudci posoudili pokusy objednatele o alokaci rizika geotechnických podmínek za nevnutitelné, zmatečné, netransparentní, neurčité nebo jednoduše nespravedlivé:

Případová studie #1 z USA: Metcalf Construction Co., Inc. v. United States (U.S. Ct. of Appeals for the Federal Circuit, Case No. 2013-5041, Feb. 11, 2014)

Předmětem smlouvy byla výstavba areálu vojenského námořnictva v *Kaneohe Bay* na *Havaji* metodou dodávky Design-Build. Zhotovitel zastihl rozpínavé zeminy, které při styku s vlhkem bobtnaly a způsobovaly trhliny v betonových základech. Rozsah rozpínavých zemín byl větší, než předpokládala geotechnická zpráva objednatele. Nicméně tato zpráva rovněž uváděla, že obsahuje „*pouze předběžná informativní*“ (indikativní) data určená pouze pro účely sestavení nabídky,

for example, the *GBR* will determine the presumed portion of the hardness class 1 at the level equal to 35% of the entire contents, but the contractor may not claim any additional payment or time up to the level of 40%. Another option is that the *GBR* will presume a “safe” quantity of boulders (such as 300) and the contractor must include the consequences of this presumption in his bid. Then, however, the employer might face the risk of paying for removal of a larger number of boulders than really encountered in the subsoil. Safer setup of the *GBR* will, on the other hand, imply fewer variations to the work and lower deviation from the bid price.⁽¹⁰⁾

Just the specification of limits in the *GBR* will constitute a vital issue to be consulted with the purchaser. Public employers normally find it problematic to prepare and withdraw from the relevant budget reserves. But setting efficiently a *GBR* presumes the contingencies and uncertainties in geotechnical conditions to be settled just through withdrawals from reserves. These withdrawals cannot then be perceived adversely as reaching in excess of the presumed price. Even the contract administrator must respect this. The employer must therefore mainly settle the issue of reserves and withdrawals from them.⁽¹¹⁾

PARTICULAR CASE STUDIES

With these theories in mind it is important to remember that authorship to the contractual clauses that define the “*contractual geotechnical bases*” and very nature of compensation for “*different site conditions*” typically belongs to a geotechnical engineer, and not any lawyer. And on the contrary, a lawyer, not any geotechnical engineer is often a typical evaluator of their definiteness, enforceability, and fairness. Fulfillment of the pre-declared objective to efficiently allocate a geotechnical risk therefore depends not only on a technical expertise and conceptual skills of the geotechnical engineer, but also on his careful considerations as how the outcomes of his endeavor is to be interpreted by the lawyer – frequently a judge. The geotechnical engineer will only then be able to draw up the document that will meet its intended purpose.

A. Examples of Purposeless Geotechnical Risk Allocation Methods

Take, at first, some demonstrative examples – across the law systems in which the judges assessed the employer’s geotechnical risk allocation attempts as non-enforceable, confusing, non-transparent, indeterminate or simply as unfair:

Case Study #1 from the U.S.: Metcalf Construction Co., Inc. v. United States (U.S. Ct. of Appeals for the Federal Circuit, Case No. 2013-5041, Feb. 11, 2014)

Construction of the U.S. Navy compound in *Kaneohe Bay* (Hawaii), using the Design-Build method, was subject of contract. The contractor encountered the expansive rocks that swelled in contact with moisture and caused fissures in the concrete foundations. These expansive rocks appeared in larger amounts than foreseen in the employer’s geotechnical report. Nevertheless this report also pre-advised to contain just some indicative data “*for preliminary information only*” to meet the bid completion purposes, and that the contractor is obliged to carry out his own soil investigation. The court of appeal proclaimed the employer’s objective to forestall the contractor’s claims for different (other than foreseen or locally typical) site conditions as unfair. While arguing, the court of appeal mentioned that a public employer cannot relieve itself of responsibility for its project procurement documents (including the geological prospecting), arguing that they are

⁽¹⁰⁾ Viz Klee, L. Stavební smluvní právo. Wolters Kluwer ČR, a. s.: Praha 2015.

⁽¹¹⁾ SCE (American Society of Civil Engineers): Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction: Guidelines and Practises. New York, 1997.

⁽¹⁰⁾ See Klee, L. Stavební smluvní právo. Wolters Kluwer ČR, a. s.: Praha 2015.

⁽¹¹⁾ ASCE (American Society of Civil Engineers): Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction: Guidelines and Practises. New York, 1997.

a že zhotovitel je povinen si učinit vlastní nezávislé průzkumy. Odvolací soud prohlásil cíl objednatele zamezit tímto způsobem claimům zhotovitele pro odlišné (než předvídané nebo místně obvyklé) podmínky staveniště za nepoctivý. Odvolací soud při argumentaci zmínil, že veřejný objednatel se nemůže zbavovat odpovědnosti za svou zadávací projektovou dokumentaci (včetně geologických průzkumů) s argumentem, že jde pouze o informativní (indikativní) data určená pouze pro účely sestavení nabídky. Podstatou neúčinného zbavení se odpovědnosti objednatele byla mimosmluvní povinnost objednatele jednat v dobré víře a v souladu s poctivým obchodním stykem (*implied duty of good faith and fair dealing*). Soudci se rovněž pozastavili nad nekompetentním, komplikovaným a příliš horlivým postojem odpovědného zaměstnance objednatele, který více než rok odmítal vyšetřit podstatu řádně předkládaných nároků zhotovitele v celkové výši 27 mil. \$ (nabídková hodnota zakázky byla 49 mil. \$) a místo toho tvrdil, že mezi zadávacími a zastíženými geotechnickými informacemi není rozdíl. Takový postup objednatele soudce označil za neprofesionální.

Ačkoli zhotovitel byl ve sporu v plné míře úspěšný, mohlo toto vítězství už pouze částečně zhojit břemeno jeho ekonomické ztráty a dalších nepříjemností, které musel nést po 12 let trvání sporu. Zhotovitel podal nabídku v roce 2001 a nebyl původně vybrán objednatelem jako nejvhodnější. Zakázku zhotovitel získal až po podání opravných prostředků, práce zahájil v roce 2003 a výstavbu dokončil v roce 2007. Konečný verdikt byl potom po vyčerpání justičních opravných prostředků vydán až po dalších 7 letech.⁽¹²⁾

Případová studie #2 z Rakouska: Rozsudek Nejvyššího soudu v Rakousku 6 Ob 274/04v z 19. 5. 2005

Rakouské vzorové smlouvy vypracované Rakouským normalizačním institutem (*Austrian Standards Institute*)⁽¹³⁾ i obecná rakouská právní praxe⁽¹⁴⁾ alokují geotechnické riziko objednateli za předpokladu, že zhotovitel přiměřeně přezkoumal geotechnikou dokumentaci předanou objednatelem a varoval ho před možnými problémy. Vyskytují-li se v dané smlouvě odlišná smluvní ujednání od těch doporučených, musí být vždy spjata se zvýšenou náhradou zhotoviteli za převzetí daného rizika. Následující případ demonstruje, jaké nepříznivé následky a nejistotu pro výstavbový projekt může vyvolat pokus odchýlit se od normy, tedy netradičně přenechat geotechnické riziko zhotoviteli.

Předmětem díla byla výstavba zdravotnického střediska ve městě *Zell am See* za paušální cenu. Z geologického hlediska leží město v alpském údolí, kde se v průběhu střídání dob ledových značně měnila rychlost proudění povrchových vod. To má za příčinu přítomnost sedimentů s velmi odlišnými deformačními charakteristikami, které mohou být uloženy zcela heterogenně. Půdorysně bylo staveniště rozděleno do tří částí, přičemž dvě byly dostatečně pokryty průzkumnými sondami, avšak třetí část byla z důvodu existující zástavby v době provádění průzkumných prací prozkoumána nedostatečně. Tato zástavba byla před zahájením prací sice odstraněna, ale průzkum již doplněn nebyl. Tato skutečnost měla důležitý vliv na vývoj soudního sporu. Výstavba byla v průběhu prací zastavena stavebním úřadem, protože se v sousedních budovách projevovala sedání. Objednatel odmítl zaplatit za již provedené

just the indicative data to meet the bid compilation purposes. The essence behind the employer's inefficiency to relieve itself of its responsibility was the employer's off-contract duty of good faith and fair dealing. The judges were also stunned by incompetent, complicated, and all too arduous stance of the employer's responsible employee who kept refusing to investigate the nature of the duly submitted contractor's claims at the level of 27 million \$ (tender price of the contract was 49 million \$) for over a year, alleging instead that there was no difference between the procurement and encountered geotechnical information. The judge designated such an employer's approach as non-professional.

Though the manufacturer was fully successful in the dispute, this victory could then only partly cure a burden of his economic loss and other troubles he had to bear for twelve years of the dispute duration. The contractor had submitted the bid in 2001 and was not originally selected by the employer as most suitable. The contractor won the contract only after having exercised his remedies, commencing the works in 2003 to complete the construction in 2007. After depletion of all the judicial remedies the final verdict was pronounced only after additional 7 years.⁽¹²⁾

Case Study #2 from Austria: Judgement of the Supreme Court in Austria 6 Ob 274/04v of May 2005

Prepared by the *Austrian Standards Institute*⁽¹³⁾, the Austrian forms of contract and legal practices⁽¹⁴⁾ widely applied in Austria allocate the geotechnical risk to the employer provided that the contractor has reasonably scrutinized the geotechnical documents the employer has handed over and warned him of potential problems. If there are different contractual arrangements in the contract (other than those recommendable), they must always be bound on increased compensation to the contractor for having accepted the risk. The following example will show the adverse implications and uncertainty a construction project might suffer due to an attempt to deviate from the standard, i.e. to break the tradition and leave the geotechnical risk on the contractor's shoulders.

The objective was to construct a health care center in *Zell am See* for a lump sum price. Concerning its geology, the town lies in an Alpine valley, which saw considerable changes in surface water flow velocities during the course of ice age and their alternations. This is the cause behind the presence of the sediments with different deformation characteristics that may follow a fully heterogeneous pattern. The site ground plan has been subdivided into three parts with two of them being sufficiently covered by prospecting probes, but the third one underwent insufficient prospecting due to the existing developed areas present there at execution of the surveying. The relevant probing has never been completed any more even though the existing buildings had been stripped off before commencement of the works. This circumstance had major impact on the litigation trend. The construction authority suspended the construction efforts during the course of the works as the neighboring buildings showed signs of sagging. The employer refused to pay for the works already done. The contractor therefore filed a lawsuit against the employer, urging payment for all the works until suspension, including the balance for extended lease of the sheet piles that remained in the foundation pit longer than expected and that were not given back to the contractor after contract termination.

In his petition the contractor argued that the geotechnical survey results, as provided by the employer, turned out as being erroneous (incomplete), considering it an issue under the employer's

⁽¹²⁾ *Metcalf Constr. Co. v. United States*, 102 Fed. Cl. 334 (2011) (*Metcalf I*) a *Metcalf Constr. Co. v. United States*, 107 Fed. Cl. 786 (2012) (*Metcalf II*).

⁽¹³⁾ Zejména ÖNORM B 2110 Všeobecné smluvní podmínky pro stavební práce (*Allgemeine Vertragsbestimmungen für Bauleistungen*) jsou v Rakousku široce přijímány jako standard a obchodní podmínky mnohých společností na ně odkazují.

⁽¹⁴⁾ Zejména § 1168a obecného občanského zákoníku (ABGB).

⁽¹²⁾ *Metcalf Constr. Co. v. United States*, 102 Fed. Cl. 334 (2011) (*Metcalf I*) a *Metcalf Constr. Co. v. United States*, 107 Fed. Cl. 786 (2012) (*Metcalf II*).

⁽¹³⁾ Mainly ÖNORM B 2110 General Contractual Conditions for Building Works (*Allgemeine Vertragsbestimmungen für Bauleistungen*) are widely accepted in Austria as standard and the Terms & Conditions of numerous companies refer to them.

⁽¹⁴⁾ Mainly § 1168a of the General Civil Code (ABGB).

práce. Zhotovitel proto objednatele zažaloval a požadoval zaplacení všech prací do zastavení výstavby včetně doplatku za prodloužený nájem štetovnic, které zůstaly ve stavební jámě déle, než se očekávalo, a které nebyly po ukončení smlouvy zhotoviteli vráceny.

Zhotovitel v žalobě tvrdil, že se v průběhu prací geotechnický průzkum poskytnutý objednatelem ukázal jako chybný (neúplný), což považoval za odpovědnost objednatele. Obhajoba objednatele spočívala v tom, že příčinou zastavení stavby a nadměrného sedání na sousedních budovách byla vadná stavební činnost zhotovitele. Objednatel dále tvrdil, že se zhotovitel ve smlouvě zavázal převzít geotechnické riziko na sebe. Zhotovitel na obhajobu objednatele reagoval tak, že byl připravený přijmout geotechnické riziko podle smlouvy pouze do té míry, do jaké byl geotechnický průzkum poskytnutý objednatelem správný.

Předložené argumenty soudce posoudil takto: Za chyby v technologické kázni zhotovitele nese odpovědnost zhotovitel, nicméně tato odpovědnost musí být omezena do té míry, do jaké stavební dozor objednatele každý den podepisoval a potvrzoval zápisy ve stavebním deníku, a musel si být tudíž vědom dění na staveništi. Geotechnické riziko podle soudce náleží v zásadě objednateli. Odlišné smluvní ujednání je také teoreticky možné, ovšem převzetí geotechnických rizik zhotovitelem se nemůže vztahovat na skutečnosti plynoucí z chybného či neúplného průzkumu. Soudce nicméně vytkl zhotoviteli, že nedodržel zásadu „*povinnosti informovat a varovat (Prüf- und Warnpflicht)*“ a „*přiměřeně*“ neprozkoumal informace poskytnuté objednatelem. Jako odborný stavební podnikatel měl být zhotovitel schopen rozpoznat, že geotechnický průzkum je nedostatečný, a na tuto skutečnost měl objednatele upozornit. Nakonec se tedy na vícenákladech musely podílet obě strany. Případ názorně ilustruje, jakou logikou se rakouský právní řád v záležitosti alokace geotechnického rizika řídí.⁽¹⁵⁾

Případová studie #3 z USA: United Contractors v. United States (United States Court of Claims, Case No. 368 F.2d 585, Oct. 14, 1966)

Zakázka spočívala ve výstavbě více než 1,6 km dlouhého kolektoru o průřezu pohybujícím se od 0,6 m do 1,8 m a hloubce ražby od 1,5 m do 2,7 m. Geotechnické průzkumy nenaznačovaly zvýšenou hladinu podzemních vod. Výchozí smluvní geotechnické podmínky ovšem uváděly, že „*v oblasti existuje předpoklad vysoké hladiny podzemní vody*“. Zhotovitel předložil claim z důvodu odlišných podmínek staveniště, který doložil dodatečnými náklady vynaloženými v souvislosti s čerpáním vody a odvodňováním. Veřejný objednatel claim zamítl s odkazem na znění výchozích smluvních geotechnických podmínek. Soudce rozhodl, že ke smluvní doložce „*v oblasti existuje předpoklad vysoké podzemní vody*“ je třeba „*přístupovat rezervovaně*“, neboť „*její význam je snížen konkrétními informacemi*“ vyplývajícími z vrtů. Dále soudce usoudil, že předmětná doložka definující smluvní geotechnické podklady (*GBR*) nebyla ničím jiným, než neurčitým varováním, protože termín „*vysoká hladina podzemní vody*“ je „*zpravidla relativním termínem*“, a proto prostřednictvím „*nejasné a nevysvětlené všeobecné doložky o vysoké podzemní vodě*“ nemůže být popřena precizní informace dokázaná geotechnickými vrtvy. Soudce rovněž rozhodl, že opatrný soutěžitel by si měl být vědom skutečnosti, že hladiny podzemní vody každý měsíc kolísají. Tudíž by si opatrný soutěžitel měl být vědom i problému, že namátkové vrtvy v daném čase nemusí být

responsibility. Defense of the employer lied in that the contractor's defective construction efforts were the cause behind the suspension and excessive sagging on the neighboring buildings. The employer further alleged that the contractor undertook in the contract to assume the geotechnical risk. Responding to the employer's defense the contractor alleged to have been prepared to assume the geotechnical risk from the contract only to the extent to what the geotechnical surveying outcomes, as provided by the employer, were correct.

The judge assessed the presented arguments as follows: Responsibility for the manufacturer's process-related discipline shall be borne by the contractor, with this responsibility being nevertheless limited to the extent to what the employer's site supervisor was daily undersigning and confirming the entries into the site logbook, and must have therefore been aware of the on-site happenings. According to the judge, the geotechnical risk belongs, as rule, to the employer. A different contractual arrangement is also possible in theory, but acceptance of the geotechnical risks by the contractor may not relate to the issues resulting from faulty or incomplete probing. The judge nevertheless reprimanded the contractor for not having observed the „*duty to inform and warn (Prüf- und Warnpflicht)*“ and not having „*reasonably*“ scrutinized the information provided by the employer. As a specialized construction entrepreneur the contractor should have been able to recognize the insufficient nature of the geotechnical probing and should have warned the employer accordingly. Finally, both parties must have had their shares in this extra cost. This example clearly illustrates the logics the Austrian law system follows, concerning the geotechnical risk allocation.⁽¹⁵⁾

Case Study #3 from the U.S.: United Contractors v. United States (United States Court of Claims, Case No. 368 F.2d 585, Oct. 14, 1966)

The project objective was to build a more than 1.6km long collector with its cross section ranging between 0.6m to 1.8m and depth of tunneling from 1.5m to 2.7m. Geotechnical surveying revealed no signs of increased ground water levels. The initial contractual geotechnical conditions, however, alleged that „*condition of high groundwater exists in the area*“. The contractor submitted the claim for the reason of different site conditions, having documented it with subsequent cost incurred in connection with water pumping and draining. The public employer rejected the claim, referring to the wording of the initial geotechnical conditions in the contract. The judge decided that the contractual clause „*condition of high groundwater exists in the area*“ was a „*low key message*“ that was „*muffled by the specific information*“ resulting from the boreholes. The judge further considered that the relevant clause defining the contractual geotechnical bases (*GBR*) was nothing else than a kind of vague warning as the term of „*high ground water level*“ is „*obviously a relative term*“, and any precise information proved by the geotechnical boreholes cannot therefore be denied via an „*undefined and unexplained generality of the groundwater*“. The judge took also the decision that a precarious competitor should be aware of the fact that the ground water levels fluctuate every month. A precarious competitor should therefore also be aware of that the random boreholes need not actually be representative at a given point of time. This does not preclude the contractor's right to reasonably rely on the boreholes outcomes as described in the procurement documents.

Case Study #4 from the U.S.: Foster Constr. C.A. & Williams Bros. Co., a Joint Venture etc. v. United States (United States Court of Claims, Case No. 435 F.2d 873, Dec. 11, 1970)

Covering construction of a public infrastructure bridge, the contractual documents included test boreholes report giving account

⁽¹⁵⁾ Mešič, M., Račanský, V. Geotechnická rizika v rakouském právu. Stavebnictví, č. 6-7, 2015, s. 62-63.

⁽¹⁵⁾ Mešič, M., Račanský, V. Geotechnical Risks in Austrian Law. Stavebnictví, no. 6-7, 2015, s. 62-63.

skutečně reprezentativní. Tato skutečnost však nevylučuje právo zhotovitele spoléhat se přiměřeně na výsledky zkušebních vrtů popsanych v zadávací dokumentaci.

Případová studie #4 z USA: Foster Constr. C.A. & Williams Bros. Co., a Joint Venture etc. v. United States (United States Court of Claims, Case No. 435 F.2d 873, Dec. 11, 1970)

Při výstavbě mostu veřejné infrastruktury obsahovala smluvní dokumentace protokoly ze zkušebních vrtů, které popisovaly předpokládané podmínky při hloubení základů pilířů, konkrétně existenci „*poměrně vodonepropustných, stabilních a pevných materiálů*“. Geotechnická dokumentace zakázky ovšem rovněž zahrnovala prohlášení, že geotechnické informace obsažené v geotechnické zprávě a protokolech ze zkušebních vrtů „*nejdou zaručené, nejsou reprezentativní, a že uchazeč se vyzývá k vyvození svých vlastních závěrů*“. Zhotovitel předložil claim z důvodu zastižení většího množství spodní vody při hloubení pilířů, než nasvědčovaly vrty. Claim byl veřejným objednatelům zamítnut s odkazem na doložku v geotechnické zprávě, která uváděla, že vrty nezaručují či nezbytně nereprezentují podmínky staveniště. Soudce rozhodl, že formulace, jejímž cílem je obecné odmítnutí odpovědnosti za správnost záznamů – tj., že tyto záznamy „*nejdou zaručené, nejsou reprezentativní, a že uchazeči se vyzývají k vyvození svých vlastních závěrů*“ – nemůže být oprávněnou obhajobou. Tento případ svědčí o tom, že povrchně formulované doložky odmítající odpovědnost za geotechnickou dokumentaci nejsou považovány za platný nástroj přesunu geotechnického rizika z objednatele na zhotovitele.

Případová studie #5 z USA: Appeal of Alps Constr. Corp. v. The Army Corps of Engineers (Armed Services Board of Contract Appeals „ASBCA“, Case No. 16966, 1973 WL 1894, Sept. 17, 1973)

Zadání veřejné zakázky na výstavbu čističky odpadních vod zahrnovalo výsledky geotechnických vrtů. Článek ve zvláštních smluvních podmínkách však uváděl, že tyto vrty reprezentují podmínky pouze v jejich konkrétním provedení a svislém rozsahu. Tudíž podmínky podpovrchového staveniště mezi vrty musí být odvozeny zhotovitelem, a „*jakékoliv místní odchylky od charakteristiky dané oblasti*“ nebudou považovány za důvod použití změnových smluvních ustanovení. Smlouva přitom neobsahovala definici „*místních odchylek*“ nebo zmíněné „*oblasti*“. Během výstavby zhotovitel uplatnil claim z důvodu zastižení valounů nadměrných velikostí a horniny projevující se větší tlakovou pevností, než určovala zadávací dokumentace. Zhotovitel tvrdil, že na základě geotechnických vrtů měl zastihnout pouze homogenní kusy horniny o maximální velikosti do cca 13 cm.

Při rozhodování o spravedlivé náhradě zhotoviteli senát soudců zamítl dva relevantní argumenty objednatele. Nejdříve senát konstatoval, že příslušné varování zvláštních smluvních podmínek, že v oblastech mezi vrty mohou být zastiženy nadměrné valouny či inkonzistentní hornina, není dostatečně určité či jednoznačné, aby anulovalo závěry vyvozené z výsledků geotechnických vrtů. Dále senát zamítl i druhý relevantní argument objednatele, že každý uchazeč musel předpokládat, že staveniště zakázky bude obsahovat i větší kusy různých typů hornin (nad cca 13 cm). Objednatel postavil svoji obhajobu na skutečnosti, že jakýkoliv odborný zhotovitel by si musel být vědom, že z cca 15 cm profilu průzkumného vrtu je možné vytěžít pouze malé kusy horniny (tj. cca 15 cm a méně): „*Veřejný objednatel tvrdí, že tyto rozměry měly uchazeče upozornit na to, že jsou největším možným rozměrem, který může být vytěžen z cca 15 cm profilu vrtu.*“ Senát se s touto argumentací neztotožnil a uvedl, že „*nikde v dokumentech poskytnutých uchazečům nebyl rozměr profilu*

of the foreseen conditions at making foundation pits for the piles, in particular the presence of “*relatively water-impermeable and stable and firm materials*“. The geotechnical documents for the contract, however, also included the declaration that the geotechnical information contained in the Geotechnical Report and records of the test boreholes “*are not guaranteed, not representations and the bidder is urged to draw his own conclusions*“. The contractor submitted the claim because of his having encountered larger amounts of ground waters while making excavations for the piles than it had seemed obvious from the boreholes. The claim was rejected by the public employer with reference to a clause in the Geotechnical Report, which presented the boreholes as not warranting or representing necessarily the site conditions. The judge came to the decision that the wording aimed at overall refusal of the responsibility for correctness of the records – i.e. that these records “*are not warranted, are not representations, and that the bidder is urged to draw his own conclusions*“ – cannot be any equitable defense. This example gives evidence of that the superficially formulated clauses rejecting responsibility for the geotechnical documentation are not deemed as any applicable instrument for transferring a geotechnical risk onto the contractor from the employer.

Case Study #5 from the U.S.: Appeal of Alps Constr. Corp. v. The Army Corps of Engineers (Armed Services Board of Contract Appeals „ASBCA“, Case No. 16966, 1973 WL 1894, Sept. 17, 1973)

The public procurement documents for construction of a wastewater treatment plant included the geotechnical probing results. In its section about particular contractual conditions the article, however, advised that the relevant boreholes represent the conditions only in their particular form and vertical profile. This is why the subsurface site conditions between the boreholes must be derived by the contractor, and “*any localized variations characteristics of the region*“ will not be deemed as any reason for adding any contractual provisions on variations. The contract also failed to include any definition of “*localized deviations*“ or “*region*“ in question. During the construction, the contractor applied the claim for having come across some excessively sized nuggets and the rocks showing higher level of pressure strength than designated in the procurement documents. The contractor argued to have had encountered (on the basis of prior geotechnical probing) just some homogenous pieces of rocks sized not more than some 13cm.

While making decisions about compensating fairly the contractor, the senate of judges rejected the employer’s two relevant arguments. The senate first stated that the relevant warning in the particular contract conditions that the excessive nuggets or inconsistent rocks may be encountered in the areas between the boreholes is not enough determinate or unambiguous to annul the conclusions drawn from the geotechnical probing results. The senate moreover rejected even the second employer’s relevant argument that every applicant must have foreseen that the contract site will also contain larger pieces of various rock types (over ca 13cm). The employer based his defense on the fact that any dedicated contractor would have had been aware of that only small pieces of rocks (i.e. ca 15cm or less) can be extracted from the probing borehole having some 15cm in diameter: “*The Government contends that these sizes should have alerted a bidder that they were the largest size that could come out of a six inch tube*“. The senate failed to identify themselves with this argumentation and stated that „*nowhere on the documents furnished to the bidders was size of the tube mentioned*“ and this is why the applicants could not discern the employer’s “*asserted significance*“ on dimensions of the rocks extracted from the boreholes profiled like this.

Case Study #6 from the U.S.: Appeal of Bay West Inc., v. The Army Corps of Engineers (Armed Services Board of Contract Appeals „ASBCA“, Case No. 54166, Apr. 25, 2007)

The objective was to take away roughly 170,000 cubic meters of excavated and extracted materials from the *Mississippi (Iowa)* for

vrtnů zmíněn“, a tudíž uchazeči nemohli rozpoznat „zamýšlený výklad“ objednatele o rozměrech hornin vytěžených z těchto profilů průzkumných vrtů.

Případová studie #6 z USA: Appeal of Bay West Inc., v. The Army Corps of Engineers (Armed Services Board of Contract Appeals „ASBCA“, Case No. 54166, Apr. 25, 2007)

Zakázka spočívala v odvozech zhruba 170 000 kubických yardů vyrubaného a odtěženého materiálu z řeky *Mississippi (Iowa)* za paušální cenu cca 1,5 mil \$. Zhotovitel si vyložil údaje zadávací dokumentace tak, že odtěžený materiál se bude skládat především z vyrubaného písku. Ve svém claimu zhotovitel požadoval úhradu dodatečných nákladů spojených se zastížením balvanů, uvolněné horniny, pytlů s pískem a plastových fólií. Specifikace odtěžování upozorňovala uchazeče, že mají očekávat „stromy a jisté menší množství odpadu“, který může zahrnovat „valouny, suť, dráty, pařezy a větve z provedených záseků a jiný odpad“. Na základě tohoto upozornění veřejný objednatel claim zamítl s odůvodněním, že uchazeči byli varováni před možným výskytem valounů v odtěženém materiálu.

Protože smlouva neobsahovala rozměrovou definici „valounů“, soudce použil obecnou slovníkovou definici přirovnávající valoun k malému kusu horniny. Jelikož zhotovitel zastihl kusy horniny v rozmezí od velikosti pěsti až k cca 60 cm v průměru (o hmotnosti více než 15 kg), pouhý odkaz na „valouny“ ve specifikaci odtěžování neposoudil soudce za dostatečný k upozornění zhotovitele na možné zastížení nadměrných kusů horniny, tedy víceméně balvanů. Tento případ opět demonstruje skutečnost, že všeobecné charakteristiky obsahující vágní a neměřitelné pojmy jsou pro účinnou alokaci rizika nevhodné.

Případová studie #7 z USA: Whiting – Turner/A.L. Johnson Joint Venture v. General Services Admin. (General Services Board of Appeals „GSBCA“, Case No. 15401, Dec. 5, 2001)

Žalobcem byl v tomto případě inženýr pověřený veřejným objednatelem k řízení výstavby nové budovy v *Atlantě (Georgia)* metodou dodávky „Construction Management“. Podzhotovitel vodotěsné komory claimoval zastížení vysokých přítoků podzemní vody. V půdorysu budovy bylo provedeno celkem 7 vrtů: tři podél západního kraje půdorysu, které odhalily přítomnost podzemní vody 11 až 12 m pod povrchem, jeden vrt ve střední části půdorysu, který odhalil „potenciál podzemní vody v hloubce 11 m“, a tři vrty na východní straně půdorysu, které žádné podzemní vody neodhalily.

Zadání popisovalo přítomnost podzemní vody následovně: „Přítomnost či nepřítomnost vody ve vrtných sondách v okamžiku vrtání nutně neznamená, že podzemní voda se zde nebude vyskytovat v jiný okamžik. Hladiny podzemních vod sezoně kolísají a jsou závislé na množství dešťových srážek spadlých v měsíci předcházejícím měsíci, ve kterém byly sondy provedeny.“ Navíc, zadávací dokumentace doporučovala uchazečům vzít v úvahu, že podmínky vymezené zkušebními vrty se mohou v různých místech a různých dobách lišit.

Odvolávající se na pravidlo, že zkušební vrty „se považují za nejspolehlivější odraz podpovrchových podmínek“, soudce rozhodl, že objednatelův pokus o alokaci rizika považuje pouze za „obecná ustanovení o zbavení se odpovědnosti“, která nemají přednost před konkrétními popisy a údaji vyplývajícími z vrtů: zejména, že střední a východní části půdorysu budovy budou suché.

the flat price of ca 1.5 million \$. The contractor construed the data from the procurement documents in the way that the extracted materials would mainly consist of the excavated sand. In his claim, the contractor requested to be compensated for the additional cost in connection with occurrence of the boulders, loose rocks, bags with sand, and plastic foils encountered. The excavation specifications notified the applicants to expect “trees and some other minor amounts of debris” that may include “stones, rubble, wire rope, stumps, trees from snagging operations, and other debris”. Regarding this notification, the public employer rejected the claim with the justification that the applicants were warned of possible stones occurrences in the materials excavated.

As the contract failed to include any dimensional definition of these “stones”, the judge used the broad dictionary-like definition juxtaposing a stone to a small piece of rocks. As the manufacturer came upon the pieces of rocks from the ones sized like a fist to those having up to ca 60cm in diameter (weighing more than 15kg), mere reference to “stones” in the excavation specifications was not considered by the judge as being enough to notify the contractor of the possibility that excessive pieces of rocks, i.e. more or less boulders might be encountered. This example again illustrates the fact that the overall characteristics, containing vague and immeasurable concepts, are inapt for efficient risk allocation.

Sase Study #7 from the U.S.: Whiting – Turner/A.L. Johnson Joint Venture v. General Services Admin. (General Services Board of Appeals „GSBCA“, Case No. 15401, Dec. 5, 2001)

Here, the petitioner was an engineer set apart by the public employer to supervise construction of a new building in *Atlanta (Georgia)*, using the “Construction Management” method. A subcontractor for watertight chambers claimed his encounter with high ground water inflows. The total of 7 boreholes were made across the building ground plan, three along its western borderline, which revealed presence of ground water 11 to 12m below the surface, one borehole in the middle area, which discovered a “possible groundwater at the depth of 11m”, and three boreholes on the eastern edge, which failed to reveal any ground waters.

The procurement documents gave account of the ground water presence as follows: “The presence or absence of water in the boreholes at the time of drilling does not necessarily mean the groundwater will or willnot be present at other times. Groundwater levels fluctuate seasonally and are related to the amount of rainfall received in months prior to the observations”. Furthermore, the procurement documents addressed the applicants with the recommendation to take into account that the conditions delineated by the probing might differ locally and over time.

Referring to the rule that the test boreholes are “considered the most reliable reflection of subsurface conditions,” the judge decided to consider the employer’s risk allocation attempt merely as “broad, exculpatory clauses” that do not overrate any particular description with the data resulting from the boreholes probing: mainly that the medium and east parts of the building ground plan are to be dry.

B. Examples of Purposeful Geotechnical Risk Allocation Methods

Following the above-described purposeless employer’s geotechnical risk allocation attempts let’s now pay attention to a couple of exemplary litigations where the judges accepted this risk allocation method as partly enforceable:

Case Study #8 from the United Kingdom: Obrascon Huarte Lain SA („OHL“) v. Her Majesty’s Attorney General for Gibraltar, EWHC 1028 (TCC), 2014

A public employer entered into the contract, using the form from the “FIDIC Yellow Book 1999” (P/DB), whose subject

B. Příklady účelných způsobů alokace geotechnického rizika

Po výše popsaných neúčelných pokusech objednatel alokovat geotechnické riziko nyní obrátíme pozornost k ukázkám soudních případů, ve kterých soudci uznali způsob alokace tohoto rizika za částečně vynutitelný:

Případová studie #8 z Velké Británie: Obrascon Huarte Lain SA („OHL“) v. Her Majesty's Attorney General for Gibraltar, EWHC 1028 (TCC), 2014

Veřejný objednatel uzavřel smlouvu o dílo podle smluvního vzoru „FIDIC Yellow Book 1999“ (P/DB), jejímž předmětem byla výstavba silničního tunelu pod přistávací plochou letiště v *Gibraltaru* za cenu 30,2 mil. £. Účelem zakázky bylo trvalé zprůjezdění jediné silniční komunikace spojující Gibraltar se Španělskem vedoucí napříč ranvejí a uzavírané nepravidelně vždy po dobu přistávání letadel. Zakázka byla provázena dohady o mimořádně nízké ceně. Objednatel odstoupil od smlouvy po dvou a půl letech trvání výstavby (původní lhůta výstavby činila 2 roky) a realizaci jen něco mála přes 1/4 rozsahu prací. Zhotovitel do té doby vyfaktoval kolem 1/3 nabídkové ceny a odhadoval, že dokončení stavby by si vyžádalo ještě 80 mil. £ navíc plus náhradu za provedení odvodnění, dekontaminaci podzemní vody, odtěžení a uskladnění kontaminovaného materiálu. Tyto výkony považoval zhotovitel za nepředvídatelné a nezahrnul je do nabídkové ceny. Předmětem sporu bylo jednak, zda objednatel odstoupil od smlouvy oprávněně, a za druhé, zda rozsah množství kontaminovaného výrubu byl, nebo nebyl předvídatelný zkušeným zhotovitelem v době podání nabídky.

Ačkoliv průzkumy staveniště nezaznamenaly extrémní výskyt poruch, zadávací dokumentace obsahovala detailní zprávu o prostředí staveniště tzv. „*Environmental Statement*“, která upozorňovala zhotovitele na to, že staveniště je umístěno v blízkosti skladiště ropy a v minulosti sloužilo jako střelnice a místo jiných vojenských aktivit. „*Environmental Statement*“ proto doporučovala uchazečům, aby ocenili riziko zastižení jistého množství kontaminované zeminy během ražeb. Zhotovitel kontaminovanou zeminu skutečně zastihl, ovšem v takovém rozsahu a množství, které výrazně překročily jeho očekávání a způsobily mu obrovské zpoždění a ztráty nabourávající ekonomickou rovnováhu smlouvy. Tato skutečnost, nezhojitelné rozpory se zhotovitelem, přerušení ražeb a nutnost vypracování nové projektové dokumentace zhotovitele představovaly nejzávažnější důvody pro odstoupení od smlouvy objednatelem.

Soudce stavebního a technologického soudu v Londýně rozhodl ve větší míře ve prospěch objednatele, tedy že odstoupení bylo oprávněné a geotechnické podmínky v určité míře předvídatelné. Soudce zdůvodnil svůj postoj tím, že zkušený zhotovitel se neměl v tomto případě omezovat při analýze geotechnických informací pouze na průzkumy staveniště a vzorky odebrané v době přípravy zakázky. Měl vzít v úvahu vzhledem k umístění staveniště rovněž jeho historické pozadí, tedy skutečnost, že prostředí bylo po mnoho staletí ovlivňováno vojenským využitím, které předznamenává přítomnost těžkých kovů, stopových chemických prvků, uhlovodíků a souvisejících derivátů. Soudce rovněž v rozsudku naznačil, jak se měl zhotovitel v tomto konkrétním případě zachovat: a) vytvořit si cenovou přírážku spojenou s pravděpodobně vysokým výskytem kontaminovaného materiálu; b) naprojektovat si a ocenit další zkušební vrty za účelem zmapování kontaminace a přijetí vhodných metod odtěžování; c) naprojektovat si a ocenit odstranění vyrubaného materiálu znečištěného pravděpodobně nebezpečnými látkami. Zhotovitel při ražbě rovněž claimoval zastižení většího množství pevnější horniny, než předpokládalo zadání. Tento nárok soudce uznal i přes

was construction of a road-traffic tunnel under runway of the *Gibraltar Airport* for the price of 30.2 mil. £. Purpose of the contract was to make the only road connection between Gibraltar and Spain, routed across the runway and being therefore randomly closed whenever the planes were landing, permanently passable. Polemics around this incredibly low price accompanied the tender. Having realized just a little above a quarter of the contract scope, the employer rescinded from the contract after two and half year of the construction works (initial time for completion was 2 years). Since then, the contractor had invoiced about 1/3 of the tender price, estimating that the project completion would require extra 80 mil. £ plus compensation for the drainage carried out, ground water decontamination, extraction and dumping of the contaminated materials. The contractor deemed these performances as unforeseeable, not having included them in his tender price. The dispute went on around two things, firstly, whether or not the employer rescinded from the contract equitably, secondly, whether or not the scope of the contaminated dugout quantities were foreseeable by an experienced contractor at the bid submission.

Even though the site investigations failed to record any extreme defective occurrences, the procurement documents included a detail report about the site environment, so-called „*Environmental Statement*“, reminding the contractor of the fact that the site is situated near the crude oil storage grounds and that it was used as a shooting range and field for other military activities in the past. The „*Environmental Statement*“ therefore gave to the applicants the recommendation to assess the risk of encountering an amount of contaminated earth during the tunneling. The contractor actually came upon the contaminated earth, but to such an extent and in such amounts largely in excess of his expectations and caused him a huge delay and losses that broke any balance of economy in the contract. This fact, unhealable conflicts with the contractor, suspension of tunneling, and the necessity to prepare a new contractor's design documents were the most serious reasons behind the employer's termination of the contract.

Judge of the Technology & Construction Court in London made resolution rather largely in favor of the employer, i.e. that his withdrawal was equitable and the geotechnical conditions foreseeable to an extent. The judge gave a rationale in support of his stance, saying that an experienced contractor should not have confined himself, while analyzing the geotechnical information, only to site investigations and the samples taken while the project was being prepared. Regarding the site location, he should also have taken into account its historical background, i.e., the fact that that the environment was being, over many centuries, influenced by its military utilization, which presignals presence of heavy metals, trace chemical elements, hydrocarbons, and related derivatives. The judge also suggested in the judgment a desirable contractor's conduct in such a particular case: a) to set up a price surcharge in connection with a likely high occurrence of contaminated materials; b) to outline and assess other test boreholes for mapping of the contamination and adoption of suitable extraction methods; c) to outline and assess removal of the excavated materials contaminated with potentially hazardous substances. While tunneling, the contractor also claimed encounter with larger amounts of more compact rocks than foreseen in the procurement documents. The judge accepted this claim even despite the employer's argumentation that an experienced contractor should have foreseen even 4-times more of these solid rocks.

Case Study #9 from the U.S.: International Technology Corp. v. Donald C. Winter (U.S. Ct. of Appeals for the Federal Circuit, Case No. 523 F.3d 1341, Apr. 18, 2008)

The contractor undertook to a public employer to remove the contaminated earth from the grounds managed by the navy on

argumentaci objednatele, že zkušený zhotovitel měl předvídat ještě cca čtyřikrát více této pevnější horniny.

Případová studie #9 z USA: International Technology Corp. v. Donald C. Winter (U.S. Ct. of Appeals for the Federal Circuit, Case No. 523 F.3d 1341, Apr. 18, 2008)

Zhotovitel se zavázal veřejnému objednateli, že odtěží kontaminovanou zeminu z prostor spravovaných válečným loďstvem na základě nákladové ceny (cost plus). Jeho podzhotovitel vůči němu uplatnil subdavatelský claim. Tento claim byl založený na skutečnosti, že kontaminovaná zemina obsahovala vyšší množství jílu, než předpokládala zadávací dokumentace. Podzhotovitel tvrdil, že podíl koncentrace jílu v kontaminované zemině vyšší než 10 % zvýšil jeho náklady na záběry plynulého odtěžování z důvodu omezené propustnosti zeminy.

Soudce se tudíž musel zabývat předběžnou otázkou, zda zadávací dokumentace jako celek vůbec uváděla podíl obsahu jílu v kontaminované zemině menší než 10 %. První ze dvou zadávacích podkladů charakterizujících geologické podmínky staveniště obsahoval tabulku nazvanou „*charakteristiky zeminy*“. Ta zahrnovala devět vzorků s údaji o podílu obsahu jílu v kontaminované zemině v rozmezí od 6 % do 11 %. Nicméně druhý zadávací podklad uváděl podíl obsahu jílu v kontaminované zemině od 23 % do 28 %.

Soudce zamítl subdavatelský claim ze dvou hlavních důvodů. Za prvé, informace obsažené ve druhém zadávacím podkladu o podílu obsahu jílu 23–28 % zabraňují odpovědnému zhotoviteli interpretovat smluvní dokumentaci tak, že předpokládá pouze nižší stupeň podílu přítomnosti jílu uváděném v prvním zadávacím podkladu (v rozmezí od 6 % do 11 %). Za druhé soudce rozhodl, že rozdíly v obou zadávacích podkladech měly sloužit odpovědnému zhotoviteli jako varování, že problémy s propustností můžou znamenat překážku efektivního využití odtěžovací technologie.

Případová studie #10 z Velké Británie: Van Oord UK Limited & Sicim Roadbridge Limited v. Allseas UK Limited, EWHC 3074 (TCC), 2015

Zakázka spočívala ve výstavbě plynového potrubí na Shetlandských ostrovech. Podzhotovitel žaloval generálního dodavatele o cca 10 milionů £ jako náhradu za překonání překážek prací způsobených nepředvídanými podpovrchovými podmínkami. Podzhotovitel z důvodu zastižení hlubší vrstvy rašeliny, než předpokládala předmluvní dokumentace, použil jinou metodu ražeb, než uvažoval při přípravě nabídky, čímž mu narostl čas a náklady nezbytné pro dokončení díla.

Soudce zamítl subdavatelský claim z těchto hlavních důvodů: První důvod byl formální, tedy zhotovitel nesplnil notificační požadavky definované ve změnách ustanoveních smlouvy. Konkrétně nedoručil včas žádost o variaci metody ražby, a dále formálně oznámil nárok pouze na prodloužení času, bez explicitního odkazu na zvláštní ustanovení smlouvy týkající se ocenění variačních prací. Druhým důvodem byla skutečnost, že zadání ani přijatá nabídka nebyly omezeny na konkrétní technologii ražby. Zvolení metody výstavby patřilo ryze do sféry odpovědnosti zhotovitele. Za třetí zhotovitel neunesl důkazní břemeno, že jako zkušený subjekt nemohl podpovrchové podmínky rozumě předpokládat, například nepředložil relevantní znalecký posudek. Za čtvrté soudce konstatoval, že zkušený zhotovitel se při přípravě nabídky nemůže omezovat na geotechnické informace obsažené v předmluvních dokumentech, tedy musí s určitou rozumnou mírou nepředvídatelnosti v nabídce počítat. Posledním hlavním důvodem zamítnutí claimu byla skutečnost, že zhotovitel nedokázal prokázat spojitost mezi předmluvní informací o předpokládané mocnosti vrstvy rašeliny a svým oceněním příslušných jednotkových cen a položkových sazeb. Ocenění těchto prací totiž podzhotovitel provedl ještě před obdržáním předmluvní dokumentace. To narušilo celou koncepci jeho claimu.

the cost plus basis. His subcontractor raised a subcontractor's claim against him. This claim was based on the fact that the contaminated earth contained more clay than foreseen in the procurement documents. The subcontractor held that the clay concentration percentage in the contaminated earth over 10% increased his cost for continuous extraction steps because of the earth's limited permeability.

The judge had therefore to deal with the issue whether or not the procurement documents as a whole did, at all, mention any clay contents in the contaminated earth as less than 10%. The first of the two procurement sources, characterizing the site geological conditions, contained a chart inscribed "Soil Characteristics". This chart included nine samples with information on the clay contents in the contaminated earth as ranging from 6% to 11%. Nevertheless, the second procurement source advised clay contents in the contaminated earth as ranging from 23% to 28%.

The judge rejected the subcontractor's claim for two main reasons. Firstly, the information contained in the second procurement source (on clay percentage between 23–28%) prevent any responsible contractor from interpreting the contractual documents as foreseeing only a lower level of clay portion stated in the first procurement source (ranging from 6% to 11%). Secondly, the judge decided that the differences between both procurement sources should have been understood by a responsible contractor as a warning that the permeability problems may imply an obstacle precluding any effective use of the earth extraction plant.

Case Study #10 from the United Kingdom: Van Oord UK Limited & Sicim Roadbridge Limited v. Allseas UK Limited, EWHC 3074 (TCC), 2015

The contract's objective was to construct a gas pipeline on the Shetland Islands. The subcontractor filed a lawsuit against the main contractor, claiming from him ca 10 million £ as compensation for overcoming the obstacles in work due to unforeseen subsurface conditions. As having encountered deeper layers of peat than foreseen in the pre-contract documents, the subcontractor employed a different method of tunneling than he had planned during compilation of his bid, which increased his time and cost for completion of the work.

The judge rejected the subcontractor's claim for the following main reasons: The first reason was formal, i.e. the contractor failed to meet the notification requirements defined in the variation-related provisions of the contract. In particular, he failed to timely deliver a tunneling method variation request, having moreover announced only a time extension claim without any explicit reference to a particular contractual provision concerning the assessment of the variation works. The second reason was the fact that neither the procurement document, nor the bid accepted did confine itself to any particular tunneling technique. Selection of a particular method of construction was solely up to the contractor. Thirdly, the contractor failed to withstand burden of proof as, despite of being experienced, he could not reasonably foresee the subsurface conditions, failing, for example, to submit a relevant expert opinion. Fourthly, the judge stated that an experienced contractor, while preparing a bid, cannot confine himself to the geotechnical information from the pre-contract documents, and must therefore reasonably reckon with a reasonable level of unforeseeability. The last main reason behind the claim rejection was the fact that the contractor was unable to show connection between the pre-contract information on foreseen thickness of the peat layer and his assessment of the respective unit prices and item rates. In fact, the subcontractor carried out assessment of these works still before receiving the pre-contract documents. This disrupted entire concept of his claim.

ZÁVĚR

Kontinentální i angloamerický právní systém včetně příslušné judikatury a sektorových zvyklostí se ve většině případů shodují v tom, že riziko odlišných geotechnických podmínek a další skrytá rizika pozemku staveniště patří při výstavbě v podzemí vlastníkovému staveništi, tedy typicky objednateli. Vždy je ovšem nutné vzít v potaz vliv místního rozhodného práva.

Staveniště včetně jeho podloží a dostupných geotechnických prognóz o jeho vlastnostech se obecně považují za věc předanou objednatelem zhotoviteli k provedení díla, a proto objednatel zodpovídá za jakékoliv její nedostatky, které ovlivňují provedení prací zhotovitele. Této skutečnosti ovšem zhotovitel nemůže zneužívat k jakýmkoliv spekulacím ve své nabídce, naopak musí jako profesionál (zkušený zhotovitel) staveniště a dostupné údaje přiměřeně přezkoumat a objednatele před možnými komplikacemi varovat. Zhotoviteli se doporučuje vést záznamy o tom, že nijak nezanedbal tuto svoji odbornou péči, a kromě zadávacích podkladů přiměřeně přezkoumal i všechny ostatní dostupné údaje o staveništi a zúčastnil se prohlídky staveniště (byla-li umožněna). Vždy se ovšem tato jeho činnost musí posuzovat s ohledem na čas pro přípravu nabídky, obvyklé náklady na přípravu nabídky a dostupnost staveniště. Zhotovitel musí mít schopnost rozumně odůvodnit interpretaci těchto údajů a způsob jejího promítnutí do své nabídkové ceny. Zhotovitel musí též věnovat zvýšenou pozornost textu smlouvy a zadávací dokumentace z hlediska alokace rizika a jeho povinností v průběhu realizace z hlediska řízení geotechnických rizik.

Smluvní ujednání o sdílení nebo převzetí geotechnického rizika zhotovitelem jsou v rámci soukromoprávního principu svobodné vůle sice dovolená, ale musí se v takové situaci postupovat promyšleně, v dobré víře a odpovědně. Sdílení nebo přenos geotechnického rizika musí být především transparentní. Význam transparentnosti je typicky povýšen u veřejných zakázek. Jelikož půjde vždy o výraznou odchylku od obecných právních principů i stavebním sektorem vyvinutých doporučujících norem, bude každé případné přenechání geotechnického rizika zhotoviteli spjato s přísnějším soudcovským přezkumem, co se týče určení mezních hodnot pro převzetí tohoto rizika a spravedlivé odměny za převzetí tohoto rizika. Netransparentní přenesení geotechnického rizika na zhotovitele se v rámci kalkulace nabídky ve veřejných tendrech může projevit tím, že nabídky jednotlivých uchazečů budou neporovnatelné. Tím objednatel vytvoří výhodu pro ty uchazeče, kteří geotechnická rizika nezahrnou do své ceny, čímž se automaticky generují další velká rizika ovlivňující efektivitu zakázky. Objednatel proto musí při rozhodnutí o míře alokace geotechnického rizika zhotoviteli nastavit všem uchazečům stejné výchozí geotechnické podmínky pro ocenění. V opačném případě dojde pravděpodobně k netransparentnímu ocenění. Neocení-li uchazeč transparentně takto stanovené riziko, měla by jeho nabídková cena nebo její příslušná část být přezkoumána pro podezření na mimořádně nízkou cenu.

Smluvní podmínky zakázky pak musí obsahovat ustanovení řešící odlišné podmínky staveniště včetně mechanismu kompenzace při zastižení odlišných podmínek, mechanismu čerpání rezervy, postupů pro včasné řešení a prevenci škod, jako je povinnost varovat, povinnost oznámit nároky na kompenzace pod sankčními lhůtami a registr rizik. Zhotovitel musí dále ctít zásadu prevence škod a minimalizovat negativní dopady nepředvídatelných událostí a ve svém zájmu vést samostatné záznamy o dopadu nepředvídatelných

SUMMARY

Including their case laws and sector habits, both the continental and Anglo-American law systems mostly agree in that the risk of different geotechnical conditions and other hidden risks that cling to the site grounds belong, in underground construction, to the site owner, typically therefore an employer. Influence of a local governing law, however, must always be taken into account.

Including its subsoil and available geotechnical prognoses on its features, the site is widely perceived as an item handed by an employer over to a contractor for execution of a work, and this is why the employer is responsible for any drawbacks that will influence execution of the contractor's work. The contractor cannot, however, misuse the above for any speculations in his bid, but – on the contrary, must – as a professional (experienced contractor) reasonably review the site and available data, and warn the employer of potential complications. The contractor is recommended to keep records of that he has not neglected this professional care in either way and of his having reasonably scrutinized not only the procurement sources, but also all the available site information and of his having taken part in the site inspection (if allowed to do so). But this activity of the contractor must always be assessed in respect of the bid preparation time span, of usual bid preparation cost, and site availability. The contractor must have ability to reasonably justify interpretation of these data and the way they will find their reflection in the tender price. The contractor must also pay more attention to wording of the contract and procurement documents from the viewpoint of risk allocation and of his duties during the realization, regarding the geotechnical risk management.

Although the contractual arrangements on geotechnical risk sharing or acceptance are allowed, based on the free-will principle, but the relevant advance must be – in such a situation – sophisticated, in good faith, and responsible. Geotechnical risk sharing or transfers must mainly be transparent. Importance of transparency is typically enhanced in public contracts. As it is always a bold deviation from widely applicable law principles and from the unbinding standards developed in the construction industry, every potential transfer of the geotechnical risk onto the contractor will be tied up with a more rigorous judge's review as to the specification of this risk acceptance limits and to a fair remuneration therefore. A non-transparent transfer of the geotechnical risk onto the contractor can – within the public tender bid estimations – find its reflection in incompatibility of the individual applicants' bids. The employer will thus do favor to the applicants who will not include the geotechnical risks in their prices. This will automatically give rise to additional great risks with impacts on the project efficiency. While deciding about the geotechnical risk allocation level, the employer must set the same initial geotechnical conditions for assessment to all the applicants. Otherwise, a non-transparent assessment will likely result. If an applicant fails to transparently assess the risk stipulated like this, his tender price or its relevant portion should be checked for an extraordinarily low price.

The project's contractual conditions must then contain a provision dealing with the different site conditions, including the mechanism for compensations should different conditions be encountered, the mechanism of withdrawals from reserve, processes for settling timely and preclude damages, such as the duty to warn, the duty to report the compensation claims subject to penalization dates, and register of risks. The contractor must further honor the damage prevention principle and minimize adverse impacts of unforeseeable events and keep – in his own interest – separate records of impact of the unforeseeable conditions

podmínek základové půdy do času a nákladů tak, aby unesl důkazní břemeno.

Mgr. DAVID HRUŠKA,
david.hruska@metrostav.cz, Metrostav a.s.,
JUDr. LUKÁŠ KLEE, Ph.D., LL.M, MBA,
klee@email.cz, Právnická fakulta UK, Metrostav a.s.

Recenzovali / Reviewed: Ing. Jindřich Řičica,
Mgr. Petr Hocký

OBEČNÁ POZNÁMKA K POJMOSLOVÍ

Základní účastníky stavební zakázky pojmenovává praxe vždy podle toho, v jaké společensko-právní poloze se dotyčné osoby v příslušné fázi zakázky nalézají. Pokud tento článek používá pojem „objednatel“, rozumí tím pro zjednodušení osobu, která (i) vytváří záměr něco postavit, (ii) specifikuje cíl, kterému bude stavba sloužit, (iii) která opatřuje peníze k jejich přeměně na stavbu a (iv) vyhledává osobu, která stavbu postaví. Pokud by jinak právnímu kontextu článku vyhovovalo přesnější označení osoby objednatele (např. „investor“, „stavebník“, „zadavatel“, „zákazník“, „financier“ apod.), neděje se tak ryze z důvodů zjednodušení a sjednocení názvosloví.

Rovněž pojem „zhotovitel“ používá článek jako zkratku pro různá označení této osoby (např. „stavební podnikatel“, „dodavatel“, „uchazeč“ apod.).

Označením „správce zakázky“ tento článek pojmenovává osobu, kterou najímá objednatel nejčastěji na základě smlouvy o poskytnutí služby, a která se zabývá koordinací, monitorováním, dohlížením na soulad s normami, potvrzuje provedené práce, zkouší je a přejímá, realizuje změnová řízení, řeší otázky změn ceny a harmonogramu, vyhodnocuje claimy, interpretuje obsah smlouvy a je povinná vyvíjet úsilí k předcházení sporům. Pokud by jinak právnímu kontextu článku vyhovovalo přesnější označení osoby správce zakázky (např. „správce stavby“, „stavební dozor“, „zástupce objednatele“, „manažer realizace“, „certifikátor“, „administrátor“, „inženýr“ apod.), neděje se tak ryze z důvodů zjednodušení a sjednocení názvosloví.

Příspěvek se stejným názvem a obdobným obsahem byl autory prezentován v rámci „Sekcie 5. Zmluvné vzťahy a manažment rizík a doplňujúce prednášky“ u príležitosti konferencie s mezinárodní účastí „Tunely a podzemné stavby 2015“, pořádané Slovenskou tunelářskou asociací (STA) ve dnech 11.–13. listopadu 2015 v Žilíně (SK).

Rovněž byl obsah tohoto článku pod stejným názvem zařazen mezi příspěvky „13. Mezinárodní konference – Podzemní stavby Praha“ a „3. Východoevropské tunelářské konference (EETC 2016)“, pořádané Českou tunelářskou asociací (CzTA) ve dnech 23.–25. května 2016 v Praze (tematická sekce 7. Rizika, smluvní vztahy a financování).

in the foundations subsoil on time and cost, so that he could withstand the burden of proof.

Mgr. DAVID HRUŠKA,
david.hruska@metrostav.cz, Metrostav a.s.,
JUDr. LUKÁŠ KLEE, Ph.D., LL.M, MBA,
klee@email.cz, Právnická fakulta UK, Metrostav a.s.

GENERAL NOTE TO USE OF TERMINOLOGY

The practice identifies the essential participants of construction project always depending on their social-legal position concerned respective stage of the project. If this article uses the term “employer”, it means for easier understanding the person, who (i) generates an intention to build something, (ii) specifies the purpose of the construction, (iii) provides funds for their conversion into the construction and (iv) searches for the person who will build the construction. If should otherwise the legal context of the article comply with more accurate identification of the employer (e.g. “investor”, “builder”, “owner”, “principal”, “client”, “provider” etc.), it is purely for the reason of easier understanding and unifying of terminology.

It is also used in the article the term “contractor” as abbreviation of various indications of this person (e.g. “construction entrepreneur”, “supplier”, “bidder” etc.).

Under the term “contract administrator” this article means a person hired by the employer on a professional service agreement basis, who deals with coordination, monitoring, supervision of compliance with standards, who certifies the works done, testing, taking over, who participates in variation, price and time management, claim evaluation, contract interpretation and dispute avoidance. If should otherwise the legal context of the article comply with more accurate identification of the contract administrator (e.g. “engineer”, “employer’s agent”, “employer’s representative”, “construction manager”, “certifier”, “determiner” etc.), it is purely for the reason of easier understanding and unifying of terminology.

A contribution with the same title and similar contents has been presented by the authors within “Sekcie 5. Zmluvné vzťahy a manažment rizík a doplňujúce prednášky” at the international conference “Tunely a podzemné stavby 2015”, held by Slovenská tunelářská Asociácia (Slovak Tunneling Association – STA) in Nov. 11 to 13 2015 in Žilina (SK).

The content of this article with the same title has been also included between contributions of „13th International Conference - Underground Construction Prague 2016“ and „3rd Eastern European Tunnelling Conference (EETC 2016)“, held by Czech Tunneling Association (CzTA) in May 23 to 25 2016 in Prague (Session 7. Risk Management, Contractual Relationships and Funding).

LITERATURA / REFERENCES

- ASCE (American Society of Civil Engineers): *Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction: Guidelines and Practises*. New York: 1997.
- BARBER, J. *The Foresight Saga*. Academic paper for Module B 2012-13 – King's College London: 1992 revised January 2013.
- HOSIE, J. FIDIC: Red, Yellow and Silver – The Treatment of Unforeseen Physical Conditions. *Construction Law Review*, 2014, s. 7-9.
- KLEE, L. *International Construction Contract Law*. First Edition. John Wiley & Sons, Ltd.: 2015.
- KLEE, L. *Stavební smluvní právo*. Wolters Kluwer ČR, a. s.: Praha 2015.
- MASOPIST, J. Geotechnická rizika v právu SRN a závěrečné shrnutí. *Stavebnictví*, č. 9, 2015, s. 62-64.
- MEŠIČ, M., RAČANSKÝ, V. Geotechnická rizika v rakouském právu. *Stavebnictví*, č. 6-7, 2015, s. 62-63.
- PARNASS, J., STAHELI, K. *The Legal Impact of Geotechnical Baseline Reports*. No-Dig Show Chicago, Illinois, May 2-7. North American Society for Trenchless Technology: 2010.
- ROZSYPAL, A. Základní geotechnická zpráva – nástroj pro řízení geotechnických rizik při tunelování. *Tunel*, č. 4, 2006, s. 20-26.
- ŘIČICA, J. Proč jsou v ČR opomíjena geotechnická rizika. *Stavebnictví*, č. 5, 2015, s. 56-57.
- UHRIN, M. Geotechnická rizika v právu Velké Británie. *Stavebnictví*, č. 8, 2015, s. 60-61.
- VYGEN, K., JOUSSEN, E. *Bauvertragsrecht nach VOB and BGB Handbuch des privaten Baurechts*. Fifth Edition. Werner Verlag: Köln 2013.

C310 TUNELY POD TEMŽÍ CROSSRAIL C310 THAMES TUNNEL

RIKU TAURIAINEN, RAINER RENGSHAUSEN, ANDREAS RAEDLE

ABSTRAKT

Projekt Crossrail byl v časopise *Tunel* již několikrát zmiňovaný, a proto zde není třeba ho znovu popisovat z celkového pohledu. Uváděný příspěvek se věnuje samostatné části projektu Crossrail, která nese označení C310 – Tunely pod Temží. Projekt C310 se nachází ve východní části Londýna v oblasti Woolwich a společnost HOCHTIEF jej realizovala v horizontálním sdružení se společností Murphy. Jedná se o velice zajímavou tunelovou stavbu raženou kombinovanými štíty s řadou technických aspektů, se kterými se bylo nutno v průběhu přípravy i realizace stavby vypořádat. Zejména šlo o posouzení rizik optimální volby stroje vhodného do specifických a velmi složitých podmínek ražby a proces separace vytěženého materiálu. Úsek C310 spojuje portálové oblasti Plumstead a North Woolwich dvěma tubusy budoucí železnice, jejichž délka je přibližně 2,6 km a vnitřní průměr každého tunelu je 6,2 m. Úsek C310 byl ražen dvěma stejnými štíty s vnějším průměrem 7,12 m, každý razil jednu tunelovou troubu a jejich vzájemný odstup byl přibližně 3 měsíce. Maximální dosažený týdenní postup byl 156 m. Sdružení Hochtief – Murphy získalo za tento projekt ocenění „Green Line Award“ za dodržení vysokého standardu vlivu stavby na životní prostředí v průběhu realizace.

ABSTRACT

General information about the Project Crossrail have been published in periodical *Tunel* many times so due to this fact there is no need for another description of the project from its global point of view. This paper is aimed to standalone part of the Crossrail Project called C310 – Thames tunnel. HOCHTIEF Murphy Joint Venture (HMJV) was responsible for the construction of two tunnels underneath the River Thames, under the contract name C310 Thames Tunnel. C310 is a challenging project excavated by two mixed shields with a few technical aspects which have to be handled during the preparation phase and during the realisation of the project. The most important aspects were especially risk evaluation process for optimal machine election for excavation in very difficult and specific geotechnical behaviour and separation process of excavated material. The contract C310 comprises the construction of both the Plumstead and North Woolwich Portals, as well as the twin tube Thames Tunnel which has a length of approximately 2.6km between the two portals and inner diameters of tunnel tubes are 6.2m. Section C310 has been excavated by two mix shields with outer diameter 7,12m, each shield for one tunnel tube. First shield started approximately 3 months before the second shield. Hochtief – Murphy JV received a 'Green Line award' for reaching Crossrail's high standard of environmental engagement.

ÚVOD A ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

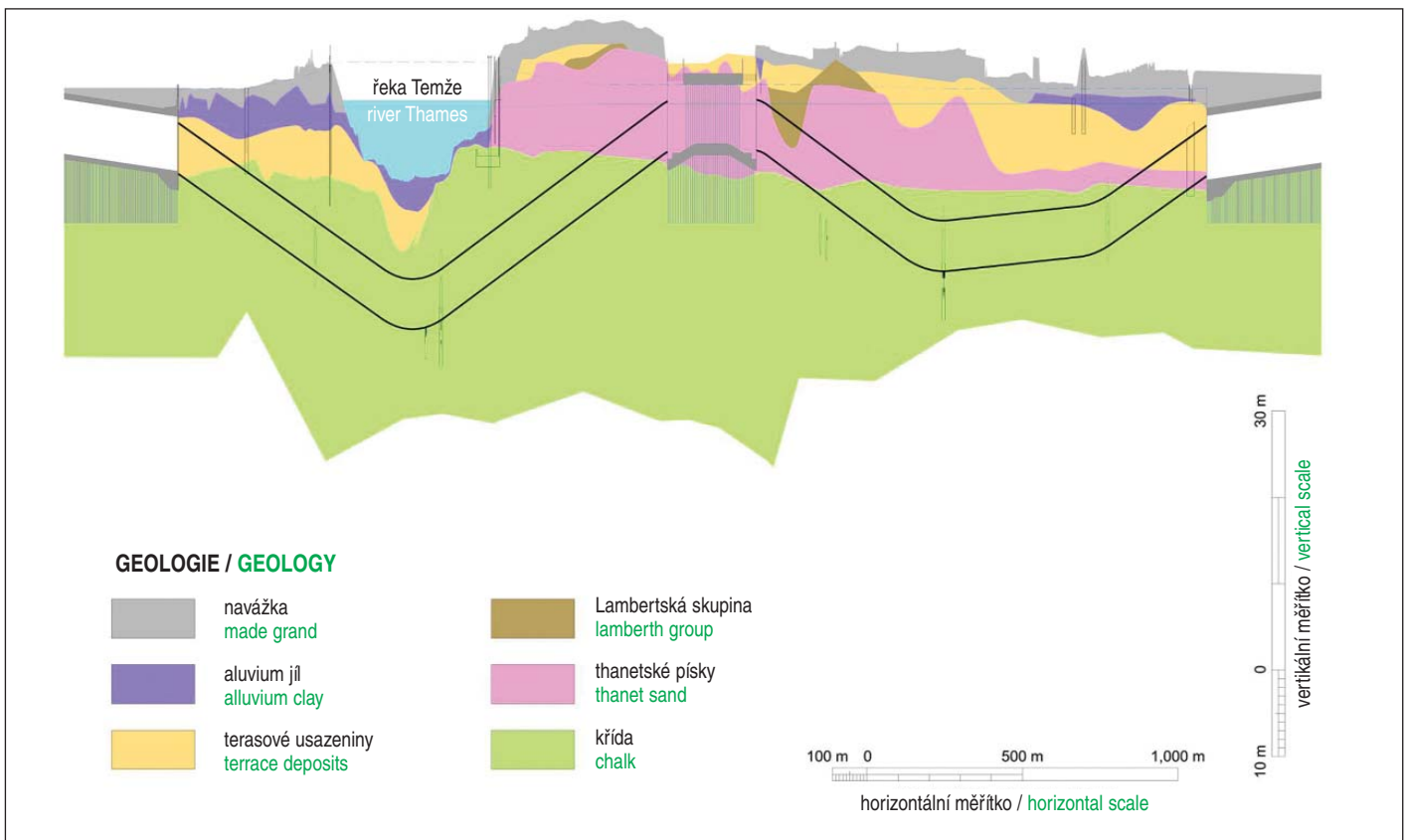
Termín zahájení prací na kontraktu označeném C310 byl podle smlouvy plánován na začátek března roku 2011. Výstavba tunelového portálu Plumstead začala v listopadu roku 2011. Startovací jáma byla přibližně 500 m dlouhá a hluboká byla 20 m. Byla zajištěna podzemními stěnami a převrtávanými pilotovými stěnami. V důsledku vysoké hladiny podzemní vody v okolí stavební jámy vyžadovala stavba speciální odvodňovací opatření v průběhu realizace s cílem dočasné úpravy vodního režimu. Na trase bylo třeba vybudovat další trvalé, případně dočasné otevřené stavební jámy půdorysných rozměrů od 4,5 do 25 m s hloubkou do 15 m (pro výstavbu propojek, výměnu řezných nástrojů, atd.). Tyto konstrukce byly stavěny buď za pomoci kesonů jako kruhové šachty pažené segmentovým ostěním, případně zapaženy štětovicovými stěnami nebo převrtávanými pilotovými stěnami. Samotné ražby byly zahájeny v lednu 2013 a předpokládané dokončení ražeb včetně propojek a čerpacích jímek bylo v září 2014. Sdružení tento termín splnilo. Dokončení veškerých prací proběhlo v průběhu roku 2015.

C310 byl náročný projekt jak technicky, tak provozně, a to kvůli umístění stavby do centra města a složitým geotechnickým podmínkám. Ražba probíhala v proměnlivých geologických podmínkách (thanetský písek, sedimenty říční terasy /šterk/ a křída /měkká karbonátová sedimentární hornina/) pod hladinou podzemní vody (obr. 1). Pod řekou Temží mají tunely nadloží pouze přibližně 12 m. Řízení tunelovacích prací muselo brát v úvahu působení změn tlaku souvisejících s přílivem a odlivem na řece Temži. Dále byla ražba pod řekou Temží určována často silně porušenou a zvětralou křídou, vrstvami terciálních písků a kvarténními fluvialními sedimenty. Tunel prochází pod několika památkově

INTRODUCTION AND BASICAL INFORMATION ABOUT THE PROJECT

Contract commencement date was in early March 2011; in November 2011 the construction of the tunnel portal at Plumstead commenced. The launch and reception shafts for the TBMs comprise cut and cover approach structures of approximately 500m in length and 20m in depth which were constructed by diaphragm walling, secant, rotary bored and CFA piling. Due to the high water table, variable ground conditions and adjacent assets, the excavations required substantial temporary supports and extensive dewatering schemes with recharge. Other temporary and permanent shafts (due to the cross passages construction, possible change of excavation tools, ...) were constructed with sizes ranging from 4.5 to 25m and depths of up to 15m. These have been constructed by wet caisson techniques with precast segmental linings, sheet piling and secant piling. The main tunnelling works started in January 2013 and the anticipated completion of the tunnelling work including cross passages and pump sumps is September 2014, which was met by the Joint Venture. Completion of the whole works was as expected mid June 2015.

C310 is a challenging project, both technically and operationally, due to its location and difficult geotechnical conditions. The two TBMs will drive through varying ground conditions (Thanet Sand, River Terrace Deposit (Gravel), and Chalk) below the water table (see Figure 1). During the drive under the River Thames, the tunnels will only have an overburden of approximately 12m. The effect of pressure variation due to the tidal River Thames has to be accounted for in the



Obr. 1 Schématický podélný geologický profil

Fig. 1 Schematic geotechnical longitudinal section

chráněnými budovami stupně II (budovy zvláštního zájmu, u nichž je třeba zaručit dosažení veškerého úsilí k jejich ochraně), inženýrskými sítěmi, bezprostředně podél provozovaných železničních tratí a poblíž stávajících tunelů metra.

GEOTECHNICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Zjištěné (zastižené) kvartérní sedimenty říční terasy lze popsat jako středně až velmi propustné, šedohnědé nebo tmavě šedé, lehce prachovité, slabě jílovité štěrky, s příměsí jemného až hrubého písku a jemným až hrubým polozaobleným až zaobleným pazourkovitým štěrkem. Podíl frakcí je proměnlivý od štěrkovitého písku až po písčité štěrky. Příležitostně se v něm nacházejí i kamínky křemence a pazourky.

Thanetský terciární písek je převážně souvrstvím jemnozrného písku ve vyšších polohách a písku se zvýšeným obsahem jílu v bazálních vrstvách. Nezvětralé souvrství je šedé až hnědošedé, přechází do světle nažloutlé šedé barvy. Podložní vrstvy Bullhead Bed jsou tvořeny slepencem ze zaoblených hrubých pazourkovitých valounů a pecek v tmavě zeleno-šedém jílovito-písčitém tmelu. Popisuje se jako propustný až velmi propustný.

Přibližně 80 % příčného řezu tunelu C310 se nachází v křídě. Křída se obecně považuje za slabě zpevněnou sedimentární horninu s velmi nízkou pevností tvořenou bílým vápencem ze zbytků schránek submikroskopického planktonu. Na rozdíl od mnoha vápenců je na území Velké Británie křída velmi rozšířená, a to v důsledku svého ryze planktonického původu. Dva rysy, které je v křídě běžně možné nalézt, jsou pazourky a slínové oblasti. Pazourek je mikrokrytalická křemenná hornina, která se objevuje rozptýleně, obvykle ve formě černých pecek nebo deskovitých pásů či ploch. Pazourky jsou velmi tvrdé a křehké a kontrastují tak s poměrně slabě zpevněnou maticí křídě. Slínové oblasti jsou místa se zvýšenou koncentrací jílu.

control of the tunnelling. Additionally, the drive under the River Thames is characterized by fissured and weathered Chalk and layers of discontinued sediment discharge. The tunnel will pass underneath several grade II listed buildings, utilities, adjacent to operational railway tracks and close to existing subway tunnels.

GEOTECHNICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The encountered River Terrace Deposits (Gravel) are typically described as: medium dense to very dense, grey (orange or green) brown or dark grey, slightly silty, slightly clayey, fine to coarse sand and fine to coarse subangular to rounded flint gravel. The sand and gravel proportions varied from very gravelly sand to sandy gravel. Quartzite and flint cobble are found occasionally.

The Thanet Sand is predominately a sequence of coursing upward fine-grained sand, with higher proportions of clay and silts in the lower part. The unweathered formation is grey to brownish grey, and at the surface it weathers to a pale yellowish grey. The basal Bullhead Bed is a conglomerate comprised of rounded coarse flint gravels and nodular flints in a matrix of dark greenish grey, clayey fine to coarse grained sand. It is described as dense to very dense.

Approx. 80% of the C310 tunnel cross section is located in chalk. Chalk is generally considered to be a soft/weak rock, very pure white limestone formed from the skeletal remains of submicroscopic algae. However, unlike many limestones, chalk is very widespread as a consequence of its entirely planktonic origin. Two features commonly found in Chalk are flints and marl seams. Flint is a microcrystalline silicaceous rock that occurs as dispersed, usually black nodules or as tabular bands or sheets. Flints represent very strong, brittle inclusions in contrast to the comparatively weak host Chalk matrix. Marl seams are horizons with increased concentrations of clay.



Obr. 2 Startovací jáma v oblasti západního portálu Plumstead
Fig. 2 Launching shaft at the location of west Plumstead portal

Tunel C310 prostupuje dvěma různými souvrstvími křídly – Haven Brow Beds a Cuckmere Beds. Svrchní partie souvrství je nesoudržná, silně zvětralá a je možné ji popsat jako bílou křídou nízké objemové hmotnosti, jejíž pevnost i objemová hmotnost se zlepšují s hloubkou. Inženýrskogeologické třídy křídly jsou v rozpětí od A do Dc. Třída křídly A1 je považována za nejvyšší kvalitu horniny a třída Dm je považována za nejhorší kvalitu horniny. CIRIA 574 zavádí obecný postup pro klasifikaci křídly v závislosti na objemové hmotnosti, výskytu a vzdálenosti ploch nespojitosti.

V oblasti Londýna jsou dvě zvodně. Hlavní, hluboká zvodně se nachází v souvrství křídly a druhá, mělká zvodně v sedimentech říční terasy.

Ve východní části Londýna jsou tyto dvě zvodně v hydrostatickém kontaktu přímo u C310 – Tunel pod Temží. Byl sledován pohyb hladiny podzemní vody v různých vzdálenostech od řeky Temže související se změnami její hladiny vlivem přílivu a odlivu. Minimální a maximální úrovně řeky byly odvozeny z hydrogeologického sledování. Maximum je stanoveno na výšce 104,5 m a minimum na 96,5 m nad srovnávací rovinou. V bezprostřední blízkosti řeky Temže je tedy možné identifikovat odchylky ± 4 m od průměrné úrovně podzemní vody 100,5 m nad srovnávací rovinou.

Kolísání HPV je způsobeno vlivem přílivu a odlivu $\pm 3,5$ m. Zbytek vytyčené trasy tunelu má přednastavenou odchylku ± 1 m. Kromě hodnot poskytnutých zadavatelem se uskutečnila ještě další sledování. Byla prověřena dlouhodobá měření a průběžné odečty piezometrických měření po dobu 4 týdnů. S těmito informacemi byly definovány tři projektové úrovně podzemní vody. Tyto úrovně ukazují pórový tlak vody ve stávající zvodni. Pomocné výpočty tlaku byly provedeny za použití těchto tří uvažovaných úrovní.

RAŽBY PROVÁDĚNÉ V OKOLÍ CITLIVÝCH OBJEKTŮ A OVLIVNĚNÉ PŘÍLIVEM A ODLIVEM

Startovací jáma pro TBM s nízkým nadložím v bezprostřední blízkosti provozované železniční trati North Kent Line

Hned po prorážce milánských stěn u portálu Plumstead probíhala ražba štíty v ochranném pásmu Network Rail. Každý z nich se po dobu přibližně 36 kalendářních dnůrazil v těsné blízkosti provozované železniční trati North Kent Line, pod silničním mostem White Hart a u elektrické rozvodny Cathedral Substation (obr. 2). Příčný řez tunelu je zde situován ve smíšených geologických podmínkách (šterk, thanetský písek a křída) s nízkým nadložím přibližně 7 až 10 m v prvních 150 m ražby.

Two different chalk layers are hit by the C310 tunnel the Chalk of the Haven Brow Beds and the Cuckmere Beds. The Chalk is at the top of the layer very weak, highly weathered and described as low density white chalk improving in both strength and density with depth. The geotechnical and geological gradings of the chalk have a range from A to Dc. Chalk Engineering Grade of A1 is considered to be the highest rock mass quality, with Dm considered to be the worst rock mass quality. The CIRIA 574 introduces a general procedure for the chalk grading depending on the density, discontinuity aperture and discontinuity spacing.

There are two aquifers within the London area. The main deep aquifer is located in the Chalk Group whereas the River Terrace Deposits contain the second, shallow aquifer.

In the eastern part of London these two aquifers are in hydrostatic contact also at C310 Thames Tunnel. A response to the tidal motion of the River Thames was observed, depending on the distance to the river. There is a minimum and maximum water level were derived from the geotechnical investigations. The maximum is set at 104.5m ATD whereas the minimum is set at 96.5m ATD (ATD- above Tunnel datum). The variation of ± 4 m to the average groundwater level of 100.5m ATD can be found in close proximity to the River Thames.

This is due to the ± 3.5 m tidal influence. The rest of the tunnel alignment has a pre-set variation of ± 1 m. Besides of the values given by Crossrail, further investigations took place. The long-term measurements were reviewed plus continuous reading of piezometer measurements over a time period of 4 weeks. With this information the three design water levels were defined. These design levels indicate the pore water pressure in the present aquifer. The support pressure calculations were carried out using these three design levels.

TBM TUNNELLING UNDERNEATH SENSITIVE STRUCTURES AND BUILDINGS AND WITH TIDAL INFLUENCE

TBM Launching in close proximity to Operational North Kent Line with low overburden

Directly after cutting through the diaphragm walls at Plumstead Portal the TBMs are excavating in Network Rail's zone of influence each for a duration of approx. 36 calendar days close/adjacent to operational North Kent Line and underneath White Hard Road Bridge and Cathedral Substation (see Figure 2). The tunnel cross section is here located in Mixed-Face Conditions (Gravel, Thanet Sand and Chalk) with low overburden of approx. 7 to 10m for the first 150m of tunnelling.

Real-Time Monitoring devices consisting of ATS and prisms on the railway and hydrostatic levelling cells on the Bridge and the Cathedral Substation were installed. The HMJV monitoring system, Advanced Tunnel Drive Steering (ATDS), is collecting any movement and/or potential settlement on an ongoing 24/7 basis and showing the data in real time.

For the commencement of the tunnelling works a so called LONO (Letter of no objection) is required from Network Rail otherwise it is not allowed to start tunnelling. The settlements are to be minimised and support pressure has to be controlled in a safe and robust manner to get confidence from Network Rail and demonstrate assurance. This point was very important for Network rail, that there is no possibility of collapse occurrence at the beginning of excavation works.

Na železnici bylo nainstalováno monitorovací zařízení schopné provádět monitoring v reálném čase, skládající se ze systému řízení tunelových ražeb a optických hranolů a hydrostatických měřicích buněk na mostě a u rozvodny Cathedral Substation. Monitorovací systém sdružení HMJV (Hochtief Murphy Joint Venture) – Advanced Tunnel Drive Steering (ATDS) je pokročilé řízení tunelových ražeb – sbírá údaje o veškerém pohybu a/nebo možném sedání nepřetržitě 24 hodin, 7 dní v týdnu a zobrazuje je v reálném čase.

Podmínkou pro zahájení tunelovacích prací bylo tzv. vyjádření bez námitek (LONO/Letter Of No Objection) od společnosti Network Rail (provozovatel přilehlé železniční trati). Bez tohoto vyjádření nebylo dovoleno začít s ražbami. Muselo být minimalizováno sedání a podpůrný tlak na čelbě musel být regulován bezpečným a jednoznačným způsobem tak, aby se provozovatel trati Network Rail přesvědčil o bezpečném zajištění celého řídicího procesu ražeb. Tím byl také ujištěn, že nemůže dojít k výjimečné situaci hned se započatím tunelovacích prací.

Ražby pod/nad citlivými existujícími objekty

Trasa tunelu prochází pod dalšími citlivými objekty (kanalizační stoka Southern Outfall, budovy Royal Mail Building a Middlegate House) i nad nimi (železniční tunel Docklands Light ve světlé vzdálenosti přibližně 2 m). Aby se předešlo sedání, jež je způsobené tunelovacími pracemi, byla naprojektována kompenzační injektáž pod rozvodnou Cathedral Substation a pod budovou Middlegate House a následně zrealizována nezávisle na typu použitého stroje. Nejvýznamnější úpravou prošel silniční most White Hart, který se nachází západně od hlavního staveniště u Plumsteadu, přibližně 40 m od čelní stěny. Aby se zmírnilo sedání způsobené vlivem ražeb, musely být základy mostu upraveny. Úprava spočívala v podchycení základů mostu mikropilotami a uchycení základů zemními kotvami.

Ražby pod řekou Temží ovlivněné přílivem a odlivem

V této oblasti musí být bráno v potaz, že jsou ražby ovlivňovány kolísáním hydrostatického tlaku způsobeným přílivem a odlivem na řece Temži (obr. 3).

Délka jednoho přílivového a odlivového cyklu je přibližně 12 hodin, což znamená, že v jednom dni se opakují dva cykly, kdy je hladina dvakrát na svém nejnižším bodě a dvakrát na svém maximu. Mezi odlivem a přílivem se hladina řeky Temže obecně změní až o 8 metrů, což způsobuje významné změny tlaku na čelbě přibližně 0,8 bar. Proto musí být podpůrný tlak na razicím stroji neustále sledován a případně upravován. Další záležitostí je časová závislost odeznívání přílivu a odlivu. Ve vrtech poblíž řeky bylo naměřeno zpoždění přibližně půl hodiny. Tento časový dopad byl vyřešen navýšením pórového tlaku vody o 2,5 m v případě nízké hladiny řeky Temže. Navýšení o 2,5 m vytváří při nejnižší hladině řeky Temže vymezený pórový tlak. Tato hodnota se poté používá k výpočtu odpovídajícího teoretického podpůrného tlaku.

Byly vypracovány podrobné provozní tabulky týkající se podpůrného tlaku pro standardní ražbu tunelu, které byly založeny na detailních výpočtech. Pro každou pozici prstence, tudíž pro každý metr tunelu byl

Tunnelling underneath/overpassed sensitive structures

Along the alignment further sensitive structures had to be underpassed (Southern Outfall Sewer, Royal Mail Building and Middlegate House) and overpassed (Docklands Light railway Tunnel with approx. 2m clearance). To prevent settlement from the tunnelling operations underneath Cathedral Substation and Middlegate House compensation grouting was designed and implemented independent from the TBM type. White Hart Road Bridge is located west of the main worksite at Plumstead approximately 40m from the launch headwall. To mitigate against settlement caused by tunnelling operations, the foundation of the bridge had to be supported. To strengthen/support the foundation of White Hart Road Bridge, a micro-pile and soil anchor scheme was the preferred method for the underpinning of the bridge.

Tunnelling within tidal influence and underneath River Thames

In this area the pressure variation due to the effects of the tidal River Thames has to be taken into account on the tunnelling (see Figure 3).

Due to the proximity to the sea, the Thames Water Level and therefore the adjacent groundwater level, is highly affected by the tides. The duration of one tide cycle is about 12 hours, meaning that two cycles with two minimum trough and two maximum peaks per day. Between low tide and high tide the Thames Water Level alternates in general up to 8m, causing relevant face pressure changes of approx. 0.8 bar. Therefore the support pressure has to be constantly reviewed and resp. adapted. An additional item is the time dependence of the damping. In the boreholes adjacent to the river the measured delay was approximately 0.5 hour. This time effect will be covered by an increase of the pore water pressure by 2.5m for low Thames Water levels. The increase of 2.5m creates at lowest Thames Water level a confined pore pressure. The damped value is used to calculate the corresponding theoretical support pressure.

Detailed operational tables for the supporting pressure for the regular tunnel drive derived from the detailed calculations have been developed.



Obr. 3 Letecký snímek ražeb pod řekou Temží
Fig. 3 Tunnelling underneath the River Thames

z výpočtů příčných řezů zkompileován a interpolován odpovídající tlak pro tři různé úrovně podzemní vody.

Na základě těchto tabulek se provádí automatický výpočet a příslušná korelace podpůrného tlaku k měřením přílivu a odlivu (znázorněná upravená hladina podzemní vody) v rámci systému řízení procesu ražby a zpracování údajů razicího stroje (Data Process Management System TPC). Následně se zobrazí teoretický podpůrný tlak. Upravená úroveň vody pro výpočet teoretického podpůrného tlaku je omezena na minimálně 99 m nad základní srovnávací rovinou, ačkoli minimální hladina řeky, se kterou se pracuje v projektu, je 96,5 m nad základní srovnávací rovinou. Důvodem je zachovat konzervativní předpoklad. Když je hladina řeky Temže nízká, tak se musí předpokládat, že při ustávání vlivu odlivu může část vody zůstat v zemi, přičemž pórový tlak by byl vyšší, než který by odpovídal skutečné úrovni řeky Temže.

VOLBA RAZICÍHO STROJE

Zadávání kontraktů, kde je předpokládána ražba razicím strojem, má několik základních specifik.

V případě smluvních podmínek podle žluté knihy FIDIC (Design & Build) dostane zhotovitel pouze data o geologickém prostředí v dané oblasti a na základě toho si musí sám se svým projektantem na jejich vlastní riziko stanovit, jaký razicí stroj použije a jak stanoví měnící se podpůrné tlaky na čelbě (jak zohlední variabilitu podpůrných tlaků). Na základě těchto dat ražbu ocení. V takovém případě pak veškeré riziko spojené se špatnou volbou stroje, případně se špatným odhadem módu ražby v zadaných geologických podmínkách nese zhotovitel a zadavatel nese riziko spojené se špatnou předpovědí geologických podmínek, kterou dal zhotoviteli k dispozici. Někdy může být i v zadávacích podmínkách stanovené, že zhotovitel je povinen si ocenit dodatečný IG průzkum, který si specifikuje podle jím požadovaného rozsahu.

Tento smluvní model se používá většinou v případech, kdy zadavatel nedokáže na svou stranu získat zkušené odborníky a konzultanty, kteří mu umí připravit správné zadání soutěže, případně se používá v případech, ve kterých přichází do úvahy více způsobů technického řešení a je možné předkládat alternativní realizační řešení. Tento model smluvních podmínek se zhotovitelem se také často uplatňuje v kombinaci s projekty PPP, které jsou financovány soukromými subjekty, které nemají tak široké zkušenosti se správným zadáváním kontraktů, navíc také často požadují optimalizaci. V takovém případě nelze příliš navyšovat smluvní cenu, lze provádět navýšení smluvní ceny pouze na základě velice odlišných geologických podmínek oproti zadání.

V případě smluvních podmínek podle červené knihy FIDIC (Design, Bid, Build) si musí zadavatel vybrat natolik zkušeného projektanta, který umí nadefinovat měnící se podpůrné tlaky na čelbě v projektové dokumentaci, dokáže stanovit po trase procentuální rozložení ražeb v uzavřeném/otevřeném módu (polouzavřený mód se zahrnuje do otevřeného) a dokáže stanovit i optimální stroj pro ražbu daného projektu. Příprava takové dokumentace vyžaduje samozřejmě rozsáhlou zkušenost i v projekční sféře. Zadavatel mívá na své straně ještě většinou zkušeného konzultanta, který mu pomáhá zajistit, že zadávací dokumentace je v odpovídajícím rozsahu a kvalitě a umožní správný výběr budoucího zhotovitele. Jedině v takovém případě dokáže zadat kontrakt správně a nemůže docházet k pozdějším sporům. Zhotovitel si potom musí správně ocenit jednotlivé módy ražby, a jelikož se z principu jedná o měřený kontrakt, zhotovitel potom fakturuje módy ražby podle předem vyčíslených položek. V některých případech může zadavatel ponechat volbu stroje na zhotoviteli, nicméně i v takovém případě si musí zhotovitel správně ocenit jednotlivé módy ražby. Cena se potom

For each ring position and resp. tunnelmeter the corresponding pressures for the 3 different water levels have been compiled and interpolated between the calculation cross sections.

Based on those tables an automatic calculation and respective correlation of the support pressure to the tide measurements (illustrated damped water level) within the TBM Data Process Management System TPC takes place. Subsequently the theoretical support pressure is illustrated. The damped water level for the calculation of the theoretical support pressure is capped at a minimum of 99m ATD although the minimum design river water level is 96.5m ATD. The reason for this is to maintain a conservative assumption. During low Thames Water Level we have to assume that, through the damping effect, some water could remain in the ground, whereby the pore pressure would be higher than the actual river level.

TBM MACHINE TYPE SELECTION

Awarding contracts in case of which mechanized tunnelling is expected has several basic particularities.

In case of contractual terms according to FIDIC Yellow Book (Design & Build) the contractor receives only data about geological environment in the given area and on the basis of that it has to determine together with its designer at their own risk which tunnel boring machine it shall use and how it shall determine variations of support pressures at the face and on the basis of this data it has to price the tunnelling. In such a case, all the risks associated with incorrect selection of the machine or wrong estimate of the tunnelling modes in the given geological conditions are borne by the contractor and the contracting authority bears the risk associated with incorrect prediction of the geological conditions that it provided to the contractor. Sometimes, it may even be stipulated within the tender conditions that the contractor is obliged to price additional engineering geological survey, which is specified according to the scope required by it. Such a contractual model is mostly used in those cases when the contracting authority is not able to acquire experienced experts and consultants who can prepare correct tender specifications or it is used in cases when several methods of technical solution are considered and it is possible to submit alternative execution designs. Such a contractual terms model with the contractor is also often used in combination with PPP projects that are funded by private entities that do not have such broad experience with correct contract awarding and, moreover, they often require optimization. In such a case, the contractual price cannot be increased too much; increase of the contractual price can only be made on the basis of extremely different geological conditions compared to the tender documents.

In case of contractual terms according to FIDIC Red Book (Design, Bid, Build), the contracting authority has to choose a designer experienced enough to know how to define in the design documents the variations of the support pressures at the face, who knows how to determine proportional distribution of the tunnelling works in closed/open mode (semi-closed mode is included in the open mode) along the route and who even knows how to determine optimum machine for the tunnelling in the given project. Preparation of such documents evidently requires extensive experience also in the designing field. The contracting authority usually has on its side also an experienced consultant who helps it to secure that the tender documents are in the adequate extent and quality to enable correct selection of the future contractor. Only in such a case, it is able to award the contract correctly and future disputes are avoided. Then, the contractor has to price the individual



Obr. 4 Razicí štít (kombinovaný štít) v továrně Herrenknecht
Fig. 4 Mixshield TBM, factory acceptance

může navyšovat tam, kde je nesoulad očekávaného množství daných oceněných položek se skutečností.

V tomto případě smluvní podmínky umožňovaly jak technologii kombinovaného štítu (Mix Shield), tak zeminového štítu (EPB – Earth Pressure Balance Shield), nicméně veškeré zadání od projektanta bylo jasně specifikované. Výhody a nevýhody štítu zeminového a štítu s podepřením čelby bentonitovou suspenzí pro tunely pod Temží C310 byly diskutovány až po udělení zakázky.

Jak je uvedeno v předchozí kapitole, v případě projektu C310 muselo být během fáze spuštění razicího štítu zajištěno provozování železniční trati North Kent Line. Kromě toho v oblastech s nízkým nadložím a pod/nad citlivými objekty byly z hlediska řízení rizik ražeb rozhodujícími faktory pro konečný výběr stroje kontrola podpůrného tlaku a následná minimalizace sedání.

Z tohoto důvodu byly budoucím zhotovitelem zkoumány a náležitým způsobem zváženy hlavní kritéria a požadavky na odpovídající výběr nejvhodnějšího typu stroje. Jednalo se zejména o bezpečnost, dodržení rozpočtu/náklady, zabezpečení harmonogramu, minimalizace sedání, vyrovnání se se složitými geologickými podmínkami a variabilitou hydrostatického tlaku (měnícím se podpůrným tlakem z důvodu měnící se hladiny podzemní vody), logistika, zpracování rubaniny, vnější vlivy, předchozí zkušenosti v dané lokalitě a rizika.

Na začátku projektu připravilo sdružení Hochtief – Murphy JV srovnávací posouzení rizik, které vzalo do úvahy výše uvedená kritéria a odpovídající posouzení váhy/vyhodnocení/porovnání různých kritérií v souvislosti s odpovídajícím typem razicího štítu. Kombinovaný štít je sice dražší, ale v celkovém vyhodnocení posouzení rizik překonal zeminový štít, a proto bylo rozhodnuto použít na zakázce C310 tento typ stroje (obr. 4).

Kombinovaný štít (Mix Shield) je navržen speciálně pro očekávané geologické podmínky, a tak se minimalizuje sedání způsobené vlivem ražby a také se zajišťuje neustálá kontrola podpůrného tlaku na čelbě, který může být v reálném čase upravován podle příslušných zaznamenaných úrovní podzemní vody a odpovídajících tlaků vody zmíněných v předchozím odstavci.

Kombinovaný štít je možné použít jako bentonitový (Slurry Shield) nebo pneumatický (Compressed Air Shield).

Vpředu se na stroji nachází řezná hlava, za řeznou hlavou pracovní komora a tlaková komora, které jsou odděleny ponořenou stěnou. Rubanina vystoupá za ponořenou stěnu a polštář ze stlačeného vzduchu na ni vyvine požadovaný tlak tak, aby se průběžně vyrovnaly výkyvy tlaku v této části stroje podle informací z řídicího systému stroje.

tunnelling modes correctly and because it on principle is a re-measured contract the contractor then invoices the tunnelling modes according to the items previously priced. In some cases, the contracting authority may leave the machine selection to the contractor, but even in such a case, the contractor has to price the individual tunnelling modes correctly. Then, the price can be increased where there is a discrepancy between the expected quantity of the given items priced and the reality.

In our case the contract allowed for both Mixshield-and EPB TBM Technology, nevertheless all details were clearly specified by the designer. The advantages and disadvantages of a TBM-S with Earth Pressure Balanced face support (EPB-TBM) and a TBM-S with Slurry Face support (Mix-Shield TBM) for the C310 Thames Tunnels were discussed after contract award.

As described in chapter 3 for the C310 Project disruption to the operation of the North Kent Line had to be assured during the TBM Launching phase. Furthermore for the tunnelling in areas of low overburden underneath sensitive structures the control of support pressure and subsequent minimisation of settlements were decisive factor for the final selection of the TBM from risk management point of view.

The following main criteria and requirements for an appropriate selection of the most convenient TBM Type were investigated and respectively considered (safety, within budget/costs, programme security, settlement minimization, coping with C310 geotechnical conditions, logistics, treatment of spoil e.g. disposal of chalk, interventions, previous experience e.g. DLR Tunnels/CTRL 320 and risks).

HMJV prepared a comparative risk assessment at the beginning of the project which considered the above listed criteria's and an appropriate weighting/scoring/comparison of the different criteria's regarding the corresponding TBM Type. Table 1 illustrates and outlines the detailed comparison. A Mixshield TBM is more expensive but in overall scoring of risk assessment has outperformed the EPB TBM and therefore it has been decided to use this type at C310 (see Figure 4).

The TBM finally used on the C310 Thames Tunnel, called a Mixshield TBM, is especially designed for the expected ground conditions which minimise settlements and also ensures a continuous face support control which can be adapted in real-time, to the appropriate monitored water levels and respective water pressures.

A Mixshield TBM can be used as a slurry-shield or a compressed air shield machine.

Located at the front of the TBM is the cutterhead; behind the cutterhead is the pressure chamber, or excavation chamber, which is divided by a submerged wall. The slurry rises behind the submerged wall and a compressed air cushion applies the necessary pressure onto the slurry to compensate for pressure fluctuations in this part of the machine.

The excavated soil is mixed with the slurry and is pumped out at the bottom of the excavation chamber for separation at the slurry treatment plant located outside of the tunnel. For compressed air support, the pressure chamber is partly or fully filled with compressed air.

SPOIL TREATMENT IN CHALK, USE OF FILTERPRESSES

Due to the use of a slurry shield TBM a plant is necessary to filtrate the spoil out of the slurry respectively to recycle it. This task is handled by the STP. To manage the excavated material by a maximum tunnelling advance up to 80mm/min a slurry flow rate of 1600m³/h needs to be treated. This material consist

Vytěžená zemina se smísí s bentonitovou suspenzí a čerpá se ven ze stroje na dně pracovní komory, dále putuje do separačního zařízení, které se nachází vně tunelu, zde dochází k oddělení suspenze od jemných částic zeminy, a poté se suspenze vrací zpět do tunelu k opětovnému použití. K využití podpory stlačeného vzduchu je tlaková komora buď jen částečně, nebo zcela naplněna stlačeným vzduchem.

ZPRACOVÁNÍ RUBANINY V KŘÍDĚ, POUŽITÍ KALOLISŮ

Vzhledem k použití bentonitového štítu je potřeba zařízení k separaci vytěženého materiálu, respektive jeho recyklaci. Tento úkol je řešen separačním zařízením. Za účelem kontroly množství vytěženého materiálu s uvažováním maximálního postupu ražby až 80 mm/min je nutno zpracovat vytěžený materiál v množství 1600 m³/hod. Tento materiál se skládá z thanetských písků a křídly s proměnlivým obsahem pazourku (5 až 25 %). Zvláště částice vytěžené křídové rubaniny, které jsou až ze 100 % menší velikosti než 40 μm, se v suspenzi rozptýlí natolik, že je zapotřebí provést další zpracování kalolisy. Aby se splnil dohodnutý způsob zpracování a likvidace rubaniny, vlhkost zpracované vytěžené zeminy nesměla překročit hodnotu 35 %.

Separční zařízení se skládá z následujících pěti hlavních částí (obr. 5):

- úsek oddělení hrubšího materiálu, odstranění písku a odkalování;
- zpracování suspenze;
- primární příprava suspenze;
- zpracování vody;
- zpracování přebytečného kalu.

V rotačním válci s integrovaným sítím jakožto separační jednotce se oddělí veškerý materiál o velikosti větší než 8 mm. Tento materiál odpadá přímo na pásový dopravník a je dopravován na skládku vytěženého materiálu.

Veškerá suspenze a zrna, jež se dostaly skrz otvory síta, jsou rozděleny na tři stejné části a shromážděny v příslušných malých

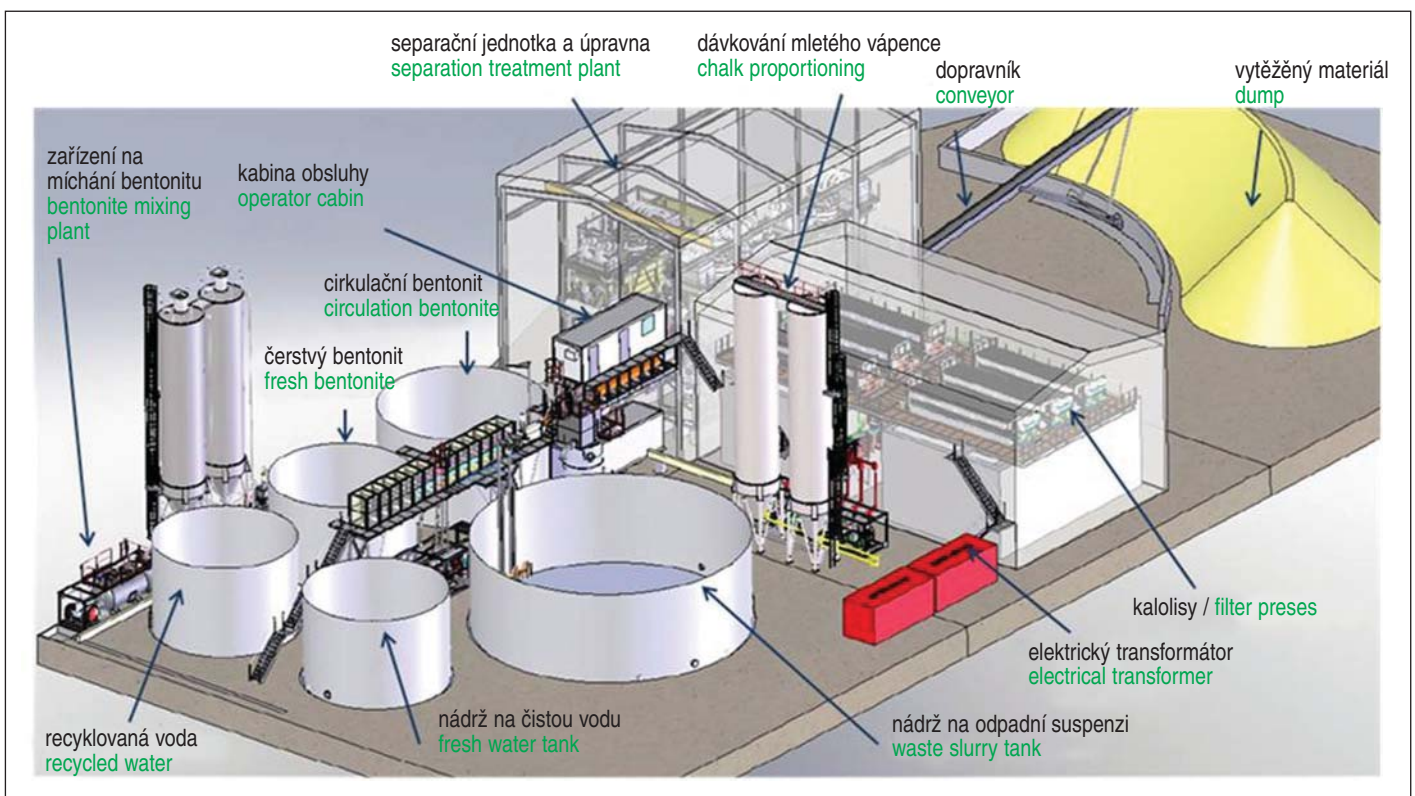
Thanet sands and Chalk with a various amount of flint stones (5 to 25%). Especially the particles of the excavated Chalk spoil, which are up to 100% with smaller 40μm in size, disperse in the slurry and so an additional treatment is carried out by filter presses. To suit the agreed spoil management and disposal, the moisture content of produced spoil from the treatment plant shall not exceed 35%.

The STP consists of the five following principal components (see Figure 5):

- scalping, desanding and desilting section;
- slurry management;
- primary slurry preparation;
- water management;
- treatment of excess mud.

A rotating drum with an integrated screen cuts off all the material with a size bigger than 8mm as a scalping unit. This material drops straight away on a belt conveyor and is transported to the dump.

All the slurry and the grains, which passed the openings in the screen, are split in three equal volumes and collected in respective small tanks. There are three parallel lines including a desanding and desilting section. In each line a centrifugal pump driven by a 132kW electric motor feeds two big cyclones (650mm in diameter) with the slurry out of the intermediate storage tank. The underflow of the cyclones is sent on a dewatering screen, where all the solids cut off the fluids and dropping down on the belt conveyor. The fluids and particles, which passing the openings will be pumped again through the desanding components. The overflow of the cyclones with a size smaller than 70μm feed an additional tank for the desilting section, where a similar process starts, but with 12 smaller cyclones (250mm in diameter) and a cut size of 40μm. The underflows of these cyclones are sent to the dewatering screen as well. One part of the overflow is sent again to the cyclones and the other one is sent by gravity to the slurry management section.



Obr. 5 3D model separačního zařízení

Fig. 5 3D model of Slurry Treatment Plant (STP)

nádržích. Jsou zde tři paralelní linky včetně úseku odstranění písku a odkalování. V každé lince je odstředivé čerpadlo, které je poháněno 132kW elektrickým motorem, jenž napájí dva velké odlučovače (o průměru 650 mm) se suspenzí z meziskladovací nádrže. Nadsítné z odlučovačů se posílá do odvodňovacího síta, kde se všechny pevné látky oddělí od tekutin a padají dolů na pásový dopravník. Tekutiny a částice, které projdou otvory, jsou znovu čerpány skrze zařízení zajišťující odstranění písku.

Podsítné z odlučovačů o velikosti menší než 70 μm zásobuje další nádrž v úseku odkalování, kde začíná podobný proces, ale s 12 menšími odlučovači (o průměru 250 mm) a o oddělovací velikosti 40 μm . Nadsítné z těchto odlučovačů je také posíláno do odvodňovacího síta. Jedna část podsítného je posílána znovu do odlučovačů a druhá je posílána samospádem do úseku zpracování suspenze.

Úsek zpracování suspenze obsahuje několik nádrží na skladování regenerované suspenze, odpadní suspenze, nové (čerstvé) bentonitové suspenze a dvě menší nádrže tak, aby cyklus mohl běžet v různých režimech. S pomocí mnoha senzorů a ventilů programovatelného logického řídicího systému (Programmable Logic Controller/PLC) může úprava pracovat v automatickém režimu a nastavovat požadované vlastnosti suspenze, která má být poslána zpět do tunelu do pracovní komory.

Po průchodu jednotkou na odstranění písku a kalu je suspenze distribuována tak, aby byla znovu použita v rámci daného cyklu, a to posláním do nádrže na regenerovanou suspenzi, a přebytečná suspenze je uložena v nádrži na odpadní suspenzi. V této nádrži jsou nainstalována dvě míchadla z důvodu zabránění usazování pevných látek.

Posledním krokem v procesu separace je zpracování přebytečné suspenze provedením filtrace na kalolisech. Předtím, než je suspenze přečerpána do komor kalolisů, je přidáno definované množství vápenného mléka. Proto musí být vápno smícháno s vodou a musí vyzrát v přípravné jednotce. Směs vody a vápenného prášku se mísí podobným procesem jako při přípravě čerstvého bentonitu. V závislosti na nastavení koncentrace vápenného mléka, což je možné provést v kabině obsluhy, je vypočítáno požadované množství mléka za použití hodnot odtoku z nádrže odpadního materiálu měřeného pomocí průtokoměru a hustoměru. Vápenné mléko se přidá před odstředivým čerpadlem, to pak přivádí vzniklou směs do dvou skladovacích sil před tím, než je napumpována do kalolisů. Funkcí vápenného mléka ve filtračním procesu je akcelerace samotného procesu a také snížení lepidlosti povrchu filtračního koláče, který se při procesu vytváří, za účelem jeho lepšího vypouštění.

Filtrační proces zahrnuje kroky uzavření, plnění, lisování, nafouknutí (pouze u dvou kalolisů), profouknutí, otevření a odstranění filtračního koláče. Je zde šest filtračních lisů s tím, že každý umožňuje zpracování 14,5 t/h odvodněného materiálu. Čtyři z nich jsou normální komorové kalolisy s maximálním tlakem až 250 bar vyvíjeným dvěma hydraulickými jednotkami.

Další dva jsou membránové komorové kalolisy, které po normálním procesu plnění využívají dalšího procesu stlačování nafouknutí. Díky tomuto dalšímu procesu je tlak mnohem vyšší, až 400 bar. Zpracování nadbytečného odpadového materiálu začíná uzavřením 100 komor kalolisů, po kterém následuje plnění. Tak je objem přibližně 7300 litrů směsi vypumpován ze skladovacího síla do komor kalolisů. Pevné částice suspenze ulpívají na povrchu filtrační plachetky a vytvářejí takzvaný filtrační koláč a zbytek protéká skrze koláč a plachetku do filtračních desek, kde je odvedena skrze malé drenážní kanálky zpět do nádrže. V důsledku zvyšující se tloušťky filtračního koláče tlak vystoupá až na 7 bar. Při této nastavené hodnotě tlaku jsou plnicí čerpadla upravena tak, aby tento tlak udržela po určitou dobu,

The section of slurry management includes some tanks to store the regenerated slurry, the waste mud, the main bentonite, a distribution box and two smaller tanks to run the circle in different modes. With the help of many sensors, valves and the Programmable Logic Controller (PLC) the plant can run in automatic mode to set the required properties of the slurry, which should be sent to the excavation chamber.

After passing the desanding and desilting section the slurry will be distributed to be reused in the slurry circuit by sending to the regenerated slurry tank and the excess slurry is stored in a waste mud (waste slurry) tank. To prevent sedimentation of the solids two agitators are installed in this tank.

The last separation step is the treatment of this waste mud by carrying out a filtration process with the filter presses. Before the slurry will be pumped into the chambers of the filter presses, a defined amount of lime milk will be added. Therefore lime powder needs to be mixed and maturated in a preparation unit. Lime milk consists of water and lime powder and is mixed in a similar process like the main bentonite preparation. Depending on the settings for lime milk concentration and lime dosage, which can be set in the operators cabin, the required amount of milk will be calculated utilizing the values of outflow of waste mud tank measured by a flow- and densimeter. The lime milk is added in front of a centrifugal pump, which feeds the limed mud into two storage silos, before pumping into the filter presses. The purpose of lime milk for the filtration process is to accelerate the process itself and also to reduce the stickiness of the filter cake surface to improve the discharge of the filter cakes.

The filtration process includes the steps of closing, feeding, inflating (only two filter presses), core blast, opening and demoulding. There are six filter presses, where each allows a treatment of 14.5t/h of dry mud. Four of them are normal chamber filter presses with a maximum closing pressure up to 250 bar, supplied by two hydraulic jacks. Another two are membrane chamber filter presses, which using after the normal feeding process an additional squeezing/inflating process. Due to this additional process, the closing pressure is with 400 bar much higher. The excess mud treatment starts with the closing of the 100 chambers of a filter press and is followed by the mud feeding. Thereby a volume of approximately 7300 litres of limed mud out of the storage silo is pumped into the chambers. The solid particles in the slurry collecting on the surface of the filter cloth and creating so called filter cake. At the same time the water flows through the cake and the cloth into the plates, where it led via small channels to a drain into a tank. In consequence of the increasing thickness of filter cake, the pressure goes up to 7 bar. At this pressure set-point the feeding pumps are regulated to hold that pressure for a certain time until the filtration process is finished. Before the core blast sequence starts, the inflating mode is carried out by the two membrane filter presses. During this mode the volume of the chamber is reduced by inflating membranes in the plate's utilization 14 bar water pressure. Due to this compression residual water contained in the cake is removed. The pressure is held over a certain time until the process is end by a required criterion. After finishing this mode respectively following the feeding process (filter presses without membranes) the liquid core in the presses needs to be removed. This is necessary to prevent the liquid mud falling down on the dry filter cakes. Therefore compressed air is passed through the centre of the filter press to discharge the material into a small tank, where it is pumped back to the limed mud silo. Before the hydraulic pressure is released

dokud není filtrační proces dokončen. Předtím, než začne krok profouknutí, jsou nafouknuty membrány v membránových kalolisech. Během tohoto režimu je objem komory snížen nafouknutím membrán až na tlak 14 bar. Díky tomuto stlačení je zbytečná voda obsažená v koláči odstraněna. Tlak je udržován po určitou dobu, dokud není proces ukončen dosažením požadovaného kritéria. Po dokončení tohoto režimu musí být tekuté jádro v lisech odstraněno. To je nezbytné, aby se zabránilo padání tekuté hmoty na odvodněné filtrační koláče. Proto je střed filtračního lisu profouknut stlačeným vzduchem, aby se tekutá hmota vypustila do malé nádrže, kde je vyčerpána zpět do nádrže materiálu připraveného k odvodnění v kalolisech. Předtím, než je hydraulický tlak uvolněn, aby se umožnilo otevření filtračních desek, se membrány odvodní. Poté je v definovaném pořadí stlačený vzduch tlačěn do hydraulických zvedáků na obou stranách mezi deskami, aby se poskytl dostatek prostoru pro klesání desek. Koláče vypadnou pomocí gravitace s podporou vibrace desek. Koláče padají do připravených kontejnerů, kde mohou být vyzvednuty kolesovým nakladačem, smíchány s materiálem z pásového dopravníku a naloženy na nákladní vůz (obr. 6).



Obr. 6 Letecký pohled na separační zařízení
Fig. 6 Slurry Treatment Plant

ZÁVĚR

Projekt C310 rozšířil významným způsobem zkušenosti zaměstnanců a expertů společnosti Hochtief (zde ve sdružení Hochtief – Murphy) v oblasti ražby tunelů mechanizovanou ražbou. Po ražbě Gotthardského bázového tunelu horninovými razičemi stroji s extrémně vysokým nadložím, což byl svým způsobem ojedinělý projekt světového rozměru, přes několik desítek kilometrů vyražených tunelů zeminovými a bentonitovými štíty v poměrně předvídatelných podmínkách v různých koutech světa, zde přišla příležitost získat zkušenost s mechanizovanou ražbou v naprosto odlišném a velice složitém geologickém prostředí, kde bylo třeba se vypořádat s rychle se měnícím tlakem na čelbě stroje, udržet hodnoty poklesů terénu vlivem ražby na minimálních hodnotách z důvodu možnosti silného dopadu na chráněné existující objekty v okolí a vypořádat se s náročným procesem úpravy a separace vytěženého materiálu. Zhotovitel předal kompletní dílo dle stanoveného harmonogramu, v požadované kvalitě a s dodržáním plánovaného rozpočtu stavby.

RIKU TAURIAINEN, riku.tauriainen@hochtief.de,
HOCHTIEF Infrastructure GmbH,
RAINER RENGSHAUSEN,
rainerrengshausen@murphygroup.co.uk,
ANDREAS RAEDLE,
andreasraedle@murphygroup.co.uk, **HMJV**

Recenzovali / Reviewed: Ing. Otakar Hasík, Ing. Martin Srb

to allow an opening of the plates the membranes get drained. Then in a defined order compressed air is pushed in hydraulic jacks on both sides between the plates to provide enough space for dropping of the cakes. The discharge of the cakes is done by gravity and supported by shaking of the plates. The cakes falling down in a provided box, where they can be collected with a wheel loader, mixed up with material from the belt conveyor and loaded on a lorry (See Figure 6).

CONCLUSION

The Project C310 significantly widened experience of employees and experts of the company Hochtief (in this case, in a joint venture Hochtief – Murphy) in the field of mechanized tunnelling. After tunnelling the Gotthard Base Tunnel by the rock tunnel boring machines with extremely high overburden, which was in its way a unique project of global importance, together with several tens of kilometres of the tunnels driven by EPB and SPB shields in relatively predictable conditions all around the world, this was a unique opportunity to gain experience with mechanized tunnelling in completely different and very complicated geological environment where it was necessary to compensate for rapid pressure fluctuations at the machine's head and to maintain values of subsidence caused by the tunnelling at minimum values due to possibility of strong impact on the existing protected buildings in the vicinity. The contractor handed over the completed Work within the time schedule set, in the required quality and in compliance with the construction's budget planned.

RIKU TAURIAINEN, riku.tauriainen@hochtief.de,
HOCHTIEF Infrastructure GmbH,
RAINER RENGSHAUSEN,
rainerrengshausen@murphygroup.co.uk,
ANDREAS RAEDLE,
andreasraedle@murphygroup.co.uk, **HMJV**

LITERATURA / REFERENCES

- CIRIA 574: Engineering in Chalk
WITTKER, W. *Stability Analysis and Design for mechanized Tunnelling*. Translated from the German edition: *Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe*. Geotechnik in Forschung und Praxis. WBI-PRINT 6, Essen: VGE-Verlag Glückauf, 2006
MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., ANHEUSER, L., WEHRMAYER, G. *Mechanised Shield Tunneling*. 2nd Edition, Berlin: Ernst & Sohn (in German), 2011
CROSSRAIL (May 2007): *Geotechnical Sectional Interpretative, Report 4: Isle of Dogs to Plumstead, Volume 1: Text*. Report No. 1D0101-G0G00-00520, Rev. B

NÁVRH MIKROTUNELOVÁNÍ PLYNOVODU PŘETÍNAJÍCÍHO ENVIRONMENTÁLNĚ CITLIVOU OBLAST POBŘEŽÍ V AUSTRÁLII

DESIGN OF A UTILITY-MICRO-TUNNEL FOR CROSSING UNDER A SENSITIVE SHORE AREA

TANER AYDOGMUS, CARSTEN SCHULTE

ABSTRAKT

Projekt Wheatstone v hodnotě 29 miliard australských dolarů provozovaný společností Chevron je jedním z největších projektů zaměřených na nakládání s přírodními zdroji v Austrálii. Nachází se v oblasti Ashburton North, 12 kilometrů západně od města Onslow v Západní Austrálii a bude se skládat ze dvou závodů na zkapalňování zemního plynu (LNG) o celkové kapacitě 8,9 milionu tun ročně a místní paroplynové elektrárny. Těžba zemního plynu bude prováděna z naleziště v moři, nacházejícího se asi 250 km od pobřeží Onslow v Západní Austrálii. Jakmile bude projekt Wheatstone v provozu, Austrálie se stane druhým největším vývozcem LNG na světě. Pro překonání environmentálně citlivé oblasti pobřeží byl vyražen mikrotunel o vnitřním průměru 2 m a o délce přibližně 1242 m, a to technologií protlaku. Tento tunel bude vystrojen potrubím o průměru 1,1 m, kterým bude proudit plyn ze zařízení pro jeho těžbu v moři. Vyprojektování této stavby přináší řadu jedinečných výzev právě proto, že startovací jáma se nachází na pobřeží, přičemž samotná trasa tunelu protíná oblast pobřeží a končí v demontážní jámě nacházející se v moři. Tento článek poskytuje shrnutí projektu Wheatstone Shore Crossing, představuje jeho významné rysy a zabývá se hlavními aspekty projektu mikrotunelování.

ABSTRACT

The A\$29 billion Chevron-operated Wheatstone Project is one of Australia's largest resource projects. Located at Ashburton North, 12 kilometres west of Onslow in Western Australia, the project will consist of two LNG trains with a combined capacity of 8.9 million tonnes per annum and a domestic gas plant. The LNG Plant will serve the offshore gas fields, which are situated some 250km off the coast of Onslow in Western Australia. Once operational and on-stream, the Wheatstone Project will contribute to Australia becoming the world's second largest exporter of LNG. For crossing the environmentally sensitive shore area a micro-tunnel with an internal diameter of 2m and approx. 1,242m in length has been constructed by means of the pipe-jacking method. The micro-tunnel will accommodate a 1.1m diameter pipeline (trunkline) to deliver gas from the offshore fields LNG Plant. The Wheatstone shore crossing design involves a number of unique challenges owing to its coastal location, where the alignment crosses through a shore area and terminates in a marine environment. This paper provides an overview of the Wheatstone Shore Crossing Project, presents the key features, and discusses the main aspects of the micro-tunneling design.

ÚVOD

Projekt Wheatstone je realizován ve sdružení dceřiných společností Chevronu, Kuwait Foreign Petroleum Exploration Company (KUFPEC), Apache Corporation a Kyushu Electric Power Company společně s PE Wheatstone Pty Ltd (část vlastní TEPCO).

Plyn se bude těžit z nalezišť Wheatstone, Iago, Julimar a Brunello, která jsou situována nějakých 250 km od pobřeží, u kterého se nachází město Onslow. Jakmile bude projekt Wheatstone v provozu, Austrálie se stane druhým největším vývozcem LNG na světě.

Z wheatstoneských nádrží se bude plyn přepravovat ocelovým potrubím (plynovodem) k pobřeží. Tunel, který tvoří prefabrikované betonové potrubí, byl vyražen technologií bentonitového štítu (mix slurry shield) ze startovací jámy nacházející se na pevnině směrem k moři. Poté, co tunel protne pláž, pásmo písčitých dun a přímořská odlivová pásma, vyústí do demontážní jámy štítu nacházející se v moři (obr. 2). Do dokončeného a zatopeného tunelu pak byl vtažen plynovod vedoucí z naleziště Wheatstone tak, aby došlo k protnutí pobřežní oblasti.

Celkem 1,2 kilometru dlouhý tunel vyústující pod oceánem postavila společnost THIESS Pty Ltd (součást skupiny Hochtief). Práce na stavbě byly zahájeny po období cyklonů v roce 2013.

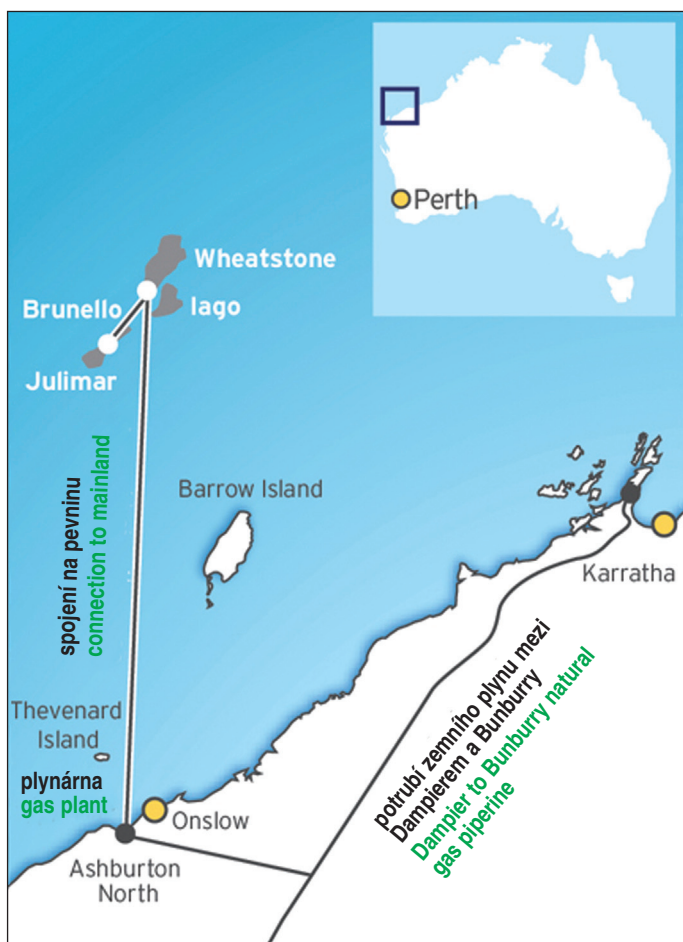
INTRODUCTION

The Wheatstone Project is a joint venture between Australian subsidiaries of Chevron, Kuwait Foreign Petroleum Exploration Company (KUFPEC), Apache Corporation and Kyushu Electric Power Company, together with PE Wheatstone Pty Ltd (part owned by TEPCO).

The Liquefied Natural Gas (LNG) Plant will serve the Wheatstone, Iago, Julimar and Brunello offshore gas fields, which are situated some 250km off the coast of Onslow. Once operational and on-stream, the Wheatstone Project will contribute to Australia becoming the world's second largest exporter of LNG.

The gas from the Wheatstone reservoirs will be transferred via a steel pipeline (trunkline) to shore. The tunnel which is formed by precast concrete pipes, was driven with a Tunnel Boring Machine (TBM) from an onshore launching shaft towards the sea. After crossing the beach, dune zones and low water coastal zones, the micro-tunnel exits into an offshore TBM retrieval pit (cf. Fig. 2). After tunnel construction, the trunkline from the Wheatstone gas field was pulled into the flooded tunnel to finally undercross the shore area.

THIESS Pty Ltd constructed the 1.2 kilometer long tunneled shore crossing under the ocean which will connect two offshore gas reserves with the Wheatstone LNG Plant.



Obr. 1 Situační nákres – projekt Wheatstone
Fig. 1 Location Plan – Wheatstone Project

Společnosti HOCHTIEF Engineering (projekční skupina firmy Hochtief) byla zadána zakázka na dodání koncepční studie projektu, realizačního projektu a projektu skutečného provedení pro startovací jámu štítu na pevnině, prefabrikovaného betonového protlačovaného potrubí a demontážní jámu štítu v moři. Dále byla společnost HOCHTIEF Engineering najata na poskytnutí podpůrných konzultačních služeb před a v průběhu výstavby tohoto projektu.

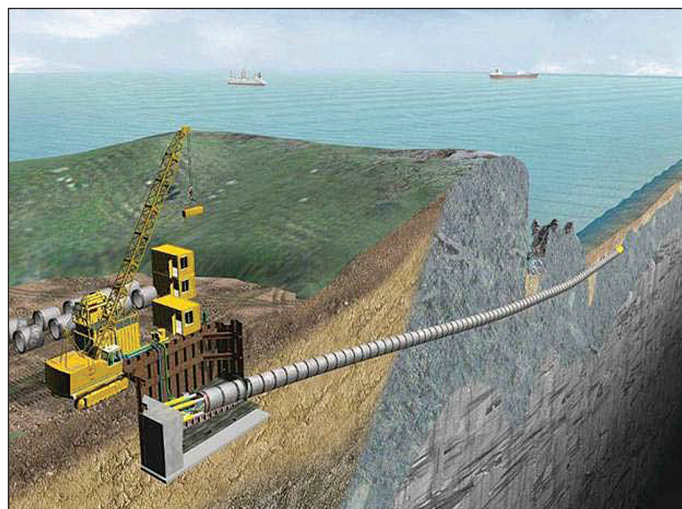
Projekt Wheatstone Shore Crossing znamenal řadu jedinečných výzev, a to právě kvůli svému umístění na pobřeží, kde jeho trasa přetíná pobřežní oblast a končí v mořském prostředí.

GEOLOGICKÉ PROSTŘEDÍ A PODMÍNKY STAVBY

Projekt Wheatstone Shore Crossing se nachází 12 kilometrů jihozápadně od Onslow v Západní Austrálii. Podle geologického průzkumu Západní Austrálie/Onslow [2] je místo projektu pokryto povrchovými usazeninami z období holocénu, které jsou tvořeny písčitémi dunami uloženými na jílovité pánvi a příbřežních přílivových deskách. Pod povrchovými vrstvami se nacházejí třetihorní a čtvrtohorní zeminy a horniny. Celky, které jsou úplně nejvýše, se nazývají Ashburton Red Beds. Pod nimi jsou na geologické mapě zobrazeny karbonátové horniny z období paleogénu.

Na základě výsledků geotechnických šetření jsou očekávané geologické celky, na něž se narazí podél navrhované trasy mikrotunelu, zobrazeny na obr. 3.

Geologii podél trasy tunelu je možné rozdělit do dvou hlavních úseků, a to místa tvořená plážovým pískem poblíž vstupní stavební jámy – přibližně 130 metrů a Ashburton Red Beds na zbyvajících 1112 metrech. Bylo možné zde narazit také na zasypané koryto dřívějšího říčního toku.



Obr. 2 Projekt Wheatstone Shore Crossing – v délce 1,2 km se využije metody mikrotunelování, aby se předešlo jakémukoli narušení pobřeží v oblasti Ashburton North

Fig. 2 Wheatstone Shore Crossing Project – Micro-tunnelling for 1.2km will be used for the Shore Crossing to Avoid Disturbing the Coastline at Ashburton North

The on-site construction works commenced after the cyclone season in 2013.

HOCHTIEF Engineering was awarded a contract to deliver the Concept, Detailed, Final and Construction Design for the onshore TBM launch shaft, precast concrete jacking pipes, and offshore TBM retrieval pit. Further, HOCHTIEF Engineering was engaged in providing Engineering Support services prior to and during construction.

The Wheatstone shore crossing design involved a number of unique challenges owing to its coastal location, where the alignment crosses through a shore area and terminates in a marine environment (cf. Fig. 2).

GEOLOGIC SETTING AND SITE CONDITIONS

The Wheatstone Shore Crossing Project is located 12 kilometers south-west of Onslow, Western Australia (cf. Fig. 1). According to the Geological Survey of Western Australia / Onslow Sheet [1] the project site is covered with Holocene-aged surficial deposits associated with dune, claypan, supratidal and intertidal-flats. The surficial soils are underlain by Tertiary to Quaternary aged soil and rock. The uppermost of these units are referred to as the Ashburton Red Beds. Underlying this unit, Lower Tertiary carbonate rocks are indicated on the geological sheet.

Based on the results of the geotechnical investigations the generalized stratigraphy and geological units anticipated to be encountered along the proposed micro-tunnel alignment are shown in Figure 3.

The geology along the tunnel alignment can be divided into two main sections, which is the dune beach sand, in the vicinity of the entry point, for approximately 130 meters and Ashburton Red Beds in the remaining 1,112 meters. There was also the possibility of encountering an infilled palaeochannel (former river courses) along the tunnel alignment.

Groundwater level variations had been measured in the vicinity of the micro-tunnel alignment using pressure transducers installed in monitoring wells. The monitoring results indicated that the groundwater level varies from approximately 0.5m AHD to 0.8m AHD over a tidal range of about

Kolísání úrovně spodní vody bylo měřeno v blízkosti trasy mikrotunelování za použití tlakových zařízení nainstalovaných v měrných studních. Výsledky sledování naznačily, že se spodní voda pohybuje přibližně mezi 0,5 m AHD (Australian Height Datum, tj. australská střední hladina moře) a 0,8 m AHD nad výškovým rozpětím mezi přílivem a odlivem, které je přibližně 2,3 m. Pro účely vyprojektování stavební jámy na pevnině byla předpokládána maximální hladina spodní vody 1,5 m AHD, která brala v úvahu možné zvednutí spodní vody na pevnině v případě silné bouře. Pro účely vyprojektování protlaku byla předpokládána maximální a minimální hladina vody podél trasy tunelu určována hladinami HAT a LAT, které byly předpokládány v úrovni:

- Highest Astronomical Tidal Level (HAT), tj. nejvyšší astronomický příliv: 1,36 m AHD;
- Lowest Astronomical Tidal Level (LAT), tj. nejnižší astronomický odliv: -1,22 m AHD.

Podle australské normy AS 1170.4-2007 a na základě vyhodnocení očekávaných geologických podmínek podél trasy bylo místo stavby klasifikováno pro účely statického výpočtu a návrhu projektu jako seismická třída Ce (místo s nízkou vrstvou zeminy). V AS 1170.4-2007, část 4 je roční pravděpodobnost výskytu zemětřesení 2×10^{-3} (výskyt jednou za 500 let) pro oblast Onslow vyznačena přibližně 0,12 g. Tento výskyt jednou za 500 let se považuje za ekvivalent Operating Basis Earthquake (OBE), tj. úroveň zemětřesení, na níž je stavba naprojektována a při které dojde k zachování provozuschopnosti stavby.

SPECIFICKÉ ASPEKTY NÁVRHU PROJEKTU

Předmět díla

Společnosti THIESS byla zadána zakázka Design and Build. Předmět díla projekční části obsahoval projekt protlaku včetně jeho vytyčení, geotechnického průzkumu a vyprojektování protlačovaného potrubí. Projekt obsahoval

2.3m. For the purposes of the onshore shaft design, the assumed maximum design ground water level was at 1.5m AHD to allow for the potential for some groundwater mounding onshore during a heavy storm event. For the purposes of the jacking pipe design, it was assumed that the maximum and minimum design water levels along the tunnel alignment are controlled by the HAT and LAT, which were assumed with:

- Highest Astronomical Tidal Level (HAT): 1.36 m AHD;
- and Lowest Astronomical Tidal Level (LAT): -1.22 m AHD.

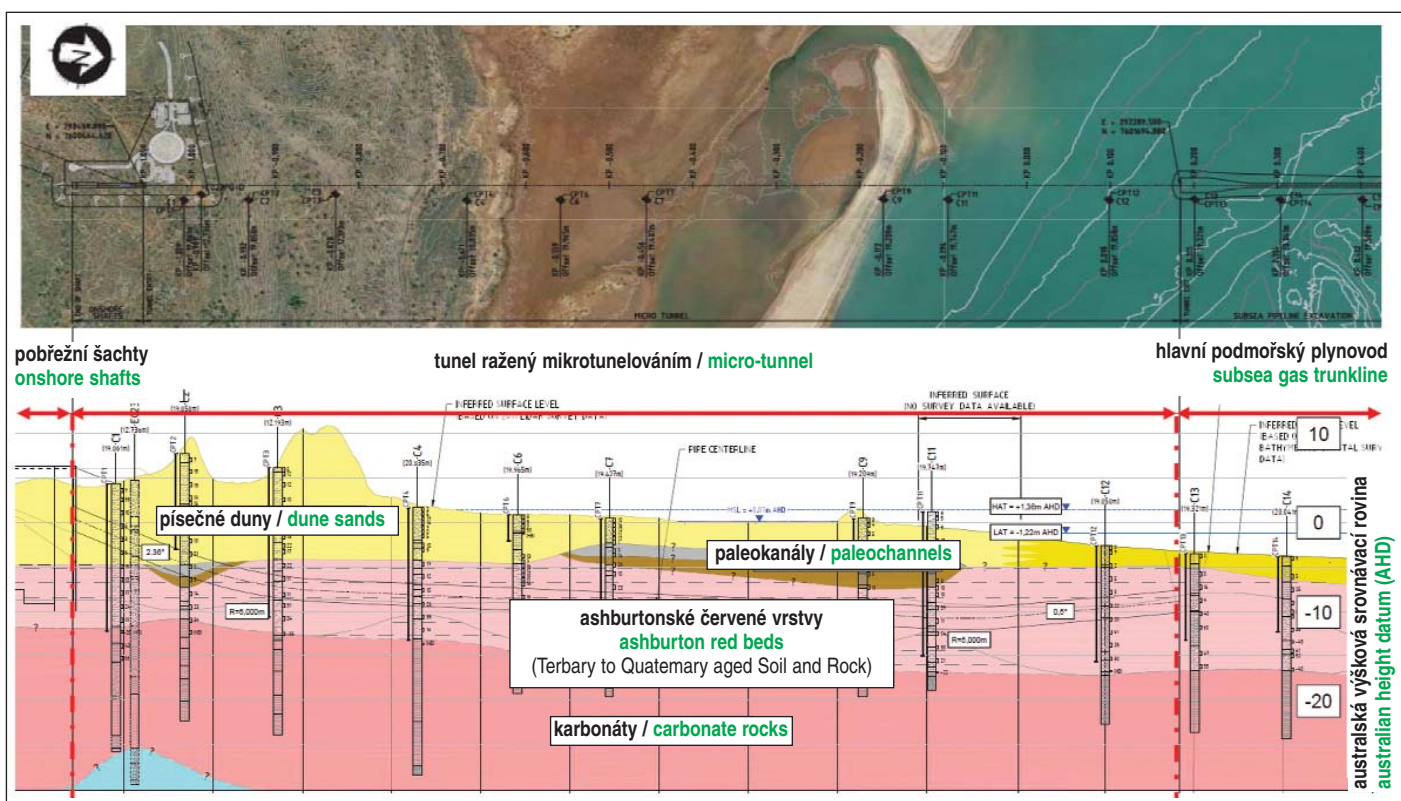
According to the Australian Standard (AS 1170.4-2007) and based on an assessment of the anticipated ground conditions along the alignment, the project site was classified as Seismic Site Class Ce (Shallow Soil Site) for structural analysis and design purposes. In AS 1170.4-2007 Part 4 the 2×10^{-3} annual probability of exceedence (500 year return period) earthquake for the Onslow area is mapped at about 0.12g. This 1-in-500-years event is considered equivalent to the Operating Basis Earthquake (OBE).

PARTICULAR ASPECTS OF THE DESIGN ELEMENTS

Scope of Works

THIESS' was awarded a Design and Build contract. The scope of works for the design section comprised the design of the jacking-pipeline including the alignment, geotechnical investigation and design of the jacking pipes. The design also included the onshore shafts and the offshore TBM retrieval pit. All temporary work designs associated with the site was a part of THIESS's scope.

The scope of works for the construction elements comprised the procurement of all the jacking pipes, site establishment including amenities, procurement, set-up and demobilization of all tunneling infrastructure (e.g. slurry treatment



Obr. 3 Geologický profil podél trasy mikrotunelu

Fig. 3 Geologic Profile along the Micro-Tunnel Alignment

také startovací jámu na pevnině a demontážní jámu pro vytažení štítu v moři. Součástí díla byl i projekt veškerých dočasných prací souvisejících se stavbou.

Předmět stavebního díla zahrnoval pořízení veškerého protlačovaného potrubí, zařízení staveniště včetně zázemí, zajištění, přípravu a odstranění veškeré tunelovací infrastruktury (např. separačního zařízení, generátoru, velínu, nádrže na mísení bentonitu, atd.), výstavbu startovací jámy a protlačovací stavební jámy, veškeré ražby včetně vystrojení, vytažení štítu, výstavbu rampy pro zatahování potrubí a odstranění staveniště.

Předmět díla společnosti HOCHTIEF Engineering obsahoval studii, realizační projekt a projekt skutečného provedení stavby pro následující oblasti:

Projekt trasy:

- trasa mikrotunelu pro účely navigačního systému štítu.

Projekt stavební jámy na pevnině:

- projekt protlačovací a startovací jámy včetně spodní desky, podpěr (přední zeď a boční opěrné zdi) a monitoring;
- rozhraní s tlačným rámem, hlavní tlačnou stanicí a tlačným systémem;
- projekt stavební jámy s rampou pro vtažování potrubí včetně spodní desky a ukotvovacích bodů pro zatahování trubek.

Projekt protlačovaného potrubí:

- projekt prefabrikovaného betonového protlačovaného potrubí včetně speciálních prvků sestávajícího ze standardního potrubí, potrubí s ocelovým opláštěním pro použití u vyústění v moři a speciálního potrubí pro instalaci systému katodické ochrany a monitoring;
- projekt nosných bodů, který bere v úvahu jednotlivá zatížení včetně povolených tolerancí pro zvedání, nakládání, instalaci a přepravu;
- výkresy výztuže a tvaru včetně detailů;
- požadavky na betonovou směs protlačovaného potrubí.

Projekt demontážní jámy štítu v moři:

- projekt demontážní jámy štítu v moři včetně stabilizačních opatření u vyústění potrubí;
- stabilizace vyžadovaná u vyústění protlačovaného potrubí na jedno období cyklonů včetně zatížení souvisejícího s instalací plynovodu;
- určení/specifikace zpětného zásypu, stabilizovaný písek podle potřeby.

Budoucí dopady nákladní dopravy po pozemních komunikacích:

- vyhodnotit dopad výstavby dopravního a servisního koridoru pro nákladní vozidla a jeho provozu na betonové potrubí v mikrotunelu.

Dále byla společnost HOCHTIEF Engineering najata na poskytování konzultační podpory a služeb projektového managementu před a v průběhu výstavby, například přezkoumání a prověření metodologie ražby a pomocných zařízení, přezkoumání technické dokumentace včetně specifikace štítu, manipulačního zařízení a logistiky stavby, základní geotechnické zprávy, aby se zajistila vhodnost projektů stavebních jam a protlačovaného potrubí, atd.

Trasa mikrotunelování a výběr bentonitového štítu

Trasa se skládá ze tří výškových oblouků (obr. 3). Nejprve směřuje dolů v úhlu 2,36 stupně přibližně 150 m, poté navazuje úsek se sklonem 0,23 stupně na následujících přibližně 700 m. Tunel přechází do sklonu 0,5 stupně v oblasti vyústění. Každý oblouk má poloměr 5000 m.

Společnost THIESS za konzultační pomoci HOCHTIEF Infrastructure provedla výběr štítu na projekt mikrotunelu

plant, generator power, control room, bentonite mixing tank etc.), construction of the launch and jacking shafts, all tunneling work including fit-out items, the recovery of the TBM, construction of the pipe pull ramp and site demobilization.

HOCHTIEF Engineering's scope of work included the delivery of the Concept, Detailed, Final and Construction Design for the following listed Design Packages:

Alignment Design

- Micro-tunnel alignment for the purposes of TBM guidance system.

Onshore Shafts Design

- Jacking and launch shaft design including base slab, jacking abutment (headwall and wing-walls) and monitoring;
- Interface with jacking frame, main jacking station and sliding system;
- Pipe Pull Ramp Shaft design including base slab and trunkline pulling anchor points.

Jacking Pipes Design

- Design for all precast concrete Jacking Pipes including specials, comprising of standard pipes, steel lined for use at the marine exit and special pipes for installation of cathodic protection monitoring system;
- Design of lifting points taking into account load cases including lifting, stacking, installation and transportation allowances;
- Reinforcement and related formwork drawings including details;
- Concrete Mix requirements for Jacking Pipes;

Offshore TBM Retrieval Pit Design

- Design for the offshore TBM retrieval pit including stabilization measures around pipe exit;
- Stabilization required for jacking pipes exit for one cyclone season including loads from trunkline installation;
- Determination/specification of backfill, stabilized sand as required.

Future Haulage Road Impacts

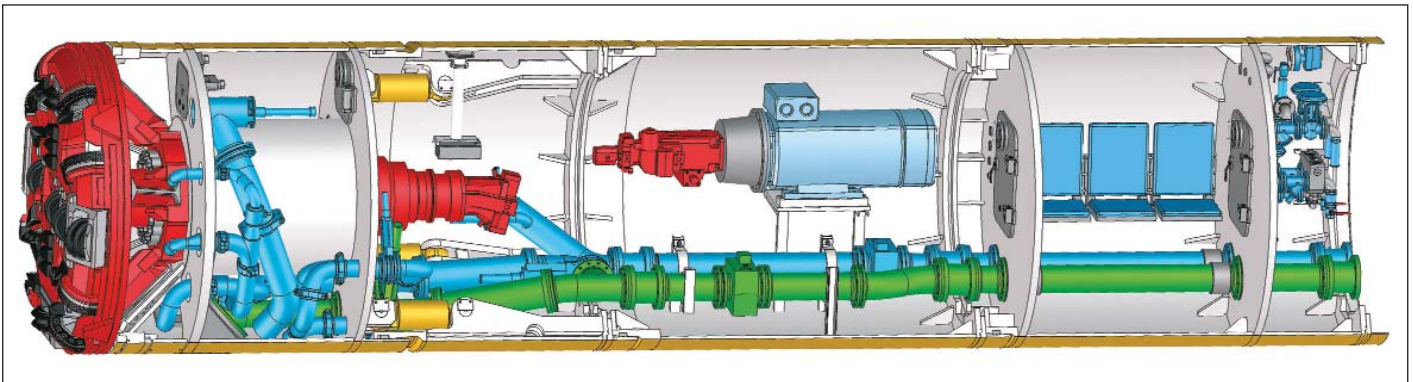
- Assess the effect of heavy haul road and service corridor construction and operation on the micro-tunnel concrete pipes.

Furthermore, HOCHTIEF Engineering was engaged in providing Engineering Support and Design Management services prior and during construction, e.g. review and verification of Tunneling Methodology and Auxiliary Equipments, review of various Engineering Reports, including TBM specifications, handling equipment and site logistics, Geotechnical Baseline Report, to ensure suitability for shafts and jacking pipe designs etc.

Micro-Tunnel Alignment and Selection of the TBM

The alignment consists of three different vertical curves (Fig. 3). Firstly it heads down at an angle of 2.36 degrees for approx. 150m before flattening out at 0.23 degrees for the next approx. 700m. The tunnel takes transitions into a 0.5 degree inclination up until the tunnel exit. Each curve has a radius of 5,000m.

THIESS, in consultation with HOCHTIEF's Tunneling division, carried out the selection of the TBM for the Wheatstone Micro-tunneling Project based on the machine's ability to excavate the inferred geology (cf. Fig. 3), expected to be encountered along the 1,242m-long tunnel alignment;



Obr. 4 Typická konfigurace bentonitového štítu série AVND
Fig. 4 Typical AVND-Series TBM Configuration

zdroj:source: © Herrenknecht AG

Wheatstone na základě schopnosti daného stroje razit v uvažovaných geologických podmínkách, které se očekávaly podél trasy tunelu dlouhé 1242 m, a také na základě úspěšnosti podobných technologií protlaku a výkonu zařízení v podobných geologických podmínkách též i na minimalizaci rizik vyplývajících z celého procesu realizace protlaku. Pro tento projekt byl vybrán kombinovaný bentonitový razicí štít Herrenknecht AVND 2000 AB (obr. 4, 11) a související systémy a komponenty, jako jsou například hyperbarická komora (kompresní/dekompresní komora), podmořský modul pro vytažení stroje, automatická hlavní protlačovací stanice a 11 meziprotlačovacích stanic, navigační systém od společnosti VMT SLR-V atd. Tento štít byl zvolen proto, že jde o nejpokročilejší a nejkompletnější systém protlaku, který je v současnosti na trhu k dispozici.

Projekt protlačovaného potrubí

Od dokončení v říjnu 2013 je mikrotunel Wheatstone považován za nejdelší tunel zhotovený technologií protlaku na jižní polokouli. Jeho délka je 1242 m, vnější průměr 2,45 m a vnitřní průměr 2 m. Je v něm sedm různých druhů trubek. Délka každé z nich je 3 m a v závislosti na typu váží 12 až 16 tun.

Společnost HOCHTIEF Engineering vyhotovila projekt protlačovaného potrubí s výjimkou tlačných mezistanic, které projektoval dodavatel THIESS.

Protlačované potrubí bylo vyprojektováno podle německého předpisu DWA-A 161 (2010) „Statically výpočet protlaku“,

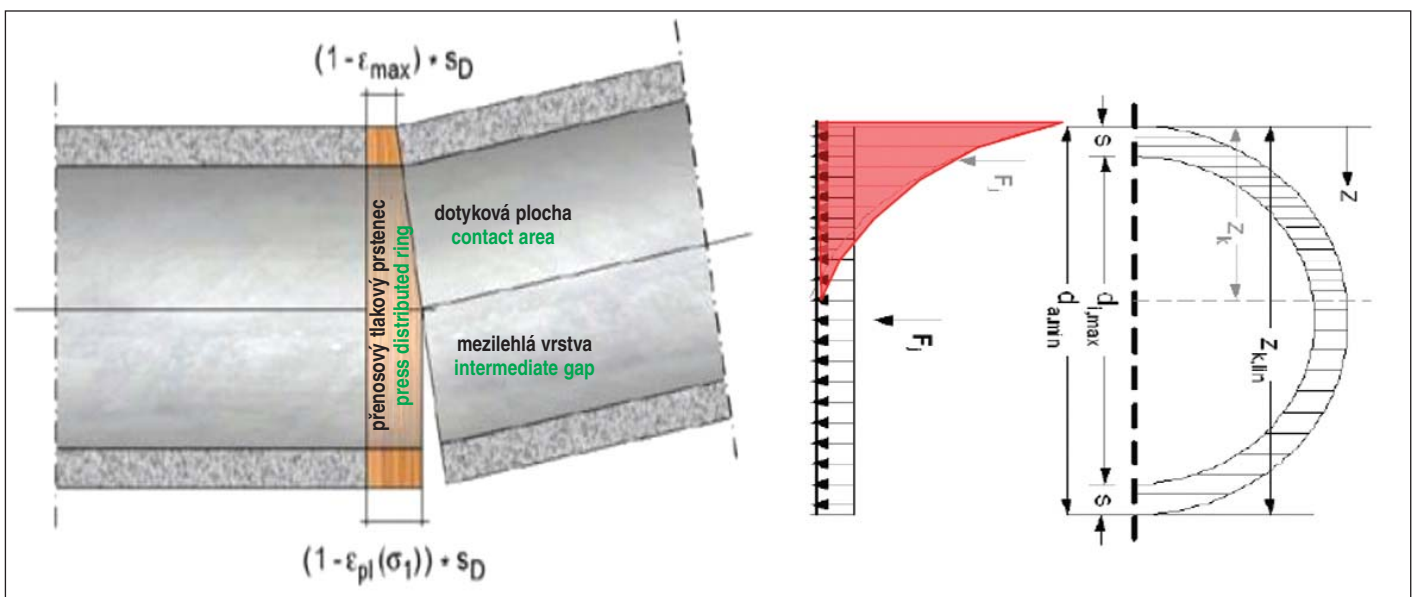
on the successful track record of similar pipe jacking machines and equipment performance in similar ground conditions as well as on the overall pipe jacking process execution risk minimization. The Herrenknecht AVND 2000 AB TBM (cf. Fig. 4 and 11), a mix shield slurry machine, and the associated systems and components, such as an airlock (compression / decompression chamber), sub-sea recovery module, automatic main jacking station and 11 inter-jack stations, VMT SLR-V Guidance system etc. have been selected for this project, due to being the most advanced and complete pipe jacking systems currently available on the market.

Jacking Pipes Design

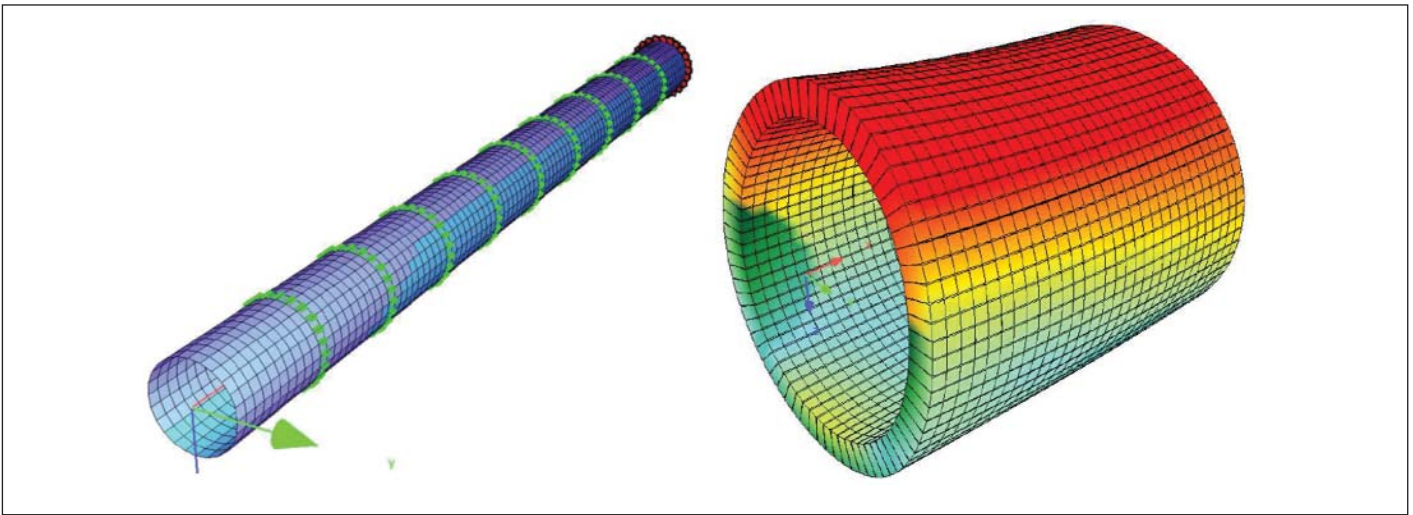
Since completion in October 2013, the Wheatstone micro-tunnel is considered to be the longest pipe-jacked tunnel in the Southern Hemisphere. It is 1,242m in length with an outside diameter of 2.45m and an internal diameter of 2m. There are seven (7) different types of pipes. The length of each is 3m, weighing from 12 to 16 tons depending on the type.

HOCHTIEF Engineering completed the design for the micro-tunnel jacking pipes, except for the inter-jack stations which were designed by THIESS.

The jacking pipes have been designed according to the German guideline DWA-A 161 (2010), “Structural Calculation of Jacking Pipes”. It was decided that this provided the



Obr. 5 Úhlové vychýlení a z toho vyplývající rozložení tlaku na spoji dvou trubek
Fig. 5 Angular Deflection and Resulting Stress Distribution in the Joint between two Pipes



Obr. 6 Příklad z 3D analýzy vzájemného působení zeminy a konstrukce důrazem na potrubní spoje

Fig. 6 Exemplary Calculation Plots from 3D-FE Numerical Analyses of the Complex Soil-Structure-Interaction with Emphasis on the Pipe Joints

protože tento předpis poskytoval nejlepší projekční základ a zásady týkající se protlaku a byl aktuálnější než australské předpisy.

Předpis DWA bere v úvahu efekt deformace prstenců způsobený přenosem tlakové síly a jeho vliv na betonové potrubí. Chování těchto zátěž přenášejících prstenců, vložených mezi čela trub ve spojích, má značný dopad na nejvyšší tlaky, které působí na čela trub v průběhu protlačování (obr. 5). V minulosti vedl přílišný tlak k trhlinám v betonovém plášti ve spojích. Toto je důležitým kritériem při projektování, jelikož tyto prstence vykazují významné nelineární chování materiálu v průběhu fáze komprese a dekomprese.

Předpis DWA byl v projektu použit zejména:

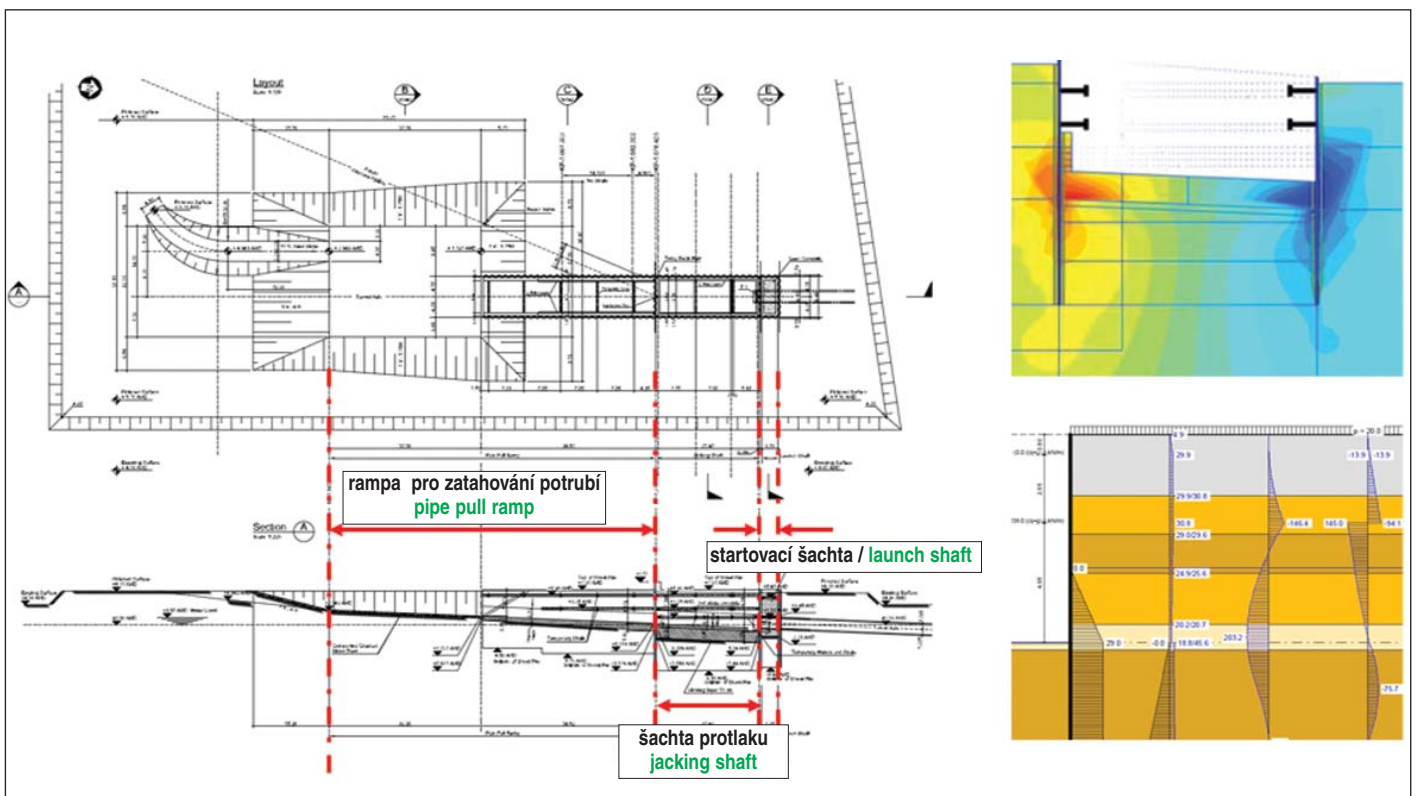
- k určení tlaku zatížení zeminou a z protlačování;
- k podrobnému ověření tloušťky stěny potrubí, respektive kontrole zatížení při protlačování, a to při uvážení:

best design basis and principles for the jacking pipes and is the more current between the Australian and German guidelines.

The DWA guideline takes account of the special effect of the thrust transfer ring deformation and its effect on the concrete pipe. The behavior of these load transfer rings has a significant impact on the peak stresses acting on the pipe joints during the jacking operation (cf. Fig. 5). In the past, overstressing has resulted in concrete cover spalling in the joints. This is an important design consideration as the compression rings show a significant non-linear material behavior during the compression and de-compression phases.

The DWA guideline was used in the design in particular:

- for the determination of forces from ground load and jacking;



Obr. 7 Návrh a podélný řez šachtami na pevnině (vlevo), příklad z 2D analýzy konečných prvků a analýzy metodou mezní rovnováhy (vpravo)

Fig. 7 Layout and Longitudinal Section of the Onshore Shafts (left) / Exemplary Calculation Plots from 2D-FE and Limit Equilibrium Analyses (right)

- sil protlačování a výsledných tlaků a rozložení tlaku na spojích potrubí;
- úhlových odchylek mezi sousedními trubkami kvůli projektované trase;
- nezáměrných odchylek mezi sousedními trubkami způsobenými korekcemi řízení;
- chování materiálu prstence přenášejícího tlakovou sílu.

Komplexní interakce zeminy a konstrukce, zejména zvláštní působení nelineárního chování materiálu prstence přenášejícího tlakovou sílu a jeho vliv na betonové potrubí, byly zanalyzovány pomocí trojrozměrných (3D) numerických metod konečných prvků. Výpočet ze 3D analýzy konečných prvků názorně ukazuje obr. 6. Je možné na něm vidět, že zátěž z protlačování má značný vliv na potrubí.

Celkově je na trase 422 trubek sedmi různých typů včetně ocelových trubek mezilehlých tlačných stanic. Obecně je rozměr veškerého potrubí (s výjimkou potrubí u mezilehlých tlačných stanic) s vnitřním průměrem 2 m a s tloušťkou stěny 225 mm.

Prefabrikované železobetonové protlačované potrubí je vyprojektováno s životností 30 let. Stanovená minimální pevnost betonu u tohoto potrubí je 65 MPa. Ocelové objímky, které pomáhají směrovému vedení potrubí, zamezují bočním posunům sousedních trubek v průběhu protlačování a fixují těsnění po dobu provozního životního cyklu projektu, jsou vyrobeny ze žárově pozinkované oceli. Zdvíhací kotvy jsou Reid 10T. Každá trubka má tři průchodky pro injektáž bentonitu.

Stavební jámy na pevnině

Stavební jámy na pevnině jsou trojího typu: startovací jáma, protlačovací jáma a stavební jáma s rampou pro zatahování potrubí (obr. 7). Protlačovací stavební jáma je hlavní jámou pro razící práce. Startovací jáma je pouze malá komora před protlačovací jámou k umožnění zahájení činnosti štítu. Rampa pro zatahování plynového potrubí byla vybudována po dokončení prací na mikrotunelování.

Společnost THIESS, v úzké spolupráci s experty HOCHITEF Infrastructure, vypracovala klíčové pokrokové opatření v technologii protlaku, jímž byla dvojitá protlačovací stanice, která byla schopna záběru o celkové délce 10 metrů a její výkon je 1400 tun tlakové síly. Má dvoufázové fungování, dvoufázové teleskopické rámy pracují se dvěma tlačnými prstenci, které se pomocí horizontálních hydraulických válců odtlačují jeden od druhého. Toto umožnilo, aby byly v jednom cyklu nainstalovány a zatlačeny tři trubky. Válce měly kulaté montážní desky na obou koncích, čímž se omezilo vychylování, aniž by to vyžadovalo jakoukoli další podporu, když došlo k plnému roztahení. Má se za to, že tak došlo ke zkrácení doby protlačování o dvě třetiny.



Obr. 8 Fotografie zobrazující vytažení štítu
Fig. 8 Exemplarily Picture Showing a TBM Recovery

- for detailed verification of the pipe wall thickness respectively a design check for the jacking loads, by taking into account:
 - pipe jacking forces and resulting stresses and stress distribution in the pipe joint;
 - angular deflection between adjacent pipes due to the design alignment;
 - unintentional deflection between adjacent pipes due to steering corrections;
 - material behavior of the thrust transfer ring.

The complex soil-structure-interaction, in particular the special effect of the non-linear material behavior of the thrust transfer ring and its effect on the concrete pipes, has been analyzed utilizing three dimensional (3D) finite element (FE) numerical methods. Figure 6 shows shows exemplarily a calculation plot from a 3D-FE analysis; it can be seen that the jacking load has a notable effect on the pipe.

In total there are 422 pipes along the alignment, with seven (7) different types, including the inter-jack station steel pipes. The general layout for all the pipes (except for the inter-jack station pipes) is an internal diameter of 2 meters with a wall thickness of 225 millimeters.

The precast concrete jacking pipes are designed for a lifetime of 30 years. The specified minimum concrete strength for the jacking pipes is 65MPa. Steel collars, to help guide the pipes and avoid lateral displacements of adjacent pipes during the pipe jacking operation and to hold the sealing gasket in place during operational lifetime of the project, are constructed from hot dipped galvanized steel. The lifting anchors are Reid 10T foot anchors. There are 3 bentonite nozzles in each pipe.

Onshore Shafts

The onshore shafts comprise three sections: The launch shaft, the jacking shaft and the pipe pull ramp (cf. Fig. 7). The jacking shaft is the central shaft for the tunneling process. The launch shaft is only a small chamber in front of the jacking shaft to facilitate the starting procedure for the TBM. The pipe pull ramp was constructed subsequent to completion of the micro-tunneling works.

THIESS, in close cooperation with HOCHITEF's experts had worked out a key advance in the jacking operation, which was the double jacking station. The double jacking system was capable of a total stroke length of 10 meters with a capability of 1,400 tones jacking force. The dual acting, two stage telescopic rams operated through two thruster rings, one pushing off the other. This allowed for three pipes to be installed and pushed in one cycle. The cylinders had spherical mounting plates at each end that allowed for limited misalignment without requiring any intermediate support when fully extended. It is considered that this reduced the jacking operation timeframe by two-thirds.

The shafts were designed with the use of sheet piles. This provided flexibility with the design and construction methodology. The sheet piles ranged in length from 11m to 18m.

The purpose of the launch shaft was to provide suitable ground condition and sealing to commence tunneling. The launch shaft was excavated first, in three stages and back-filled with stabilized sand, before the excavation of the jacking shaft commenced.

The jacking shaft was 20m in length. The jacking shaft was excavated in four stages utilizing a combination of



Obr. 9 Letecký pohled na místo stavby
Fig. 9 Aerial View of the Project Site

zdroj:source: Chevron Australia

Jámy byly vyprojektovány za použití štětovic. To umožnilo flexibilitu projektu a stavebních postupů. Délka štětovic se pohybovala mezi 11 a 18 m.

Účelem startovací jámy bylo poskytnout vhodnou ochranu vůči geologickým podmínkám tak, aby bylo možné zahájit ražby. Startovací jáma byla vykopána nejdříve, a to ve třech fázích, a zpětně zasypána stabilizovaným pískem před tím, než se začalo s výkopem protlačovací jámy.

Délka protlačovací jámy byla 20 m. Protlačovací jáma byla vykopána ve čtyřech fázích za pomoci kombinace dočasného a trvalého pažení a podpěr, přičemž dočasné podpěry mohly být odstraněny poté, co získala požadovanou pevnost vybetonovaná základová deska. Pro postup výkopových prací bylo kritické odvodňování a hlídání hladiny podzemní vody. To proto, aby nedošlo k trhlinám a/nebo zvedání způsobené tlakem vody. Dno jámy bylo vyztuženo betonovou deskou o tloušťce 2 m. Funkcí této základové desky bylo:

- utěsnit dno jámy před možným průsakem spodní vody, kde vnější úroveň spodní vody byla výše než základová deska;
- přenést vztlakové síly spodní vody na štětovicovou stěnu;
- poskytnout podpěru v rámci projektu štětovicové stěny;
- poskytnout základ pro protlačovací práce a rozložit tlaky související s protlačováním v průběhu ražeb.

Úspěch protlačovací jámy závisel na správném projektu. Vzájemné působení štětovicových stěn a základové desky muselo být vyprojektováno tak, aby konstrukce odolaly vysokým silám při protlačování potrubí (1400 tun). Nesměla být také překročena únosnost zeminy za čelní stěnou a/nebo dovolená/přípustná míra posunutí stěny. Na projektu Wheatstone Shore Crossing byl využit důmyslný systém, přední stěna s bočními stěnami, kde projekt protlačovací jámy předpokládal, že se zatížení vzniklé protlačováním rozloží mezi železobetonovou přední stěnu a základovou desku v poměru 50/50 %. To znamená, že se zátěž rozkládá a přenáší do země u přední stěny a u bočních štětovicových stěn protlačovací šachty.

Demontážní jáma štítu v moři

Demontážní jáma v moři se nachází na konci trasy mikro-tunelu a sloužila jako cílová jáma pro štít po dokončení protlačovacích prací. Tato jáma bude rozšířena, aby se do ní vešel přechodový výkop pro instalaci plynového potrubí. Jakmile se plynovod zatáhne dovnitř, bude výkop včetně vyústění tunelu zpětně zasypán a zakryt vhodným materiálem pro dlouhodobou ochranu.

Podle technologického postupu z nabídky se k vytažení štítu měla použít nákladní loď s jeřábem a podpůrnými plavidly.

temporary and permanent walers and struts; with the temporary props able to be removed after the concrete base slab has been poured and gained the structurally required compressive strength. Dewatering and water control was critical to the excavation sequence. This was so that hydraulic cracking and/or uplift did not occur. The base within the shaft was a reinforced 2m thick concrete slab. The function of the base slab was to:

- seal up the bottom of the shaft from possible groundwater ingress, where the outside groundwater level is higher than the base slab;
- transfer the uplift forces from the groundwater to the sheet pile wall;
- provide a brace within the design of the sheet pile wall;
- provide a foundation for the jacking operation and to distribute the jacking forces during tunneling.

The success of the jacking shaft hinged on the proper design of the thrust reaction system. The thrust reaction system – in interaction with sheet pile wall and base slab – had to be designed to withstand the high jacking forces (1,400 tons) required to push the pipes through the ground, without exceeding the bearing capacity and/or allowable/tolerable amount of displacement. The Wheatstone Shore Crossing Project utilized a sophisticated thrust reaction system, a headwall with wing-walls, where the jacking shaft design assumed that the jacking loads are shared between the reinforced concrete headwall and base slab in the order of 50-50%. That is, loads are shared with and transferred to the ground at the headwall and at the side sheet pile walls of the jacking shaft.

Offshore TBM Retrieval Pit

The offshore TBM Retrieval Pit is located at the end of the micro-tunnel alignment and served as reception pit for the TBM at the completion of pipe jacking operation. The Pit will be expanded to include a transition trench for the gas trunkline installation. Once the trunkline has been pulled in, the trench including the tunnel exit will be backfilled and covered by appropriate material for long term protection.

The tender methodology involved the use of a barge, with a crane and support vessels to recover the TBM. The material above the TBM was going to be removed by spreading the material away from the machine with a Rotec R2000. Two hydraulic lines are attached to the machine to operate the hydraulic rams so that machine is separated from the first pipe. A lifting beam would be attached to the TBM, lifted to the surface and towed into harbor for removal with a 450 ton crane.

THIESS together with their offshore specialty sub-contractors have developed a new methodology. One of the main drivers for the new methodology is reducing the risk regarding unavailability of barges and tugs due to the offshore work currently being undertaken in Western Australia and Queensland. The new methodology relates to how the TBM is retrieved from the exit pit and brought to the surface. Therefore the excavation of the machine and push off from the first pipe remains the same.

HOCHTIEF Engineering provided a design for the offshore TBM Retrieval Pit including the stabilization measures around the micro-tunnel exit, while accounting for the new methodology utilized by THIESS for the TBM recovery. The stabilization was required to protect the integrity of the

Materiál nad štítem se měl rozprostřít mimo tento razicí stroj za použití Rotecu R2000. Na štít se měla připevnit dvě hydraulická zařízení, pomocí kterých by se oddělil od první trubky. Ke štítu se pak mělo připoutat vahadlo, které by jej vyzvedlo na povrch a dotáhlo do přístavu k demontáži za pomoci 450tunového jeřábu.

Společnost THIESS však společně se subdodavateli specializovanými na tento typ prací vypracovala nový technologický postup. Jedním z hlavních důvodů bylo snížení rizika týkajícího se nedostupnosti nákladních lodí a remorkérů kvůli jiným projektům v moři, které se v té době realizovaly v Západní Austrálii a Queenslandu. Tento nový technologický postup se týkal způsobu vytažení štítu z koncové jámy na povrch. Proto vykopání stroje a oddělení od první trubky zůstalo stejné.

Projekt demontážní jámy poskytla společnost HOCHTIEF Engineering, a to včetně stabilizačních opatření u ústí mikrotunelu, při uvážení nového postupu použitého společností THIESS k vytažení štítu. Byla vyžadována stabilizace k ochraně neporušeného stavu protlačovaného potrubí u ústí mikrotunelu a také jako opatření po jednu sezonu cyklónů včetně zatížení vyplývajícího z instalace plynového potrubí. Projekt obsahoval specifikaci materiálů určených ke zpětnému zásypu.

Technické řešení vzalo v úvahu různé stavební fáze a různá zatížení:

- A. *Předvykopání zóny koncové jámy:*
koncová jáma se vykope o rozměrech přibližně 60x40x6 m, aby umožnila řízené vytažení štítu.
- B. *Zpětný zásyp a dočasná ochrana zóny koncové jámy:*
aby se ochránil svahy nad a okolo ústí mikrotunelu před erozí a destabilizací až do příjezdu razicího stroje a jeho opětovného vytažení, bude koncová jáma zpětně zasypána navrženou zásypovou vrstvou/vrstvami.
- C. *Vykopání zásypového materiálu:*
navržená zásypová vrstva/vrstvy se vykopou a stroj se vytáhne z koncové jámy.
- D. *Zpětný zásyp a ochrana zóny koncové jámy pro případné období cyklónů:*
aby se ochránila neporušenost protlačovaného potrubí u ústí mikrotunelu před možným obdobím cyklónů až do instalace plynovodu, bude koncová jáma zpětně zasypána navrženou zásypovou vrstvou/vrstvami.
- E. *Vykopání materiálu pro zpětný zásyp po instalaci plynovodu a dlouhodobá ochrana:*

jacking pipes at the micro-tunnel exit and did account for one cyclone season including loads from the gas trunkline installation. The design also included the specification for the engineered backfill materials.

The design solution accounted for various construction and loading phases:

- A. *Predredging of Exit Pit Zone:*
exit Pit will be excavated in the limits of approx. 60m x 40m x 6m to allow for a controlled TBM recovery.
 - B. *Backfilling and Temporary Protection of Exit Pit Zone for TBM Arrival:*
in order to protect the slopes over and around the micro-tunnel exit from erosion and destabilization up to TBM arrival and recovery the Exit Pit will be back-filled with engineered backfill layer(s).
 - C. *Excavation of Backfill Material for TBM Recovery:*
the engineered backfill layer(s) will be excavated and the TBM will be recovered from the Exit Pit.
 - D. *Backfill and Protection of Exit Pit Zone for Potential Cyclone Season:*
in order to protect the integrity of the jacking pipes at the micro-tunnel exit from a potential cyclone season up to trunkline installation the Exit Pit will be back-filled with engineered fill layer(s).
 - E. *Excavation of Backfill Material for Trunkline Installation and Long-term Protection:*
in the last phase a transition trench will be excavated for gas trunkline installation. The trunkline will be pulled into the flooded but not back filled tunnel.
- The composition and thickness of the backfill layers, as well as the grading of the engineered backfill materials were driven by the specific requirements of each phase of the construction sequence, e.g. material to be suitable as backfill and adequate for protection of the Exit Pit zone during micro-tunneling operation, material to be suitable for suction dredging and material to be suitable for re-use, and material to be adequate for the protection of the Exit Pit zone during a potential cyclone season. To address these specific requirements, erosion stability and filter stability analyses were performed. Based on the performance requirements, geometrical and mechanical specifications for the backfill materials have been developed.



Obr. 10 Betonové protlačované potrubí (vnější průměr = 2,45 m) dodané na stavbu
Fig. 10 Concrete Jacking Pipes (OD=2.45m) being delivered to the Project Site



Obr. 11 Bentonitový štít Herrenknecht AVND 2000 AB na stavbě
Fig. 11 Herrenknecht AVND 2000 AB TBM at the Project Site

v poslední fázi se vykope přechodový výkop pro instalaci plynovodu. Ten se zatáhne do zaplaveného, ale ne zpětně zasypaného tunelu.

Složení a mocnost zásypových vrstev a také frakce navržených zásypových materiálů byly určeny specifickými požadavky na každou fázi stavebního postupu, například materiál vhodný ke zpětnému zásypu a k ochraně zóny koncové jámy v průběhu mikrotunelování, materiál vhodný k odtěžení pomocí sacího bagru a vhodný k opětovnému použití a adekvátní materiál k ochraně zóny koncové jámy v průběhu možného období cyklonů. Aby se těmto konkrétním požadavkům vyhovělo, byly provedeny analýzy erozní stability a stability při průsaku vody. Na základě výkonových požadavků byly vypracovány granulometrické a mechanické specifikace zásypových materiálů.

POSTUP STAVBY A SHRNUTÍ

Tento článek obsahuje shrnutí projektu Wheatstone Shore Crossing, představuje jeho hlavní rysy a zabývá se hlavními aspekty projektu mikrotunelování.

V roce 2013 postavila společnost THIESS Pty Ltd protlačovaný mikrotunel za pomoci technologie štítování o délce 1242 m, o vnějším průměru 2,45 m a vnitřním průměru 2 m včetně veškerých podpůrných systémů pro ražby, tj. čistírny odpadních vod, separačních zařízení a usazovacích nádrží. Přes tento tunel pod oceánem a pod pobřežím se spojí velkopřůměrový (44") plynovod z plošiny nacházející se v moři se zařízením LNG v oblasti Ashburton North, která je na severozápadě Západní Austrálie poblíž města Onslow.

Poté, co nezávislý expert společnosti Chevron posoudil a schválil projekční balíčky, získala společnost THIESS vyžadovaná povolení ke stavbě. Stavební práce spočívající v mikrotunelování byly zahájeny na začátku března roku 2013. Místo stavby z leteckého pohledu je na obr. 9. Výroba prefabrikovaného betonového protlačovaného potrubí začala také zkraje března roku 2013. Dodání prvních trubek na stavbu je na obr. 10.

Stavba protlačovací a startovací jámy pomocí štětovic (obr. 12) probíhala do konce července roku 2013, kdy byl štít spuštěn do protlačovací jámy (obr. 14). Následně byla na začátku srpna zahájena ražba, prorážka do koncové jámy proběhla na začátku října. Následovalo vytažení razičského stroje a rozšíření stavební jámy na pevnině rampou pro zatahování potrubí (obr. 13). Předmět díla společnosti THIESS byl finálně dokončen na konci listopadu 2013.



Obr. 12 Zajištění stavební jámy štětovicovými stěnami
Fig. 12 Sheet-Piling Works

CONSTRUCTION PROGRESS AND SUMMARY

This paper provides an overview of the Wheatstone Shore Crossing Project, presents the key features, and discusses the main aspects of the micro-tunneling design.

In 2013 THIESS Pty Ltd constructed a 1,242m TBM pipe jacked micro-tunnel with an external diameter of 2.45m, an internal diameter of 2.0m, including all support systems for the tunneling works, which consists of a water treatment plant, slurry plants and sediment ponds. The tunneled shore crossing under the ocean will connect a large diameter (44") gas pipeline from the an offshore platform in Australia with the Wheatstone LNG Plant at Ashburton North located in the north west of Western Australia near the town of Onslow.

Upon a review and acceptance of the design packages by Chevron's independent reviewer, THIESS received the required construction certificates. The micro-tunneling on-site construction works commenced in early May 2013. Figure 9 shows an aerial view of the project site. The production of the precast concrete jacking pipes had commenced earlier in March 2013. Figure 10 shows the delivery of the first pipes to the project site.

Construction of the Jacking- and Launch Shaft, by means of sheet-pile driving works (refer to Fig. 12), took place until end of July 2013, when the TBM was lowered into the



Obr. 13 Hloubení stavební jámy
Fig. 13 Shaft Excavation Works



Obr. 14 Protlačovací stanice, pohled zevnitř tunelu
Fig. 14 Double Jacking Station / View Inside the Tunnel

Projekt na tuto technicky náročnou stavbu dodala společnost HOCHTIEF Engineering. Společnost THIESS, patřící do holdingu HOCHTIEF, realizovala tuto stavbu a ukázaly se zde výhody plynoucí ze vzájemné spolupráce firem uvnitř holdingu, zejména s ohledem na realizovatelnost projektu a využití inovativního projekčního přístupu k náročným požadavkům stavby. To prakticky není možné, pokud projektant i zhotovitel mají jiný systém řízení s rozdílnou strategií a výsledným cílem.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři by chtěli poděkovat zhotoviteli – společnosti THIESS Pty Ltd – za pomoc s publikací tohoto článku. Zvláštní poděkování patří Andreasi Lehrovi a Danielu Backhouseovi z THIESS a Carstenu Schulte z projekčního týmu HOCHTIEF Engineering za jejich revize a konstruktivní komentáře.

TANER AYDOGMUS, taner.aydogmus@hochtief.de,
TAydogmus@flatironcorp.com,
HOCHTIEF Engineering GmbH,
Flatiron Constructors, Inc.,
CARSTEN SCHULTE,
carsten.schulte@hochtief.de,
HOCHTIEF Engineering GmbH

Recenzovali: Ing. Karel Franczyk, Ph.D., Ing. Tomáš Zítka

Jacking Shaft (refer to Fig. 14). Subsequently the tunneling commenced at the beginning of August and the TBM reached the Exit Pit at the beginning of October. Recovery of the TBM and extension of the Onshore Shafts with the Pipe Pull Ramp (refer to Fig. 13) followed, before construction of THIESS' scope was finally completed at the end of November 2013.

The design of this exciting and technically challenging project was delivered by HOCHTIEF Engineering. THIESS has commented on numerous occasions of their satisfaction with the design work performed and noted the key benefits of partnering with HOCHTIEF Engineering as being their design focus on constructability and their innovative design approach for challenging construction demands.

The successful completion of the Wheatstone Shore Crossing design would not have been possible without THIESS's support and professional excellence. Through an innovative approach that made the Wheatstone Microtunnel Project achieve excellence.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to thank the Contractor THIESS Pty Ltd for their support in publishing this paper. Special thanks goes to Andreas Lehr and Daniel Backhouse of THIESS for their reviews and constructive comments.

TANER AYDOGMUS, taner.aydogmus@hochtief.de,
TAydogmus@flatironcorp.com,
HOCHTIEF Engineering GmbH,
Flatiron Constructors, Inc.,
CARSTEN SCHULTE,
carsten.schulte@hochtief.de,
HOCHTIEF Engineering GmbH

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Unpublished Project Design Documents. HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Infrastructure, 2012/2013
- [2] Geological Survey of Western Australia (1982). Geological Series, 1:250 000, Onslow Sheet
- [3] DWA-A 161 – Entwurf: Statische Berechnung von Vortriebsrohren – Entwurf (September 2010) – in German. *Structural Calculation of Jacking Pipes – Draft (September 2010)*

NÁVRH, REALIZACE A PODMÍNKY PROVÁDĚNÍ NEVYZTUŽENÉHO DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ KONVENČNĚ RAŽENÝCH TUNELŮ

DESIGN, CONSTRUCTION AND CONDITIONS OF APPLICATION OF UNREINFORCED CONCRETE FINAL LINING IN CONVENTIONALLY DRIVEN TUNNELS

JIŘÍ HOŘEJŠÍ, LIBOR MAŘÍK, PAVEL RŮŽIČKA, ANDREAS SCHAAB

ABSTRAKT

Cestou k ekonomickému návrhu definitivního ostění konvenčně ražených tunelů je jeho dimenzování na základě skutečně zastižených geotechnických podmínek. Pro železobetonové konstrukce existuje v České republice řada norem a předpisů, které slouží jak pro návrh a provádění konstrukce, tak pro její převzetí objednatelem před uvedením do provozu a před koncem záruční doby. Pokud to místní poměry dovolují, je možné definitivní ostění navrhnout jako nevyztužené. V takovém případě je třeba zohlednit odlišnosti ve statickém návrhu i možnostech chování ostění a nastavit kritéria pro přejímku ostění tak, aby jeho použití bylo možné. Nastavení příliš přísných kritérií vzniku trhlin může vést k nárůstu ceny díla buď z důvodu nutného vyztužení ostění, nebo z důvodu snížení rizika zhotovitele započtením předpokládaných sanací do celkové ceny. Článek popisuje základní rozdíly v přístupu k železobetonovému a nevyztuženému betonovému ostění, možnosti omezení vzniku trhlin návrhem betonové směsi, volbou technologického postupu prací i způsobem ošetřování po odbednění. V textu je uvedeno srovnání kritérií pro hodnocení povrchu nevyztuženého ostění se zahraničními předpisy.

ABSTRACT

The way to an economic design of the final lining in conventionally driven tunnels lies in structural analysing based on the actually encountered geotechnical conditions. Regarding reinforced concrete structures, many standards and regulations applicable to designing and building structures and taking them over by the client before their commissioning and before the end of the warranty period respectively exist in the Czech Republic. If the local conditions allow it, it is possible to design the final lining as an unreinforced concrete structure. In such a case it is necessary to take the differences into consideration in the structural design and in the possibilities of the lining behaviour and to set criteria for taking over the lining allowing for its use. Setting too stringent criteria for cracking can lead to an increase in the contract price, either because of the necessity for reinforcing the lining or because of the fact that the contractor reduces the risk by incorporating the assumed cost of repairs into the total cost. The paper describes basic differences in the approach to reinforced concrete and unreinforced concrete linings, the possibilities of limiting formation of cracks by means of the concrete mix design, by selection of the technological procedure of the work and the method of curing after stripping. The text contains a comparison of criteria for assessing the surface of an unreinforced concrete lining with criteria in foreign regulations.

1. ÚVOD

Používání nevyztuženého definitivního ostění je v současné době zpravidla spojeno s konvenčně raženými tunely, u kterých primární ostění tvoří stříkaný beton a definitivní ostění je prováděno jako monolitické. V České republice v oblasti konvenčně ražených tunelů převládá NRTM, na jejichž principech byly s výjimkou Březenského tunelu raženého metodou obvodového vrubu vyraženy všechny tunely novodobé tunelářské historie. Její nasazení umožnil až převrat v roce 1989, který otevřel hranice a dal zelenou technologii, které doposud nebyly používány. Projektanti postupně získali přístup k výkonné výpočetní technice a programovému vybavení, stavební firmy ke strojnímu vybavení a stavebním materiálům a obě skupiny společně možnost čerpat ze zahraničních zkušeností.

V souvislosti s NRTM často slyšíme, že se jedná o tunelovací metodu, která umožňuje operativně reagovat na skutečně zastižené geotechnické podmínky a vynakládat jen takové finanční prostředky, které jsou nezbytné z hlediska dodržení požadavků na kvalitu díla a bezpečnost jeho provádění. Aby tomu tak mohlo být, je třeba vytvořit prostor nejen pro zmiňované vybavení moderní technikou a získávání potřebných znalostí i zkušeností, ale také vytvořit technický a právní rámec, který by bez velkých překážek umožnil oběma smluvním stranám legálně a operativně provádět změny

1. INTRODUCTION

The use of unreinforced concrete final lining is currently usually associated with conventionally driven tunnels, where the primary lining is formed by shotcrete and the final lining is cast-in-place. The NATM prevails in the Czech Republic in the area of conventionally excavated tunnels. All tunnels in the modern tunnelling history, with the exception of the Březno tunnel driven using the Mechanical Pre-cutting Method, were driven using the NATM principles. The NATM application was made possible only after the revolution in 1989, which opened borders and gave the green light to technologies which had not been used until then. Designers gradually gained access to high performance computer technology and program equipment, construction companies access to mechanical equipment and building materials and both groups jointly gained the possibility to draw on foreign experience.

In the context of the NATM it is often mentioned that it is a tunnelling method allowing operative responding to the actually encountered geotechnical conditions and expending only such financial means that are necessary for adhering to the quality requirements and requirements for construction work safety. To make it possible, it is necessary to create space not only for the above-mentioned modern technological equipment and for obtaining the knowledge and experience necessary, but also to create the technical and legal framework

během výstavby. Pod pojmem optimalizace technického řešení s ohledem na složitost geotechnických podmínek je větší myšlena ražba tunelu a způsob zajištění stability výrubu. Neméně významnou roli v oblasti pracnosti, minimalizace rizik při provádění a konečné výše investičních nákladů hraje technické řešení definitivního ostění. I v tomto případě lze mluvit o NRTM jako o observační metodě. Na základě výsledků geotechnických měření prováděných v průběhu ražby, pasportizace čeleb jednotlivých záběrů a odpovědného stanovení geotechnických parametrů horninového masivu lze vytvořit matematický model blízký se reálným podmínkám a získat tak vnitřní síly potřebné pro návrh nutného množství výztuže, případně provedení ostění bez výztuže.

2. ROZDÍLY V NAVRHOVÁNÍ VYZTUŽENÉHO A NEVYZTUŽENÉHO OSTĚNÍ

2.1 Dva přístupy k funkci primárního a definitivního ostění

Na nosnou funkci primárního a definitivního (sekundárního) ostění v řadách technické veřejnosti není jednoznačný názor. Na jedné straně stojí stoupenci základní nosné funkce primárního ostění, kteří mu přisuzují ve spolupůsobení s prokoteným horninovým prstencem schopnost přenášet horninový tlak po celou dobu životnosti tunelu. V takovém případě plní definitivní ostění pouze úlohu obkladní a estetickou, neboť je zatíženo pouze vlastní vahou a účinky objemových změn. Pouze v případě tlakově izolovaných tunelů musí vzdorovat i hydrostatickému zatížení. Za těchto předpokladů byl v ČR postaven Pisárecký tunel v Brně, kdy byly používány pro vyztužení horninového prstence sklolaminátové kotvy s vysokou životností. Na druhé straně stojí stoupenci teorie úplné degradace primárního ostění, které dříve, než je předpokládána životnost tunelu, zcela ztratí svou nosnou funkci a veškeré zatížení musí přenést definitivní ostění.

Základní otázkou životnosti primárního ostění je vliv agresivity prostředí nejen na jednotlivé prvky primárního ostění (stříkaný beton, výztužné rámy a sítě), ale i prvky vyztužující horninový prstenc v okolí výrubu. V České republice je při návrhu definitivního ostění zpravidla postupováno podle druhého přístupu a definitivní ostění plně přebírá zatížení z primárního ostění, které je považováno za dočasné. Odpověď na míru degradace primárního ostění po desítkách let od provedení mohou dát výzkumy prováděné v současné době v Rakousku, kde jsou v rámci zvýšení bezpečnosti provozu raženy druhé tunelové trouby tunelů, které byly uvedeny do provozu před více než 30 lety. Při provádění tunelových propojek, nebo při sanaci ostění stávajících tunelových trub lze odebírat vzorky primárního ostění a podrobit je analýze. Dosavadní výsledky laboratorních zkoušek ukazují, že degradace stříkaného betonu primárního ostění nepostupuje zdaleka tak rychle, jak se předpokládalo a jak beton, tak ocel plní stále svou nosnou funkci [10]. Odpověď na životnost ostění ze stříkaného betonu lze nalézt také na řadě skandinávských tunelů, kde se monolitické sekundární ostění prakticky nepoužívá. I přes přímé vystavení vlivům prostředí jak ze strany horninového masivu, tak dopravního prostoru je i po mnoha letech stále v požadované kvalitě. Další text se však bude zabývat nevyztuženým definitivním ostěním jako jediným nosným prvkem zajišťujícím stabilitu tunelu po dobu jeho životnosti (100 let).

2.2 Princip návrhu železobetonového ostění

Při návrhu ostění a též i při určování kritérií, jimž má ostění z nevyztuženého betonu vyhovovat, je potřeba vzít do úvahy rozdíly ve statickém působení mimostředně tlačené konstrukce

which would allow both parties to the contract to carry out changes during the construction legally and operatively. The excavation of a tunnel and the method of stabilising the excavation is what we mostly understand under the term "optimisation of a technical solution with respect to geotechnical conditions". Not less important role in terms of laboriousness, minimisation of risks during works execution and the final amount of investment costs is played by the technical solution of the final lining. Even in this case is it possible to speak about the NATM as an observational method. It is possible to create a mathematical model approximating realistic conditions on the basis of the results of geotechnical measurements conducted during the underground excavation, condition surveys of the faces of individual excavation advance rounds and responsible determination of geotechnical parameters of the ground mass, thus obtaining the inner forces required for the design of the amount of reinforcement or for the application of an unreinforced concrete lining.

2. DIFFERENCES IN DESIGNING REINFORCED CONCRETE AND UNREINFORCED CONCRETE LININGS

2.1 Two approaches to the function of primary and final linings

No unambiguous opinion exists among the technical public on the load-carrying function of the primary and final (secondary) linings. Supporters of the basic load-carrying function of the primary lining stand on one side. They assign it, in cooperation with the ground ring stabilised with anchors, the capability of transmitting ground pressure throughout the tunnel design life. In such a case, the final lining fulfils only the facing and aesthetic role because it is loaded only by its own weight and effects of volumetric changes. Only in the cases of pressure insulated tunnels they have to resist hydrostatic pressure as well. The Pisárky tunnel in the Czech Republic was constructed under these assumptions. High-durability fibreglass anchors were used for reinforcing the ground ring. Supporters of the theory of total degradation of the primary lining stand on the other side. In their opinion, the primary lining loses its load-carrying function earlier than the assumed life period ends and all loads have to be carried by the final lining.

A fundamental issue of durability of the primary lining is the effect of aggressive environment not only on the individual components of the primary lining (shotcrete, supporting frames and welded mesh), but also on the elements reinforcing the ground ring in the excavation surroundings. In the Czech Republic the latter approach is usually applied to designing the final lining and the final lining fully takes the loading from the primary lining that is considered to be temporary. An answer regarding the degree of degradation of the primary lining after tens of years can be obtained from a research conducted currently in Austria, where the second tubes of tunnels, which were opened to traffic over 30 years ago, are driven in order to improve operation safety. It is possible to collect samples of the primary lining during the building of cross passages or repairs of linings of existing tunnel tubes and analyse them. Recent results have proved that the speed of degradation of the primary lining shotcrete is far from the assumptions and both the concrete and steel keep fulfilling their load-carrying function [10]. An answer regarding the durability of shotcrete linings can, in addition, be found on numerous Scandinavian tunnels, where cast-in-place secondary lining is virtually unused. The required lining quality remains even after many years

ze železového či nevyztuženého betonu. V případě železobetonového ostění dochází při odpovídajícím využití tažené výztuže v přilehlém betonu ke vzniku a vývoji trhlin, neboť již při malém přetvoření tažených vláken průřezu dochází k překročení tahové pevnosti betonu. Při posouzení průřezu je proto zaveden předpoklad vyloučení taženého betonu a přenos tahových napětí v průřezu pouze samotnou výztuží. K výpočtu vnitřních sil, na něž je ostění navrhováno, však v případě železobetonu postačuje lineární materiálový model, což znamená, že tuhosti průřezů ostění nejsou vznikem a vývojem trhlin ovlivněny a vstupují do výpočtu svými plnými (počátečními, neredukovanými) hodnotami. Výsledná poloha tlakové normálové síly může za těchto okolností být i mimo hranice průřezu.

2.3 Princip návrhu nevyztuženého ostění

Odlišná situace nastává v případě nevyztuženého ostění. Pokud ostění z nevyztuženého betonu je modelováno lineárním materiálovým modelem, je nevyhnutelným výsledkem návrhu nevhodně velká tloušťka ostění. V takové situaci je na vině neuspokojivého výsledku nedostatečný a málo sofistikovaný výpočetní model, při jehož použití je ostění navrhováno podle tahové pevnosti betonu. Ta je o řád nižší než pevnost tlaková, která ale ve skutečnosti o únosnosti rozhoduje. Proto je nutno přikročit k výpočtu s nelineárním modelem ostění, kde je zohledněn vznik trhlin a případná plastifikace průřezů. Úlohu je možno řešit například pomocí MKP s plošnými prvky, nebo též pomocí jednoduššího prutového modelu ostění.

V modelech, v nichž se uvažuje v oblasti trhliny s úplným vyloučením přenosu tahů, leží výslednice normálových napětí vždy uvnitř průřezu, a o únosnosti ostění rozhoduje výhradně tlaková pevnost betonu. To vede k subtilnějšímu ostění, a tedy i hospodárnějšímu návrhu.

V naznačeném způsobu výpočtu nevyztužených ostění se k výsledkům dochází pomocí iteračního procesu. V jeho průběhu se vypočítává stav napjatosti a deformací v průřezu za předem přijatých předpokladů. Například na prutové soustavě s nelineárním materiálovým modelem ostění se po vzniku trhliny předpokládá lineární průběh napětí v tlačené oblasti průřezu; při dalším přitěžování je nejprve dosaženo návrhové pevnosti betonu v tlaku u krajních vlákních a poté začíná fáze postupné plastifikace materiálu, která je ukončena dosažením mezního stavu únosnosti průřezu. Pro vývoj deformací je přijat předpoklad rovinného přetváření průřezu.

Ve výše uvedeném textu je možno shledat některé rozdíly, se kterými lze přistoupit ke statickému návrhu ostění vyztuženého či nevyztuženého. Některé rozdílnosti je potřeba pak uplatnit i ve fázi posuzování a vyhodnocování úspěšnosti návrhu ostění. Důležitou oblastí, které se toto konstatování dotýká, je hodnocení trhlin v ostění.

2.4 Rozdíl v přístupu k šířce trhlin u vyztuženého a nevyztuženého ostění

Jedním z kritérií, podle nichž se funkce či kvalita provedení ostění posuzuje, je šířka trhlin, resp. jejich počet v určité oblasti tunelového profilu (např. vrchol klenby, bok tunelu). V tomto místě je nutno poznamenat, že samotný vznik trhliny způsobený přímým (statickým) zatížením není potřeba považovat za závadu či poruchu. Naopak vznik trhlin je obvyklým jevem a vyplývá z principů a přijatých předpokladů o statickém působení železobetonové či pouze betonové konstrukce. Existují však aspekty, které je v tomto ohledu potřebné sledovat, a ty jsou pro oba typy ostění rozdílné.

V případě železobetonových ostění je šířka trhliny limitována a hodnoty, jež nemají být překročeny, jsou k nalezení v příslušných normách a předpisech. Hlavním smyslem ome-

despite direct exposure to effects of the environment from the side of both the ground mass and the road space. In the text below we will deal with unreinforced concrete final lining as the only load-carrying element providing stability to a tunnel throughout its life (100 years).

2.2 Principle of designing reinforced concrete linings

When a lining is being designed and criteria for the unreinforced concrete lining are being determined, it is necessary to take into account the differences in the static action of an eccentrically compressed reinforced concrete or an unreinforced concrete structure. In case of the reinforced concrete lining, cracks start and develop at adequate exploitation of tensile reinforcement in adjacent concrete because the tensile strength of concrete is exceeded already at a small strain of tensile fibres in the section. For that reason, an assumption is introduced that concrete in tension is excluded and tensile stresses in the section are transmitted solely by reinforcing bars. However, a linear material model is sufficient for the calculation of inner forces for which the lining is being designed; it means that the stiffness values of lining sections are not affected by the formation of cracks and the full (initial, unreduced) values enter the calculation. The resultant position of the normal force can be under these conditions even outside the section boundaries.

2.3 Principle of designing unreinforced concrete lining

A different situation is in the case of an unreinforced concrete lining. If the unreinforced concrete lining is modelled using a linear material model, the unavoidable result of the design is an uneconomically great thickness of the lining. In such a case the insufficiently sophisticated calculation model where the lining is designed according to the tensile strength of concrete is blamed for the unsatisfactory result. Tensile strength is smaller by an order of magnitude than compressive strength. However, the compressive strength is in reality crucial for the bearing capacity. For that reason it is necessary to proceed to calculation with a non-linear model of the lining, where the cracks and potential plastification of the sections are taken into account. The problem can be solved, for example, using the FEM with planar elements or even using a simpler beam-based model of the lining.

In the models where total exclusion of tension is assumed in the area of the crack, the resultant of normal stresses always lies inside the section and the bearing capacity exclusively depends on the compression strength of concrete. It leads to a thinner lining, thus also to a more economic design.

In the method of calculation of unreinforced concrete lining outlined above, the results are arrived at by means of an iteration process. The state of stress and deformations in the section is calculated under predefined assumptions. For example, on a beam-based model of a structure with a non-linear model of the lining, a linear distribution of stress is assumed in the compression zone of the section; during additional loading, the design compression strength of concrete is first reached in the outermost fibres and, subsequently, the phase of gradual plastification of the material starts. It ends by reaching the ultimate limit state of the section. The assumption of planar section deformation is adopted for the development of deformations.

In the text above it is possible to find some differences in the approach to the structural design of a reinforced or unreinforced concrete lining. However, some differences must be applied even in the phase of evaluation of success of the lining design. The assessment of cracks in the lining is an important issue related to this statement.

zení šířky trhliny je v tomto případě ochrana ocelové výztuže a zabránění její koroze. Pro různé typy prostředí, v nichž se ostění může nacházet, a druhy látek, které výztuž mohou ohrozit, jsou doporučeny limitní hodnoty. Při dodržení těchto předepsaných hodnot společně s dostatečným krytím je možno předpokládat, že bude zabráněno průniku škodlivých látek do oblasti výztuže, a nedojde tak k narušení nosné funkce ani trvanlivosti konstrukce, která je v případě tunelových staveb uvažovaná 100 let. Dalším kritériem pro omezení šířky trhlin je případné nepříznivé ovlivnění vzhledu konstrukce.

K jiné situaci dochází v případě nevyztuženého ostění. Zůstává sice nadále požadavek na ničím nenarušenou nosnou funkci průřezu, tu však zajišťuje jako jediný konstrukční prvek samotný beton. Odpadá zde přenos sil pomocí ocelové výztuže, a kritéria, vztahující se k trhlinám a stanovená pro železobeton, ztrácejí svůj význam. Hlavním požadavkem pro funkci nevyztuženého ostění je bezpečný přenos sil v betonovém průřezu, což musí být zajištěno především dostatečnou výškou tlačené oblasti odpovídající konkrétním napjatostním poměrům v průřezu. Výsledná šířka trhliny tak může v porovnání se železobetonovým průřezem být v různých stavech napjatosti odlišná a větší. Stejně jako u železobetonu může být ale omezena šířka trhlin požadavky na vzhled konstrukce.

Obecně je z hlediska statiky možnost řešení tunelového ostění jako nevyztuženého závislá na několika faktorech.

Především se jedná o spolehlivé ocenění geologických poměrů. I zahraniční předpisy konstatují možnost aplikace ostění z nevyztuženého betonu pouze v příznivých geologických a geotechnických poměrech. V případě geologických poruch s dopadem na velikost a rozdílnou intenzitu zatížení po obvodu tunelu, či v příportálových úsecích se předpokládá použití železobetonu.

Dalším z důležitých faktorů úspěšného návrhu je geometrie tunelového profilu a tvar ostění. Na tento parametr je právě v případě nevyztuženého betonu konečný úspěch návrhu velmi citlivý. Je však zřejmé, že jen málokdy je možno přizpůsobit tvar ostění pouze a jen potřebám z hlediska statiky. Ve výpočtu ostění, jež staticky vyhovuje, je dosaženo konvergence iteračního procesu a výsledné polohy normálové síly uvnitř průřezu. Není-li výpočtem dosaženo rovnováhy (v případě železobetonu je možno řešit přidáním výztuže), je pro nápravu k dispozici pouze jiný tvar ostění, větší tloušťka průřezu, nebo přechod od ostění nevyztuženého k ostění vyztuženému.

Zejména v případě neuzavřených profilů je důležité pečlivě určit okrajové podmínky působení ostění v oblasti uložení klenby na základových pasech. Za vhodné je považováno v takovém případě řešit tunelový profil komplexně, tj. společně klenbu ostění a základový pás (patku).

3. ZÁSADY PŘI NÁVRHU RECEPTURY BETONU NEVYZTUŽENÉHO OSTĚNÍ

Vznik trhlin v prostém betonu je materiálově předurčen především nízkou tahovou pevností materiálu. Jedná se o vlastnost, kterou lze bez použití výztuže jen obtížně ovlivnit. Prostředkem pro omezení vzniku trhlin způsobených objemovými změnami je vhodný návrh receptury betonu s nízkým hydratačním teplem a pomalým nárůstem pevnosti v počátečních hodinách po betonáži. Redukce velikosti hydratačního tepla lze dosáhnout dodržením několika pravidel. Na snížení hydratačního tepla má pozitivní vliv nízký obsah cementu cca v rozmezí 250–280 kg/m³, použití vhodného cementu s nízkým obsahem C₃A, použití popílku jako přísady do betonu (cca 50–80 kg/m³) a návrh takové směsi, která dosahuje při zkouškách v laboratoři na izolovaných kostkách maximálního

2.4 Difference in the approach to the width of cracks in reinforced and unreinforced concrete linings

One of the criteria for assessment of the function and building quality of the lining is the width of cracks and their number in a certain area of the tunnel profile (e.g. the top of arch, a tunnel sidewall). Here it is necessary to note that the formation of a crack caused by direct (static) loading does not have to be considered as a defect or failure. Rather the contrary, the origination of cracks is a usual phenomenon arising from the principles and adopted assumptions regarding the static action of a reinforced concrete or only unreinforced concrete structure. Nevertheless, there are some aspects which must be monitored in this respect and they are different for both of the lining types.

In case of reinforced concrete linings, the crack width is limited and the values which are not to be exceeded can be found in respective standards and regulations. The main purpose of limiting the crack width is in this case to protect the steel reinforcement and to prevent its corrosion. Limit values are recommended for various types of the environment in which the lining may be located and for those kinds of substances which can threaten the reinforcement. When these prescribed values are fulfilled and the concrete cover is sufficient, it is possible to expect that the penetration of harmful matters into the area of the reinforcement will be prevented and neither the load-carrying function nor the durability of the structure, which is planned for 100 years in the case of tunnel structures, will be disturbed. Another criterion for limiting the width of cracks is the potential unfavourable influence on the structure appearance.

Another situation occurs in the case of an unreinforced concrete lining. The requirement for the undisturbed load-carrying function of the section remains the same, but this function is ensured by the concrete itself as the only structural element. The transition of forces by means of steel reinforcement ceases to exist in this case and the criteria relating to cracks and determined for reinforced concrete lose their significance. The main requirement for the function of an unreinforced concrete lining is the safe transition of forces in the concrete section, which has to be ensured mainly by the sufficient depth of the compression zone corresponding to particular stress conditions in the section. The resulting crack width therefore can be different and greater under various stress states in comparison with a reinforced concrete section. Just as with reinforced concrete, this width may be limited by requirements for the structure appearance.

In general, the possibility of designing the tunnel lining as an unreinforced structure depends on several factors.

Above all, it is a reliable assessment of the geological conditions. The possibility of applying unreinforced concrete linings only in favourable geological and geotechnical conditions is accepted even in foreign regulations. It is assumed that reinforced concrete is used in the cases of geological faults with an impact on the magnitude and different intensity of loads acting around the tunnel circumference.

Another factor important for a successful design is the geometry of the tunnel excavation cross-section and the shape of the lining. It is especially in the case of unreinforced concrete that the success of the design is very sensitive to this parameter. But it is obvious that only seldom is it possible to adapt the shape of the lining purely to the needs of statics. The convergence of the iteration process and the final position of the normal force inside the section are achieved in the calculation of a lining which is statically satisfactory. If the

teplotního rozdílu do 15 K. Počáteční teplota směsi by měla být přiměřeně nízká (13 – 18 °C), neměla by být větší než max. 25 °C.

V zahraničí je zcela běžné, že pro dosažení optimálních hodnot navrhované směsi pro nevyztužená ostění se používá kombinace více různých cementů. Dále je třeba volit nízký obsah vody v intervalu cca 170–190 kg/m³, zvýšit podíl jemných částic – cement, popílek, jemné kamenivo <0,125 mm na objem >370 kg/m³, omezit prachové částice, zajistit kamenivo o frakci 4/8 mm v doporučeném množství cca 3–5 %, udržet poměr w/c maximálně na hodnotě 0,63 a používat pokud možno kamenivo s nízkým součinitelem tepelné vodivosti. V případě nevyztuženého ostění se doporučuje použít frakci kameniva D=32 mm.

Z hlediska vzniku trhlin je důležitá i nízká odbedňovací pevnost. Vzhledem k tomu, že betonáž definitivního ostění probíhá zpravidla po ustálení deformací primárního ostění a definitivní ostění není zatíženo horninovým tlakem, není proto ze statického hlediska nutné, aby konstrukce vykazovala konečnou pevnost již po 28 dnech. Lze předpokládat, že statickým výpočtem uvažovaná hodnota zatížení na něj dolehne až po úplné degradaci primárního ostění, pokud k ní vůbec někdy dojde. Pro návrh směsi je výhodné, pokud je možné použít „pomalou“ recepturu betonu s nízkým hydratačním teplem a koncovou pevností po 56, nebo dokonce 90 dnech.

4. POSUZOVÁNÍ KVALITY POVRCHU NEVYTUŽENÉHO OSTĚNÍ A SMLUVNÍ KRITÉRIA

4.1 Příčiny vzniku trhlin a jejich vliv na funkci ostění

Nevyztužené tunelové ostění je v České republice stále ještě spíše raritou, než obecně přijímanou zvyklostí. Často diskutovanou otázkou je počet, směr, hloubka a šířka trhlin, které



foto / photo courtesy of Libor Mařík

Obr. 1 Vertikální trhlina na boku ostění vzniklá smršťováním betonu
Fig. 1 Vertical crack on the side of the lining caused by concrete shrinkage

equilibrium is not achieved in the calculation (in the case of reinforced concrete it is possible to solve it by additional reinforcement), the only way of remedy available is changing the shape of the lining, designing a greater section thickness or a change from unreinforced to reinforced concrete lining.

It is particularly important in the case of unclosed tunnel profiles to thoroughly determine the boundary conditions to describe the contact of the vault and footings. In such a case, we consider it to be correct if the tunnel profile is analysed comprehensively, i.e. jointly with the lining vault and the footing.

3. PRINCIPLES OF DESIGNING CONCRETE MIX FORMULA FOR UNREINFORCED CONCRETE LINING

From the aspect of material, the formation of cracks in unreinforced concrete is predestined first of all by the low tensile strength of the material. It is a property which can be changed only with difficulty without the use of steel reinforcement. The means for limiting the formation of cracks caused by volumetric changes during the initial hours after casting of concrete is a correct design of the concrete mix formula with low hydration heat and slow strength gain. The reduction of the hydration heat magnitude can be achieved by adhering to several rules. Reducing the hydration heat is positively affected by the low content of cement ranging from ca 250 to 280kg/m³ and by the use of suitable cement with low content of C₃A, the use of fly ash as a concrete improving admixture (ca 50–80kg/m³) and the design of such a mixture which reaches the maximum temperature difference up to 15K during laboratory tests on insulated cubes. The initial temperature of the mixture should be moderately low (13–18°C) and it is recommended that the fresh concrete temperature should not be higher than 25°C.

It is quite common abroad that a combination of several different cement types is used to achieve optimum values of the mixture being designed for unreinforced concrete linings. In addition, it is necessary to choose low water content within the interval of ca 170–190kg/m³ to increase the proportion of fine particles – cement, cinder, fine aggregate <0.125mm to the volume >370kg/m³, to limit the amount of silt particles, to provide 4/8mm fraction aggregates in the recommended amount of ca 3–5%, to maintain the w/c ratio at 0.63 as the maximum and to use aggregates with a low coefficient of thermal conductivity as much as possible. The use of aggregate fraction D=32mm is recommended in the case of an unreinforced concrete lining.

Even the low concrete strength at formwork stripping is important as far as the formation of cracks is concerned. With respect to the fact that the final lining concrete is usually cast after the stabilisation of the primary lining deformations and the final lining is not loaded by ground pressure, it is not necessary from the static point of view for the structure to exhibit the required terminal strength value already after 28 days. It is possible to expect that the value of loading assumed by the calculation will act on the lining later, after the complete degradation of the primary lining, if ever. It is advantageous for the mixture design if it is possible to use a “slow” concrete formula with low hydration heat and the terminal compressive strength is reached after 56 or even 90 days.

v ostění vznikají. Lze je rozdělit do několika typů, těmto typům přisoudit význam a s určitou mírou zjednodušení i příčinu vzniku. První příčinou vzniku jsou objemové změny betonu, ke kterým patří jednak smršťování, jednak teplotní změny v době betonáže vlivem hydratačního tepla a v průběhu životnosti tunelu vyvolané střídáním teplot podle ročních období. Druhou příčinou vzniku trhlin je statické zatížení působící na konstrukci.

Trhliny způsobené objemovými změnami betonu jsou buď vertikální trhliny zpravidla na bocích tunelu, které mohou v některých případech probíhat přes celou klenbu ostění, nebo všesměrné „pavučinové“ trhliny na celé ploše konstrukce. Příklad smršťovací, vertikální trhliny ukazuje obr. 1. Trhliny od statického zatížení jsou zpravidla orientované ve směru osy tunelu (horizontální). Obvykle se tvoří ve vrcholu klenby, v závislosti na velikosti zatížení a poměru svislého a bočního tlaku se mohou vyskytovat i na bocích tunelu. Skutečnost je taková, že obě příčiny vzniku trhlin nejde od sebe striktně oddělit. Velikost trhliny od statického působení ovlivňuje i napjatost ostění vlivem smršťování betonu a naopak.

Dvojitý je i přístup k posuzování trhlin z hlediska funkčnosti ostění. Je třeba rozlišit především směr trhliny. Vertikální trhliny neovlivňují zásadním způsobem statické působení ostění. Jejich funkci je možné si představit jako rozdělení ostění na kratší bloky, jejichž statická funkce se v příčném směru nemění. Hlavní kritérium je v tomto případě estetické. Je to dohoda mezi zhotovitelem a objednatelům o tom, jakou má představu o vzhledu povrchu ostění. Naproti tomu trhliny od statického zatížení mohou přímo ovlivňovat statickou funkci ostění. Při jejich vzniku se v ostění vytváří částečný kloub, dochází ke změně statického schématu konstrukce a změně průběhu vnitřních sil, zejména ohybových momentů. Při prakticky nezměněné normálové síle se zmenšuje tlčená oblast průřezu ostění. V takovém případě je nutné konstrukci posoudit a přípustnou šířku i hloubku trhliny stanovit na základě statického výpočtu. Kromě posouzení tlčené oblasti průřezu je nutné posoudit i nebezpečí vzniku druhotných trhlin, které vznikají v ostění kolmo na směr radiálních trhlin a mohou způsobit vypadávání takto poškozených částí. Zde vzniká riziko především z hlediska bezpečnosti provozu. Tento jev je popsán např. v literatuře [9].

4.2 Posuzování kvality nevyztuženého ostění v České republice

Zatímco v Rakousku nebo Německu je problematika posuzování trhlin známá a obsažená ve směrnících a předpisech,



foto / photo courtesy of Libor Mařík

Obr. 2 Povrchové dutiny v dolní části ostění
Fig. 2 Surface cavities in the lower part of the lining

4. ASSESSING THE QUALITY OF THE SURFACE OF UNREINFORCED CONCRETE LINING AND CONTRACTUAL CRITERIA

4.1 Causes of the formation of cracks and their influence on the function of linings

An unreinforced concrete tunnel lining is still rather a rarity than a generally established practice in the Czech Republic. An often discussed issue is the number, orientation, depth and width of cracks in a lining. We can divide the cracks into several types, assign significance to these types and, with a certain degree of simplification, even the cause of their origin. The first cause of their formation lies in volumetric changes of concrete – shrinkage, temperature changes during concrete casting due to hydration heat and, during the tunnel life, due to the temperature changes corresponding to the seasons. Another cause of the formation of cracks lies in the static loads acting on the structure.

Cracks due to volumetric changes of concrete are either vertical cracks usually on the tunnel sides, which can in some cases run across the whole lining vault, or directionless “cobwebby” cracks in the whole area of the structure. An example of a vertical shrinkage crack is presented in Fig. 1. Cracks due to static loading are usually oriented in the direction of the tunnel axis (horizontal). They are usually created in the vault crown; they can appear even on the tunnel sides, depending on the loading intensity and proportion between the vertical and lateral pressure. In reality, the two causes of the formation of cracks cannot be strictly distinguished one from the other. The size of a crack due to a static action is affected by the state of stress in the lining due to concrete shrinkage and vice versa.

The approach to assessing cracks from the point of view of the lining functionality is also double. First of all, it is necessary to distinguish the crack direction. Vertical cracks do not fundamentally influence the static action of the lining. It is possible to imagine their function as splitting of the lining into shorter blocks, the static function of which does not change in the transverse direction. The main criterion in this case is aesthetic. It is a matter of an agreement between the contractor and the client about the client's idea of the lining surface appearance. On the contrary, cracks due to static loading may directly affect the static function of the lining. When they start, an imperfect hinge develops in the lining, the statical schema of the structure changes as well as the distribution of inner forces, mainly bending moments. With the normal force almost unchanged, the compression zone of the lining section is reduced. In such a case it is necessary to assess the structure and determine the allowable width and depth of the crack on the basis of a structural analysis. Apart from assessing the compression zone of the section it is necessary to assess also the danger of secondary cracks formation in the lining perpendicularly to the direction of radial cracks, which may cause falling of the parts thus damaged from the lining. It is dangerous first of all with respect to the operation safety. This phenomenon is described in Reference [9].

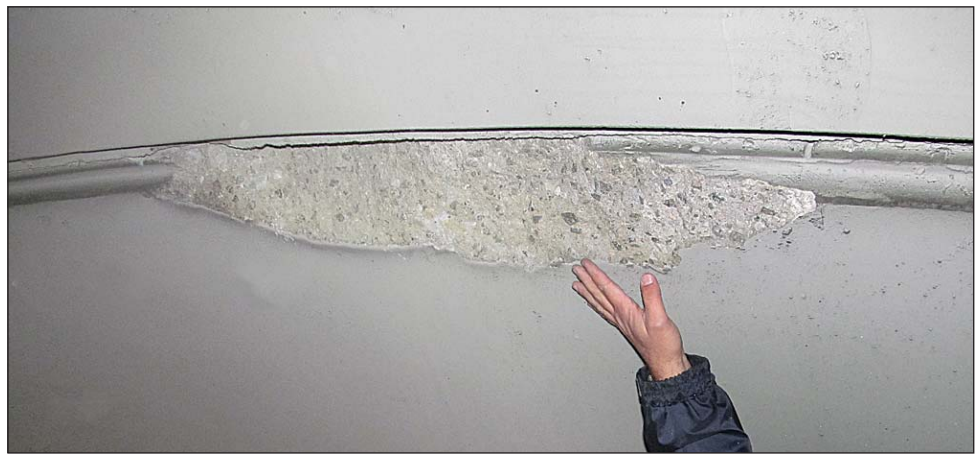
4.2 Assessing the quality of unreinforced concrete linings in the Czech Republic

Whilst in Austria and Germany the problems of assessing cracks are known and contained in directives and regulations, no regulation defining the relationship between the client and the contractor during the final acceptance at the end of the warranty period existed in the Czech Republic until the end of 2015. In a better case, the allowable parameters of the lining

neexistoval v České republice do konce roku 2015 předpis, který by v této oblasti smluvně upravoval vztah mezi investorem a zhotovitelem při přebírání díla na konci jeho záruční doby. V lepším případě byly přípustné parametry povrchu ostění a trhlin definovány v zadávací dokumentaci, v horším případě byla pravidla stanovena až v průběhu výstavby. V takovém případě jde zhotovitel tunelu do rizika předem nedefinovaného rozsahu případných sanačních prací. Při zodpovědném přístupu si toto riziko v nabídce na realizaci díla ocení, čímž dochází ke zbytečnému zvyšování investičních nákladů.

V případě železničních tunelů tento stav stále trvá, u silničních a dálničních tunelů došlo ke změně po vydání revize technických kvalitativních podmínek (TKP) Ministerstva dopravy č. 18 – Betonové konstrukce a mosty v lednu 2016. Text předpisu připouští použití nevyztuženého betonu jako konstrukčního materiálu a obsahuje nejen kritéria přípustného vzniku trhlin, ale i požadavky na kvalitu povrchu nevyztuženého ostění. Na povrchu nevyztuženého ostění jsou přípustné dutiny (bubliny) s uzavřeným povrchem max. o průměru 25 mm, nebo plochy max. 5 cm² a hloubky max. 10 mm. Příklad těchto dutin je na obr. 2. Dutiny na povrchu ostění je nutno sanovat, pokud jeden z jejich rozměrů (průměr, plocha, hloubka) přesáhne daný limit. Pro návrh opravy platí, že povrchová oprava betonu, například broušením, pokud je možná, je lepší a trvanlivější, než tenká vrstva sanační hmoty. Ta může v případě odtržení od podkladu způsobit pádem na projíždějící automobil daleko větší škodu, než kterou představuje nedokonalý povrch ostění. To platí zejména pro oblast vrcholu klenby tunelu nad komunikací. Lom betonu na hranách pracovních nebo dilatačních spár a/nebo blízko trhlin se posuzuje z hlediska jeho polohy v ostění. Jde-li trhlina neznámé hloubky ve vzdálenosti 200 mm nebo menší od pracovní nebo dilatační spáry nebo jiné nejbližší trhliny, je nutné předpokládat možnost odlomení části betonu ostění. Tvoří-li trhlina a pracovní nebo dilatační spára a/nebo více trhlin spojitý uzavřený tvar, vymežující možnost odlomení nebo uvolnění části betonu (obr. 3), bude se šířka trhliny (včetně nekonstrukční trhliny) sledovat při běžných prohlídkách nejméně 1x ročně, pokud její šířka nepřesáhne 0,2 mm. Při šířce trhliny od 0,2 do 0,8 mm se bude sledovat při mimořádných prohlídkách 1x za 3 měsíce a při šíři nad 0,8 mm je nutno navrhnout a provést opatření (např. opravu dotčeného úseku ostění). Odštěpky a uvolněné části betonu, zejména na hranách pracovních nebo dilatačních spár a/nebo trhlin, jsou považovány za vadu bránící bezpečnému provozu a musí být opraveny před uvedením do provozu.

U nevyztuženého ostění je maximální hloubka konstrukčních trhlin dána požadavkem na minimální tloušťku tlačené zóny účinného průřezu betonu a musí být stanovena na základě statického výpočtu pro konkrétní případ. Hloubka nekonstrukčních trhlin vyztuženého ostění není omezena a může procházet přes celou tloušťku ostění. Trhliny v ostění žádného z uvedených typů nesmí procházet kotvami do betonu, které slouží například pro upevnění technologického vybavení tunelu. V případě nevyztuženého ostění je nutné trhliny vyplňovat v případě, kdy není prokázána jejich nezávadnost z hlediska



Obr. 3 Uvolněná část ostění u spáry mezi bloky betonáže

Fig. 3 Loosened part of the lining at the joint between concrete casting blocks

foto / photo courtesy of Viktor Petráš

surface were defined in tender documents, whilst, in a worse case, the rules were set later, in the course of the construction. In such a case, the contractor takes the risk of an undefined scope of potential rehabilitation work. In case of a responsible attitude, the contractor evaluates this risk and incorporates it in the bid for execution of the works, thus the investment cost is unnecessarily increased.

In case of railway tunnels this situation still exists, in case of road and motorway tunnels it changed after the issuance of a review of Technical Specifications of the Ministry of Transportation No. 18 – Concrete Structures and Bridges in January 2016. The regulation allows use of unreinforced concrete as a structural material and contains not only criteria for the allowable formation of cracks, but also requirements for the quality of the unreinforced concrete lining surface. Cavities (bubbles) with closed surface and maximum diameter of 25mm or maximum area of 5cm² and maximum depth of 10mm are permissible on the surface of an unreinforced concrete lining. An example of these cavities is presented in Fig. 2. Cavities in the lining surface have to be treated if one of their dimensions (diameter, area, depth) exceeds the respective limit. The repair of concrete surface in the repair design, for example by grinding, if possible, is better and more durable than a thin layer of a repair material. Such a layer may cause a far greater damage if it breaks away from the substrate and falls on a passing vehicle than an imperfect surface of the lining. It applies first of all to the area at the tunnel vault crown above the roadway. Breaking of concrete at the edges of construction or expansion joints and/or in the vicinity of cracks is assessed from the point of view of its location in the lining. If a crack of unknown depth is located at a distance of 200mm or smaller from a construction or expansion joint or another closest crack, it is necessary to assume that a part of the lining concrete can break off. If the crack and the construction or expansion joint and/or more cracks form a continuous closed shape delimiting the possibility of breaking away or loosening a part of concrete (see Fig. 3), the crack width (including a non-structural crack) will be monitored during regular inspections at least once a year, unless the width exceeds 0.2mm. At the width ranging from 0.2 to 0.8mm the crack will be monitored during extraordinary inspections 1x in 3 months and, at the width over 0.8mm, it is necessary to design and implement measures (for example a repair of the particular section of the lining). Spalls and loosened parts of concrete, first of all those loosened from the edges of construction or expansion joints and/or cracks, are considered to be a defect

Tab. 1 Maximálně přípustné hodnoty trhlin nevyztuženého ostění
 Table 1 Maximum permitted values for cracks in unreinforced concrete linings

maximální přípustné hodnoty sledovaných parametrů poruch ostění z nevyztuženého betonu maximum permitted values of monitored parameters of defects of unreinforced concrete linings		jednotka unit	stav při převzetí criterion at final acceptance	stav na konci záruční doby criterion at the end of warranty	stav na konci životnosti criterion at the end of design life
trhliny konstrukční structural cracks	šířka trhlin (horizontálních) width of cracks (horizontal)	[mm] [mm]	0,5 0.5	1 1	1,5 1.5
	hloubka trhlin depth of cracks	[mm] [mm]	určí statický výpočet to be determined by structural analysis		
	svislý posun (kolmo k ose tunelu) vertical displacement (perpendicularly to tunnel axis)	[mm] [mm]	1 1	2 2	3 3
	vodorovný posun (kolmo k ose tunelu) horizontal displacement (perpendicularly to tunnel axis)	[mm] [mm]	1 1	2 2	3 3
	počet trhlin v sekci délky 12 m (horizontálních) number of cracks (horizontal) in a 12m long section	[ks] [pcs]	3 3	4 4	5 5
trhliny nekonstrukční non-structural cracks	šířka trhlin (vertikálních) width of cracks (vertical)	[mm] [mm]	2 2	3 3	3 3
	hloubka trhlin depth of cracks	[mm] [mm]	až na plnou tloušťku ostění up to the full lining depth		
	počet trhlin na délku sekce délky 12 m (vertikálních, které probíhají přes celou klenbu) number of cracks in a 12m long section (vertical, running across the whole vault)	[ks] [pcs]	2 2	2 2	2 2

únosnosti a použitelnosti konstrukce a/nebo jejich rozměry překračují povolené hodnoty uvedené v tab. 1.

4.3 Příklady kritérií ze zahraniční praxe

V České republice je v současné době nevyztužené definitivní ostění použito na Pisáreckém tunelu v Brně, tunelu Libouchec na dálnici D8 spojující Prahu a Drážďany, na obou troubách Vítkovských železničních tunelů v Praze a na tunelech Olbramovickém, Tomickém I. a Sudoměřickém na čtvrtém železničním koridoru, který vede z Prahy směrem na Lince. Na těchto tunelech probíhají sledování vzniku trhlin bez výrazných negativních zkušeností. Dlouhodobé sledování však zatím není k dispozici.

Relativně malá zkušenost s použitím nevyztuženého ostění v ČR ve srovnání s alpskými zeměmi, kde jsou ekonomicky navrhované tunely nutností pro zajištění dopravní infrastruktury, zřejmě vede ke stanovení podrobnějších kritérií pro posuzování trhlin v ostění. Jedná se především o definování počtu trhlin na blok betonáže, ale i o podrobné definování času, ke kterému se šířka trhliny vztahuje. Výhodou je transparentní vztah mezi objednatel a zhotovitelem při případných reklamních řízeních. V zahraničních předpisech jsou kritéria stanovena podstatně jednodušším způsobem, neboť zkušenosti ukazují, že použití nevyztuženého ostění není z hlediska provozování tunelu, nebo dokonce zajištění jeho stability rizikem.

Rakouský předpis [3] nepovažuje trhliny od objemových změn, nebo mechanických vlivů do šířky 1 mm za vady. Při větší šířce musí být trhliny posouzeny z hlediska trvanlivosti ostění, těsnosti a statického působení. Tento předpis však především uvádí možné vady vyztuženého i nevyztuženého ostění včetně fotodokumentace. Předepisuje také způsob jejich sanace.

Podle německého předpisu DB853 [7] je nutné injektovat nerozvětvené radiální trhliny širší než 2 mm, podélné trhliny na bocích nebo ve vrcholu klenby širší než 1,5 mm a trhliny

preventing safe operation and have to be repaired before opening to traffic.

In the case of unreinforced concrete lining the maximum depth of structural cracks is defined by the requirement for the minimum compression zone depth of the concrete section. It has to be determined on the basis of a structural analysis for the particular case. The depth of non-structural cracks in a reinforced concrete lining is not limited and can run throughout the lining thickness. Cracks in linings of all of the above-mentioned types must not pass across anchors to concrete serving, for example, to fix tunnel equipment. In the case of the unreinforced concrete lining it is necessary to fill cracks when their full load-carrying capacity and usability of the structure are not proved and/or when their dimensions exceed the permitted values presented in Table 1.

4.3 Examples of criteria from foreign practice

In the Czech Republic, the unreinforced concrete lining is at the moment found in the Pisárky tunnel in Brno, the Libouchec tunnel on the D8 motorway linking Prague and Dresden, both tubes of the Vítkov railway tunnels in Prague and the Olbramovice, Tomice I and Sudoměřice tunnels on the fourth railway corridor leading from Prague to Linz. The formation of cracks is being monitored in these tunnels without significantly negative experience. However, long-term monitoring is not available yet.

The relative lack of experience with the use of unreinforced concrete linings in the Czech Republic in comparison with the Alpine countries, where economically designed tunnels are necessary for securing the transport infrastructure, probably leads to the determination of more detailed criteria for assessing the cracks in linings. Above all, it is defining the number of cracks per concrete casting block, but also detailed defining the time to which the crack width is related. An

půlměsícového tvaru v blízkosti pracovních spár a kotevních prvků širší než 0,5 mm. V porovnání s tímto předpisem se kritérium přípustné šířky trhliny 0,5 mm uvedené v předpise [1] pro konstrukční, horizontální trhliny v době převzetí díla objednatelům jeví jako velmi přísné. Může být limitující v rozhodování o vyztužení, či nevyztužení tunelu a tím negativně ovlivnit cenu díla. Vhodnější by bylo nastavit kritérium stejné, jako na konci záruční doby, nebo stejně, jako v případě posuzování hloubky trhliny, požadovat statické posouzení. Důvodem je možný vznik druhotných trhlin, který uvádí literatura [8]. Dalším důvodem je skutečnost, že pokud ke vzniku trhliny nedojde bezprostředně po odbednění, je zpravidla způsobena zatížením konstrukce horninovým tlakem.

5. OPATŘENÍ PRO OMEZENÍ POVRCHOVÝCH VAD A VZNIKU TRHLIN NEVYZTUŽENÝCH OSTĚNÍ

V případě vyztuženého ostění lze šířku i hloubku trhliny do jisté míry řídit vhodným návrhem výztuže. V případě nevyztuženého ostění nelze u hospodárně navržených průřezů vzniku trhlin zabránit. Z hlediska statické funkce i použitelnosti konstrukce to není ani potřebné, pokud parametry trhliny nepřekročí staticky nebo smluvně definované meze. Vznik trhlin lze však při betonáži ostění omezit vhodně navrženou recepturou směsi, dodržováním konstrukčních zásad, technologickým postupem betonáže i vhodným ošetřováním ostění po odbednění.

Opatření pro omezení vzniku trhlin v pořadí bez váhy důležitosti:

1. zachování co možná nejplynulejšího tvaru líce primárního ostění bez zazubení;
2. použití mezilehlé izolace nebo separační fólie mezi primárním a definitivním ostěním;
3. zkrácení vzdálenosti mezi betonáží patek/spodní klenby a horní klenby ostění na technologicky možné minimum (optimálně 2 až 3 dny, přijatelné do 7 dní);
4. použití betonové směsi s nízkým hydratačním teplem;
5. použití betonové směsi s pomalým náběhem pevnosti v počátečním období po betonáži;
6. odbedňování bloku ostění při nízké pevnosti betonu (1,5 MPa až max. 3 MPa) s dobou odbednění cca 12 hod;
7. ošetřování betonu po odbednění se zaměřením na omezení vysychání a zmírnění tepelného šoku („klíma“ vozy);
8. použití bednicího vozu s pláštěm s dobrou tepelnou vodivostí (ocel);



foto / photo courtesy of Libor Mařík

Obr. 4 Trhлина tvaru půlměsíce ve vrcholu klenby
Fig. 4 Crescent crack at the vault crown

advantage is a transparent relationship between the client and the contractor in potential claim enforcing procedures. In foreign regulations the criteria are set in a substantially simpler way because of the fact that experience shows that use of an unreinforced concrete lining is not a risk from the point of view of the tunnel operation or even securing its stability.

The Austrian regulation [3] does not consider cracks due to volumetric changes or mechanical effects up to the width of 1mm to be defects. When the width is greater, the cracks have to be assessed in terms of durability of the lining, tightness and static function. First of all, this regulation defines possible defects of reinforced concrete and unreinforced concrete lining including photodocumentation. It, in addition, prescribes the way of their treatment.

According to a German regulation DB853 [7] it is necessary to treat unbranched radial cracks wider than 2mm, longitudinal cracks in the sidewalls or in the vault crown wider than 1.5mm and crescent cracks in the vicinity of construction joints and anchoring elements wider than 0.5mm by injecting grout into them. In comparison with this regulation the criterion for the permissible width of crack of 0.5mm contained in the regulation [1] for horizontal structural cracks at the moment of the final acceptance by the client appears to be very strict. It may be limiting when the decision about use of reinforced or unreinforced concrete is being made, thus negatively affecting the cost of the works. It would be more appropriate to set the same criterion as that for the end of the warranty period or, as in the case of assessing the crack depth, to require a static assessment. The reason is the possibility of formation of secondary cracks, which is described in Reference [8]. Another reason is the fact that when a crack does not start immediately after stripping, it is usually caused by the action of ground pressure on the structure.

5. MEASURES RESTRICTING SURFACE DEFECTS AND FORMATION OF CRACKS IN UNREINFORCED CONCRETE LINING

In the case of a reinforced concrete lining it is possible to a certain degree to control the width and depth of a crack by a suitable design of reinforcement. In the case of unreinforced concrete lining it is impossible to prevent from the formation of cracks in economically designed cross-sections. From the aspect of the static function and usability of the structure it is even unnecessary, unless the crack parameters exceed the statically or contractually defined limits. Nevertheless, the formation of cracks can be limited during the concrete casting process by designing a suitable formula, adhering to construction principles, a suitable concrete casting procedure and curing of the concrete lining after stripping.

Measures designed to limit the formation of cracks in an order without considering the weight of importance:

1. maintaining the geometry of the primary lining surface smooth and unbroken as much as possible (without toothing, edges);
2. using intermediate waterproofing or a separation membrane between the primary and final linings;
3. reducing the time lag between the casting of concrete for footings/invert and the lining upper vault to a technologically possible minimum (best between 2 and 3 days, acceptable up to 7 days);
4. using concrete mixture with low hydration heat;
5. using concrete mixture with slow gain of strength in the initial period after casting the concrete;

9. nízká počáteční teplota betonové směsi od 13 °C do 18 °C, za řízených podmínek je přípustných max. 25 °C;
10. doporučená délka bloku betonáže do 12,5 m.

5.1 Přípustné odchylky od teoretické tloušťky ostění

Nevyztužené ostění se zpravidla používá v úsecích tunelu situovaných v horninovém masivu, který umožňuje ražbu s delším záběrem, případně použití primárního ostění bez výztužných ráků. Tím dochází k technologicky podmíněným nadvýrubům a větším odchylkám od projektovaného tvaru výrubu. Výplň nadvýrubů se v rámci přípustných tolerancí provádí monolitickým betonem definitivního ostění. Při použití nevyztuženého ostění je třeba se vyvarovat příliš rychlé změny jeho tloušťky a zazubení primárního a definitivního ostění, které by mohlo do ostění vnášet nežádoucí složky tangenciálního napětí. V případě použití mezilehlé izolace většinou podmínky pro její pokládku současně splňují i požadavky na rovinatost povrchu líce primárního ostění. Druhým omezujícím kritériem, které zajišťuje plynulou změnu tloušťky definitivního ostění, je jeho přípustná odchylka od projektované tloušťky. Ta je například podle rakouské směrnice pro definitivní ostění 100 % teoretické tloušťky. Vzhledem k tomu, že teoretická tloušťka nevyztuženého ostění se zpravidla pohybuje od 200 mm do 300 mm, je maximální reálná tloušťka definitivního ostění do 600 mm. Všechny nerovnosti, které nesplňují tato dvě kritéria, jsou před betonáží definitivního ostění, resp. instalací hydroizolační fólie vyplněny stříkaným betonem. Tím je zaručeno, že se skutečná tloušťka definitivního ostění nebude měnit skokově a proměnné zatížení hydratačním teplem ve fázi betonáže a krátce po odbednění nebude příčinou nadměrného vzniku trhlin.

5.2 Opatření při bednění

Z hlediska bezpečnosti provozu je důležité zachovat celistvost konstrukce v oblasti spár mezi bloky betonáže. Ty jsou prováděny buď jako pracovní s betonáží na sraz, nebo jako dilatační, s vložením pružné vložky. I v tomto případě hraje významnou roli rovinatost povrchu čela bloku betonáže, který by měl být ideálně hladký. Obecně platí, že veškeré konstrukční spáry mezi bloky musí být před betonáží následného bloku dokonale vyčištěny.

Častou vadou nevyztuženého ostění bývá vytvoření trhliny tvaru ploché paraboly ve vrcholu klenby (obr. 4). Její příčinou je nešetrná manipulace s bednicím vozem, kdy se část pláště bednění opře o čerstvě odbedněný blok betonovaný v předchozím kroku. V kombinaci s nevyplněným vrcholem klenby vede tento postup k porušení vrchlíku klenby. Opatřením k zamezení tohoto jevu je pečlivá manipulace s bednicím vozem a instalace měkkého pásu na styčný plech na konci bednicího vozu, aby se omezilo jeho lokální zatížení.

Pro dosažení požadovaného vzhledu povrchu ostění je nutno věnovat pozornost přípravě povrchu bednění. Samotná konstrukce bednění musí být navržena tak, aby byla dostatečně tuhá a vodotěsná. Veškeré příložné vibrátory na formě musí být uchyceny tak, aby se vibrace přenášela především do betonované oblasti. Je žádoucí, aby veškeré spáry pláště byly kvalitně zpracovány. Nejvhodnější povrchová úprava pláště formy je ocelová. Před samotnou betonáží musí být forma vyčištěna a ošetřena vhodným separačním nástřikem, který zajistí, že vnější povrch betonu nepřilne k bednění a dojde tak k hladkému odbednění. Separací nástřik musí být nanesen po celé ploše rovnoměrně v tenkých vrstvách a musí být zvolen tak, aby nedošlo k fyzickému nebo chemickému poškození povrchu betonu. Významnou roli hraje kompatibilita separačního nástřiku s následně prováděnými ošetřovacími nástřiky, případně barevnými a ochrannými nátěry prováděnými na již hotové sekundární ostění.

6. stripping the lining block when the concrete strength is low (1.5MPa to maximum 3MPa), with the stripping time of ca 12 hours;
7. curing of concrete after stripping with focus on restricting drying and moderating the thermal shock (temperature conditioned travelling scaffolding);
8. the use of tunnel form travellers with good thermal conductivity skin (steel);
9. low initial temperature of concrete mixture ranging from 13°C to 18°C, under controlled conditions max 25°C can be acceptable;
10. recommended length of a concrete casting block up to 12.5m.

5.1 Permissible deviations from the theoretical thickness of lining

An unreinforced concrete lining is usually used in tunnel sections located in ground mass allowing excavation with longer advance rounds or the application of a primary lining without support frames. As a result, technologically conditioned overbreaks and larger deviations from the designed excavation geometry occur. The overbreaks within allowable tolerances are backfilled with cast-in-place concrete of the final lining. When unreinforced concrete is used, it is necessary to avoid too rapid changing of the thickness and creating toothing in the primary and final linings, which could introduce undesirable components of the tangential stress into the lining. When intermediate waterproofing is used, the conditions for its installation mostly meet also the requirements for smoothness of the inner surface of the primary lining. Another limiting criterion securing fluent changing of the final lining thickness is the permissible deviation from the design thickness. It is, for example, according to the Austrian directive on the final lining, 100% of the theoretical thickness. With respect to the fact that the theoretical thickness of an unreinforced concrete lining usually ranges from 200mm to 300mm, the maximum real thickness of the final lining is up to 600mm. All irregularities failing to meet the two criteria are filled with shotcrete prior to installation of the waterproofing membrane and casting of the final lining concrete. This way it is guaranteed that the real thickness of the final lining will not vary sharply and the variable loading by hydration heat in the concrete casting phase and shortly after stripping will not be a cause of excessive formation of cracks.

5.2 Measures on formwork

From the point of view of operation safety it is important to maintain integrity of the structure in the area of joints between concrete casting blocks. They are carried out either as butt construction joints or as expansion joints containing an elastic strip. An important role is played also in this case by the flatness of the surface of the concrete casting block front end, which should be ideally smooth. In general, all construction joints between the blocks must be perfectly cleaned up.

The creation of a crack having the shape of a flat parabola in the vault crown (see Fig. 4) is a frequent defect. It is caused by rough handling of the tunnel form traveller, where a part of the skin leans against the freshly stripped block cast in the previous step. In combination with the unfilled top of the vault, this procedure leads to damaging the top of the vault. A measure for preventing this phenomenon is careful handling of the tunnel form traveller and installation of a soft strip on the contact steel sheet at the end of the form traveller to reduce the local load acting on the traveller.

5.3 Opatření při dopravě betonové směsi a betonování

Celkovou kvalitu ostění ovlivňuje výroba, přeprava a ukládka betonu do bednění. Pokud je to možné, měla by být teplota čerstvého betonu v rozmezí mezi 13 °C a 18 °C. Čerstvý beton pro betonáž horní klenby o teplotě menší než 10 °C a větší než 25 °C se nepovažuje za vhodný do nevyztužených ostění. Je třeba proto pružně reagovat na sezónní výkyvy teplot a vlhkostních podmínek. Během přepravy čerstvé betonové směsi musí být zajištěna ochrana před vnějšími klimatickými vlivy. Je třeba také zvolit vhodnou dobu zpracovatelnosti betonu s ohledem na vzdálenost betonárny od stavby a ukládku betonu provádět na stavbě včas. Obecně platné pravidlo při ukládce směsi do formy je, že rychlost betonáže by měla být maximálně 2 m/h a horizontální vzdálenost mezi otvory pro betonáž by neměla být větší než 3 m. Je třeba dbát také na kontinuální přísun směsi na stavbu tak, aby nedošlo k vytvoření nechtěných pracovních spár.

5.4 Opatření z hlediska technologického postupu a odbednění

Pomocí vhodného technologického postupu betonáže lze omezit vznik jak svislých, tak vodorovných trhlin. Svislé smršťovací trhliny vedoucí od základů přibližně do středu horní klenby lze nejlépe omezit krátkým rozestupem mezi betonážemi patek a horní klenby. Toho lze docílit vhodně zvoleným postupem prací ve výrobním proudu definitivního ostění. Obecně doporučení spočívá v omezení časového rozestupu betonáže základů od betonáže klenby do 48 hodin. Tím je dosaženo přibližně stejného smršťování v obou částech konstrukce. Vodorovné trhliny, které se krátce po odbednění většinou objevují na části nebo celé délce betonovaného bloku, nejsou způsobeny horninovým tlakem. Definitivní ostění se betonuje do primárního ostění zpravidla za podmínky odeznění jeho deformací, resp. za předem definovaného velmi nízkého nárůstu deformace v čase. Nejvýznamnější příčinou vzniku těchto vodorovných trhlin je pozdní odbedňování, kdy je pevnost betonu již příliš vysoká. Podle rakouské směrnice [2] se doporučuje odbedňovat tunelová ostění z nevyztuženého betonu při dosažení pevnosti betonu v tlaku 1,5 až maximálně 3 MPa, a to v čase cca 12 hodin po betonáži. Hodnoty odbedňovací pevnosti větší než 3 MPa jsou již ve směrnici označovány jako případ se zvýšeným rizikem vzniku trhlin. Odbedněním konstrukce při nízké pevnosti v tlaku je zaručeno, že „mladý“ beton odbedňovaného bloku vyvodí vlastní vahou v ostění



foto / photo courtesy of Vladimír Prajzler

Obr. 5 Ocelová konstrukce ošetřovacího „klima“ vozu
Fig. 5 Steel structure of the temperature conditioned travelling scaffold

For achieving the required appearance of the lining surface it is necessary to pay attention to preparation of the formwork surface. The formwork structure must be designed to be sufficiently stiff and watertight. All external vibrators installed on the formwork must be fixed in a way ensuring that the vibration is transmitted first of all to the concrete casting area. It is desirable that the quality of processing all joints in the formwork skin is high. The most suitable surface material for the formwork skin is steel. Prior to the casting of concrete, the formwork must be cleaned up and treated with a suitable separation spray, which ensures that the external surface of concrete does not adhere to the form and smooth stripping is possible. A separation spray must be applied uniformly in thin layers on the whole surface and must be chosen with respect to the necessity of preventing physical or chemical damage to the concrete surface. An important role is played by the compatibility of the separation spray with subsequently applied curing sprays or coloured and protective coats applied to the already finished secondary lining.

5.3 Measures regarding transport of concrete mixture and casting concrete

The overall quality of the lining is influenced by the production, transport and placement of concrete behind formwork. If possible, the temperature of fresh concrete should range from 13°C to 18°C. Fresh concrete for casting the upper vault with the temperature lower than +10°C and higher than +25°C is not considered to be suitable for unreinforced concrete linings. It is therefore necessary to respond flexibly to seasonal fluctuations of temperatures and humidity conditions. Protection against external climatic effects must be ensured during the transport of a fresh concrete mixture. In addition, it is necessary to choose suitable concrete workability time taking into consideration the distance of the batching plant from the construction site and to place concrete on site in time. A rule generally applicable to pouring concrete mixture behind formwork is that the maximum concrete casting rate should be 2m/h and the horizontal spacing of concrete casting gates should not be greater than 3m. It is necessary to take care of continual supply of concrete mixture to the construction site so that undesired construction joints are not formed.

5.4 Measures regarding technological procedure and stripping

The formation of both vertical and horizontal cracks can be limited by a suitable technological procedure of casting the concrete. Vertical shrinkage cracks running from the foundation approximately up to the centre of the upper vault can be best limited by a short time lag between casting of the concrete footings and the upper vault. This can be achieved by a suitably selected procedure of the work in the streamlined system of the construction of the final lining. A general recommendation is reducing the time lag between casting the concrete footings and casting the tunnel vault so that it does not exceed 48 hours. This way, an approximately identical shrinkage is achieved in both parts of the structure. The horizontal cracks which mostly appear on a part or the whole length of the concrete block shortly after stripping are not caused by ground pressure. The final lining concrete is attached to the primary lining usually under the condition of stabilisation of deformations and when a predefined very low rate of the deformation increase is achieved. The most important cause of the origination of the horizontal cracks is delayed stripping, when the concrete strength is already too high. According to the Austrian directive [2] it is recommended that unreinforced concrete tunnel linings are stripped when the



foto / photo courtesy of Vladimír Prajzler

Obr. 6 *Nafukovací manžety a tepelně izolační plášť „klíma“ vozu*
Fig. 6 *Inflatable rims and thermally insulating cover of the temperature conditioned travelling scaffold*

dostatečně velká tlaková napětí, která přispějí ke včasnému uzavření vznikajících trhlin.

5.5 Opatření při ošetřování po odbednění

Každou betonovou konstrukci je potřeba s ohledem na výslednou kvalitu povrchu po odbednění náležitě ošetřovat a při samotné betonáži zajistit potřebné klimatické podmínky. V tunelu by se měla při betonáži omezit rychlost proudění vzduchu na maximálně 1 m/s a vlhkost vzduchu by neměla klesnout pod 90 %. Vznik trhlin lze významně omezit eliminací teplotního šoku po odbednění.

Kromě standardních opatření, jako je uzavření portálů, snížení rychlosti proudění vzduchu nebo nástřiku přípravků proti vysychání se úspěšně používají „klíma“ vozy. Jedná se o další vůz v celkovém výrobním proudu definitivního ostění, který je nasazen těsně za bednicím vozem. Jeho délka se pohybuje od dvou do tří délek bloku betonáže, takže při modelovém příkladu s betonáží 5 bloků za 7 dnů připadá na jeden cyklus cca 34 hodin a každý blok je po odbednění chráněn 68 až 102 hodin. Za tuto dobu odezní významná část hydratačního tepla a riziko vzniku trhlin od prudkého ochlazení se tím minimalizuje.

Konstrukce „klíma“ vozu se liší v závislosti na možnostech ošetřování. Ty nejjednodušší se skládají pouze z ocelové konstrukce potažené tepelně izolační fólií, která udržuje přirozené teplo a vlhkost v mezeře mezi čerstvě odbedněným betonem a konstrukcí „klíma“ vozu.

Příkladem je vůz pro ošetřování betonu (ošetřovací vůz) na obr. 5 před portálem důlního tunelu Považský Chlmec na dálnici D3 u Žiliny na Slovensku. Jedná se o lehkou ocelovou konstrukci potaženou tepelně izolační fólií. Na obr. 6 je vidět nafukovací manžety, které slouží k utěsnění prostoru mezi lícem ostění a pláštěm vozu. Délka ošetřovacího vozu je 25 m, což odpovídá délce dvou bloků betonáže.

Složitější „klíma“ vozy mají do systému přivedenou vodu a vzduch a pomocí rozprašovacích trysek vytvářejí studenou mlhu, čímž je zajištěna dostatečná vlhkost povrchu betonu. Nejsložitější „klíma“ vozy jsou plně řízené a lze na nich regulovat vlhkost i teplotu v mezeře mezi „klíma“ vozem a povrchem betonu, případně aktivně betonovou konstrukci propařovat. Konstrukce „klíma“ vozu je u těchto typů většinou navíc izolovaná například polystyrenovou vrstvou. Veškeré parametry ošetřování je možné nastavit a regulovat podle potřeby v závislosti na měnících se vnějších podmínkách. Vždy by však mělo platit, že maximální teplota u povrchu zrající betonové konstrukce by neměla přesahovat 45 °C.

concrete compression strength reaches 1.5 to 3MPa as a maximum, during ca 12 hours after casting the concrete. Strength values at stripping higher than 3MPa are indicated in the directive as a case with increased risk of the formation of cracks. It is guaranteed by stripping the structure in the moment when the compressive strength is still low that the "young" concrete of the block being stripped will induce sufficiently high compressive stresses in the lining through its own weight, which will contribute to timely closing of originating cracks.

5.5 Measures regarding curing after stripping

It is necessary to duly cure each concrete structure after stripping and secure the required climatic conditions during the concrete casting work with respect to the resultant quality of the surface. The airflow velocity in the tunnel should be reduced to 1m/s as a maximum and the humidity of air should not drop under 90%. The formation of cracks can be significantly limited by eliminating the thermal shock after stripping the formwork.

Temperature conditioned travelling scaffolds are successfully used apart from the standard measures, such as closing the portals, reducing airflow velocity or applying spray against drying. It is another traveller in the overall final lining production flow. It is deployed just behind the travelling form. Its length ranges from two up to three lengths of the concrete casting block, which means that in a model example with casting 5 blocks in 7 days ca 34 hours are allotted to one cycle and each block is protected after stripping for 68 up to 102 hours. During this time a significant part of hydration heat fades away, thus the risk of the cracks formation due to rapid cooling is minimised.

The structure of the temperature conditioned travelling scaffold differs depending on the possibility of curing. The simplest scaffolds consist only of a steel structure covered with a thermally insulating membrane, which maintains natural temperature and humidity in the gap between the just stripped concrete and the scaffold structure.

The concrete curing travelling scaffold standing in front of the Považský Chlmec motorway tunnel on the D3 motorway near Žilina, Slovakia (see Fig. 5) is presented as an example. It is a light-weight steel structure covered with a thermally insulating membrane. Inflatable rims serving to seal the space between the inner surface of the lining and the cover of the traveller are presented in Fig. 6. The length of the curing scaffold is 25m, which corresponds to the length of two concrete casting blocks.

More complex temperature conditioned travelling scaffolds have water and air brought to the system and create a cold mist by means of spraying jets. In this way sufficient moisture of the concrete surface is secured. The most complex temperature conditioned travelling scaffolds are fully controlled and they allow regulating the humidity and temperature in the gap between the temperature conditioned travelling scaffold and the concrete surface or, as the case may be, to actively cure the concrete structure with steam. The temperature conditioned travelling scaffold structure is in the case of these scaffold types in addition insulated, for example by a polystyrene layer. All parameters of curing can be set and regulated as needed, depending on the changing external conditions. Nevertheless, in any case the maximum temperature at the surface of the curing concrete structure should not exceed 45°C.

6. ZÁVĚR

Nevyztužený beton má jako materiál definitivního ostění konvenčně ražených tunelů své nezastupitelné místo. Ve vhodných geotechnických podmínkách představuje cestu ke snížení investičních nákladů při dodržení požadované kvality. Jako bonus lze navíc považovat minimalizaci rizika poškození mezilehlé izolace, které montáž výztuže bez sporu představuje, a úplné vyloučení problémů s karbonatací betonu. Zatímco vznik trhlin a povrchových nerovností nehraje z hlediska údržby a statické funkce významnou roli, je nutno věnovat zvýšenou pozornost výplni vrchlíku klenby a případně tvorbě trhlin v blízkosti pracovních nebo dilatačních spár mezi bloky betonáže, které by mohly být příčinou ohrožení bezpečnosti provozu.

Stejně jako v počátcích NRTM bylo nutné začít myslet „jinak“, vyrovnat se s představou samonosnosti horninového masivu a horninu začít vnímat jako stavební materiál, tak je u nevyztuženého betonu nutné respektovat jeho vlastnosti, a to především nízkou pevnost v tahu a s tím související vznik trhlin. Odlišný přístup v myšlení je nutné uplatnit na všech stupních od návrhu ostění přes jeho provádění až po převjímkou díla objednatelem. Projektant musí při návrhu zohlednit nelineární chování konstrukce jako celku a posoudit existenci trhlin z hlediska funkce ostění, zhotovitel musí přizpůsobit návrh směsi betonu, technologický postup provádění i ošetřování, investor musí definovat reálně možné požadavky na kvalitu. Jedině synergií všech těchto složek může dojít k ekonomickému návrhu konstrukce a potvrzení principu NRTM jako observační metody, která dokáže reagovat na skutečně zastížené podmínky nejen v oblasti zajištění stability výrubu, ale i v oblasti dimenzování definitivního ostění.

*Ing. JIŘÍ HOŘEJŠÍ, jiri.horejsi@hochtief.cz,
Ing. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@hochtief.cz,
Ing. PAVEL RŮŽIČKA, pavel.ruzicka@hochtief.cz,
HOCHTIEF CZ, a.s.
Dipl.-Ing. ANDREAS SCHAAB,
andreas.schaab@hochtief.de,
HOCHTIEF Engineering GmbH*

*Recenzovali / Reviewed: prof. Ing. Jan Víték, CSc.,
doc. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., C.Eng., MICE*

6. CONCLUSION

Unreinforced concrete has its irreplaceable position as a material for final linings of conventionally driven tunnels. In suitable geotechnical conditions it represents a way to reduce investment costs with the required quality maintained. In addition, minimisation of the risk of damaging the intermediate waterproofing layer, which the placing of reinforcement undoubtedly is, and the complete exclusion of problems with concrete carbonation, can be considered as a bonus. Whilst the formation of cracks and surface irregularities plays no important role in terms of maintenance and the static function, it is necessary to pay special attention to filling of the top of the vault and possibly to creation of cracks in the vicinity of construction or expansion joints between concrete casting blocks, which could pose a threat to the operation safety.

As in the beginnings of using the NATM when it was necessary to start thinking "outside the box" and to cope with the idea of the self-supporting capacity of rock mass and begin to perceive ground as a building material, it is necessary to respect properties of unreinforced concrete, first of all, the low tensile strength and the formation of cracks associated with it. A different approach in thinking must be applied in all stages, from the lining design through the construction up to the takeover by the client. The designer must take into account the non-linear behaviour of the structure as a whole and assess the existence of cracks in terms of the lining function; the contractor must adapt the concrete mixture design, the technological procedure for building and curing; the client must define realistically possible quality requirements. Only through synergy of all of the above-mentioned components an economic design of the structure can be reached and the NATM principle can be confirmed as an observational method capable of responding to the actually encountered conditions not only in the field of securing the excavation stability, but also in the solution of final lining.

*Ing. JIŘÍ HOŘEJŠÍ, jiri.horejsi@hochtief.cz,
Ing. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@hochtief.cz,
Ing. PAVEL RŮŽIČKA, pavel.ruzicka@hochtief.cz,
HOCHTIEF CZ, a.s.
Dipl.-Ing. ANDREAS SCHAAB,
andreas.schaab@hochtief.de,
HOCHTIEF Engineering GmbH*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací*. Kapitola 18 Betonové konstrukce a mosty. Ministerstvo dopravy, odbor pozemních komunikací, leden 2016
- [2] *Richtlinie Innenschalenbeton*. Österreichische Bautechnik Vereinigung, Dezember 2012
- [3] *Richtlinie Bewertung und Behebung von Fehlstellen bei Tunnelinnenschalen*. Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, April 2009
- [4] *Empfehlungen zu Ausführung und Einsatz unbewehrter Tunnelinnenschalen*. Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB) – Arbeitskreis „Unbewehrte Tunnelinnenschalen“ – Stand: 24. April 2007
- [5] *Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel*, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. *Brücken- und Ingenieurbau*, Heft B92, April 2013
- [6] *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING*. Teil 5 Tunnelbau, Abschnitt 1 Geschlossene Bauweise, Bundesanstalt für Bauwesen, Dezember 2007
- [7] *Richtlinie DB853 Eisenbahn Tunnel planen, bauen und instand halten*. DB Netz AG, 2013
- [8] Kupfer, H. B., Kupfer, H., Steckbaner, A. *Tragfähigkeit von schlanken Druckgliedern aus unbewehrtem Beton*. Springer-Verlag, 1984
- [9] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau – Standsicherheit und Verformung im Rissbereich. *Beton- und Stahlbetonbau*, Juni 1993
- [10] Vogel, F., Sovják, R., Holčapek, O., Mařík, L., Šach, J. Experimental Study of Primary Lining Tunnel Concrete after Thirty Years of Operation. *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 732, pp. 403-406, Feb. 2015

NÁVRH A REALIZACE REKONSTRUKCE TUNELU SEDLEJOVICE

DESIGN AND REALISATION OF RECONSTRUCTION OF SEDLEJOVICE TUNNEL

MIROSLAV LIPKA

ABSTRAKT

Sedlejovecký tunel je součástí železniční trati 030 Turnov – Liberec, na které v roce 2015 proběhla stavební obnova nutná pro optimalizaci na vyšší traťovou rychlost. Text seznamuje s technickým řešením komplexní rekonstrukce jednoho z nejstarších železničních tunelů na území České republiky. Tunel není svou délkou 77 m velkým podzemním dílem, ale vzhledem ke své dlouhé historii byl vystaven kontinuálnímu provoznímu zatížení, které se projevilo v závadách na jeho konstrukci. Ostění jednotlivých pásů tunelu nebylo zhotoveno najednou, ale postupně, v rozmezí několika desetiletí druhé poloviny 19. století. Stavitelé v průběhu výstavby použili různé stavební techniky a konstrukční materiály. K návrhu rekonstrukce proto bylo přistoupeno s jistou dávkou obezřetnosti a invence. Díky zodpovědnému přístupu správce tunelu byla rekonstrukce rozšířena i na oba příportálové úseky, které jsou zasazeny v hlubokém skalním zářezu. Bylo realizováno plošné zajištění skalních stěn přímo navazujících na portály. Článek prezentuje sanační opatření vedoucí k zachování zajímavého technického díla pro budoucí čas.

ABSTRACT

The Sedlejoovice tunnel is part of rail track 030 Turnov – Liberec, on which the reconstruction necessary for the optimisation to higher speed limit on the track was carried out in 2015. The text acquaints readers with the technical solution to the comprehensive reconstruction of one of the oldest railway tunnels in the Czech Republic. The tunnel is not a big underground structure as far as its length of 77m is concerned, but with respect to its long history, it was exposed to continual operational loading, which manifested itself in defects of the structure. The lining of individual tunnel blocks was carried out in stages, within several decades in the second half of the 19th century, not in one pass. The builders used various construction techniques and building materials during the course of the construction. The design of the reconstruction was therefore approached with a certain measure of caution and invention. Thanks to the responsible approach of the tunnel administrator the reconstruction was extended even to both pre-portal sections, which are located in a deep rock cutting. The surface of the rock walls directly connecting to the portals was stabilised. The paper presents the rehabilitation measures leading to the preservation of the interesting technical work for the future.

ÚVOD

V roce 2015 bylo v České republice uskutečněno několik velkých rekonstrukcí důležitých železničních tratí. Jednou z nich byla i železniční trať s označením 030, spojující město Jaroměř a Liberec. Konkrétně úsek mezi městy Turnovem a Hodkovicemi nad Mohelkou v Libereckém kraji. Historie této malebné železniční spojnice sahá až do poloviny 19. století, kdy na základě Listu povolení Františka Josefa I. ze dne 15. června 1856 byla povolena výstavba Pardubicko-liberecké severojižní dráhy [2]. Stavba železnice probíhala etapově v letech 1857 až 1859. Úsek Turnov – Liberec byl předán do pravidelného užívání jako poslední v roce 1859. Součástí trati je několik velice zajímavých železničních objektů, které se nacházejí v blízkosti obce Sychrov a dodnes jsou živým důkazem neobyčejného stavebního umu našich předků.

Nejvýznamnější technickou památkou je Sychrovský tunel délky 976 m, vybudovaný pod samotnou obcí Sychrov. Na něj navazuje kamenný Sychrovský železniční viadukt, klenoucí se ve výšce 32 m nad říčkou Mohelkou, poblíž obce Radimovice. Třetí a poslední technickou památkou je sice nevelký, ale o to zajímavější tunel Sedlejovice. Ten se nachází, jak už z názvu vyplývá, v katastru obce Sedlejovice, nedaleko nádherného areálu Sychrovského zámku. Ráz okolního členitého terénu tvoří romantická údolí a zákruty vytvořené říčkou Mohelkou, vinoucí se podél železniční trati. Zde překonává v délce 77 m tunel Sedlejovice (obr. 1) nevelký, ale strmý skalní hřbet. Na základě požadavku investora (SŽDC s. o.) byl v rámci revitalizace železniční trati na vyšší provozní rychlost zadán průzkum a zhotovení

INTRODUCTION

Several large projects for reconstruction of railway tracks were realised in 2015. One of them was the railway track marked as 030 between the towns of Turnov, connecting the town of Jaroměř with the town of Liberec. Concretely the section between the towns of Turnov and Hodkovice Nad Mohelkou in the region of Liberec. The history of this picturesque railway reaches back to the half of the 19th century, when the development of the Pardubice – Liberec North-Southern connection railway line was permitted on the basis of the Franz Joseph Approval Sheet dated the 15th June 1856 [2]. The construction of the railway proceeded at stages from 1857 to 1859. The Turnov – Liberec section was brought into regular service as the last one in 1859. Several very interesting railway structures are parts of the track. They are located near the municipality of Sychrov and are living proofs of the extraordinary building skills of our predecessors.

The most important technical monument is the 976m long Sychrov tunnel, which was built under the village of Sychrov itself. The Sychrov railway viaduct arching at the height of 32m above the little river of Mohelka near the village of Radimovice, links to it. The third and last technical monument is the, on the one hand not large but, on the other hand, even more interesting Sedlejoovice tunnel. It is located, as it follows from the name, in the cadastral district of the municipality of Sedlejovice, near the beautiful grounds of Sychrov castle. The character of the surrounding undulated terrain is formed by romantic valleys and meanders created by the little river of

projektové dokumentace k rekonstrukci tunelu (obr. 2). Technický pasport tunelu a vypracování projektové dokumentace provedl tým firmy AMBERG Engineering Brno, a.s.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Stavebně-technické parametry tunelu

Nosnou konstrukci tvoří šest tunelových pásů označených TP1 až TP6 včetně obou portálových úseků. Zajímavostí je, že všech šest pásů nebylo v době výstavby zhotoveno současně, ale jen čtyři z nich. Vybudovány tak byly oba portálové pásy TP1 a TP6 a vnitřní pásy TP4 a TP5. Pro tunelové ostění postavené v této první fázi bylo použito více druhů kamene. K vyzdění věnce a čelní portálové stěny turnovského vjezdového portálu bylo užito masivních pískovcových kvádrů a taktéž pískovcového řádkového zdiva. Vrchní část portálu je zakončená stupňovitě a osazená krycí kamennou deskou. Výjezdový liberecký portál je zasazený přímo do skalního masivu a je opatřený jen pískovcovým kvádrovým věncem. Konstrukce opěr vnitřních tunelových pásů jsou zhotoveny z hrubého řádkového zdiva z žulových kopáků a pískovcových kvádrů. Pro některé části opěr byla pravděpodobně využita opuková rubanina z ražby tunelu, následně upravená do podoby hrubého kyklopského zdiva. Podle získaných archivních podkladů byla síla ostění uvažována 50 cm. Klenby ve všech tunelových pásech provedených z kamene jsou z řádkového pískovcového zdiva.

V roce 1894 byly dodatečně zhotoveny i zbývající dva pásy TP2 a TP3. Technologie zde však byla odlišná a stavitelé použili místo kamenného zdiva cihelné. Jednalo se o tzv. „zvonivky“, známé i jako „klinkry“. Tyto pásy byly ve vrcholu klenby uzavřeny pískovcovými klenáky.

S ohledem na nevelkou délku nemá Sedlejevický tunel žádné záchranné výklenky ani ventilační prvky. Větrání je přirozené.

Geologické a hydrogeologické poměry

Sedlejevický tunel je vyražen v opuce, která je vodorovně lavicovitě zvrstvená. Odhadovaná maximální výška nadloží je 36 m.

Podle získaných archivních podkladů je nadloží jen mírně vodonosné. Horninový masiv obsahuje minimum podzemní



Obr. 1 Situace tunelu Sedlejevici

Fig. 1 Sedlejevici tunnel layout

Mohelka flowing along the rail track. Here the track overcomes a not big but steep rock ridge passing through the 77m long Sedlejevici tunnel (see Fig. 1). The survey and preparation of design documentation for the tunnel reconstruction was ordered on the basis of project owner's requirement (the Railway Infrastructure Administration, state organisation) (see Fig. 2). The report of the technical condition of the tunnel and the design documents were carried out by a team employed by AMBERG Engineering Brno, a.s.

BASIC DATA

Structural and technical parameters of the tunnel

The tunnel structure is formed by six tunnel blocks marked as TP1 through to TP6, including both portal sections. An interesting fact is that not all six blocks were carried out concurrently during the construction, but only four of them. Both portal blocks TP1 and TP6 and internal blocks TP4 and TP5 were built. Several stone types were used for the tunnel lining built in this first phase. Massive sandstone blocks and coursed sandstone masonry were used for the collar and the portal front end wall of the Turnov entrance portal. The upper part of the portal is terminated in a stepped way and a stone slab is laid on it. The Liberec exit portal is set directly into the rock massif and is provided only with a sandstone ashlar collar. The structure of sidewalls of the internal tunnel blocks is made from visible coursed masonry using granite and sandstone blocks. Cretaceous marble muck from the tunnel excavation, subsequently treated to get the look of cyclopean masonry, was probably used for some parts of the sidewalls. According to the archive documents obtained, the lining thickness of 50cm was assumed. The vaults in all stone tunnel blocks are from coursed sandstone masonry.

The remaining two lining blocks TP2 and TP3 were additionally carried out in 1894. In this case the construction technique was different. Instead of stone the builders used brick masonry. The so-called clinker bricks were used. These lining blocks were closed by sandstone keys.

With respect to the small length, the Sedlejevici tunnel has neither safety recesses nor ventilation elements. The ventilation system is natural.

Geological and hydrogeological conditions

The Sedlejevici tunnel was driven through horizontally stratified cretaceous marble tables. The overburden height is estimated to be 36m.



Obr. 2 Pohled na východní výjezdový portál Sedlejevického tunelu

Fig. 2 A view of the eastern exit portal of the Sedlejevici tunnel



Obr. 3 Kopaná sonda do kamenného ostění tunelu Sedlejšovice a měření hloubky volného prostoru za obezdívkou

Fig. 3 A trial hole into the stone masonry of the Sedlejšovice tunnel and measuring the free space behind the lining

vody a její množství je závislé na vydatnosti atmosférických srážek. Podzemní voda je vázaná pouze na systém vodorovných a svislých puklin. Ty jsou rozevřeny až do decimetrových šířek. Kolem takovýchto puklin dochází vlivem střídání ročních období k značné degradaci masivu a následnému odpadávání bloků kamene velikosti do 1 m ze stěn u obou portálů. Dalším potenciálně vodonosným prvkem byla shledána malá prohlubeň na povrchu, která se nachází přibližně uprostřed délky tunelové trouby. V důsledku vydatných dešťových a sněhových srážek může v této terénní depresi docházet k akumulaci vody. Ta může prouděním přes systém trhlin proniknout do tunelu.

Skalní svahy zářezu u vjezdového a výjezdového portálu jsou strmé a před rekonstrukcí byly pokryty hustou náletovou vegetací. Povrchová degradace horniny se pohybovala řádově do hloubky od několika centimetrů až po maximálně nižší decimetry. Větší degradaci masivu v bezprostřední blízkosti portálu bylo zabráněno pravidelně prováděnou údržbou. Před vjezdovým portálem v patě zářezu byl zaznamenán drobný sesuv zeminy, suti a organického materiálu, zasahující až do průřezného profilu tunelu.

PASPORTIZACE POŠKOZENÍ KONSTRUKCE TUNELU

V rámci předprojektové přípravy provedl tým firmy AMBERG Engineering Brno, a.s. na tunelu Sedlejšovice terénní průzkum s podrobným záznamem zjištěných škod. Záznam byl proveden pro ostění vnitřní části tunelu, na obou portálech a přiléhajících skalních zářezích. Následně byly veškeré zjištěné informace digitálně zpracovány v softwaru Autocad. Jako podklad pro zpracování dat posloužil Dražní předpis ČD S6. Vzhledem k tomu, že tunel Sedlejšovice dosahuje délky jen 77 m, nebyla nasazena pojízdná kolejová jednotka vybavená scannerem pro záznam jednotlivých poškození využívající softwaru TunnelMap. Součástí pasportu byla fotodokumentace interiéru a exteriéru tunelu.

Pro dílčí představu rozsahu a hloubky degradace ostění tunelu byly obyčejným kladivem provedeny v obou příportálových pásech kopané sondy (obr. 3).

Stavebně-technický stav – rozsah poškození

Na západním vjezdovém portálu byla identifikována trhlina tloušťky 1 až 2 cm, vzniklá v důsledku odtržení portálového límce od pásu TP1. Trhlina již byla v minulosti sanována přespárováním, ale došlo k jejímu opětovnému prokopírování. Obdobné poškození, ale většího rozsahu, bylo zastiženo na

According to the archive documents obtained the overburden is moderately water-bearing. The ground massif contains a minimum of groundwater and its amount depends on the amount of atmospheric precipitation. Groundwater is bound only to the system of horizontal and vertical fissures. The fissures are open up to decimetre widths. The rock mass is significantly degraded around such fissures due to the alteration of seasons. Stone blocks up to 1m subsequently slide down from the walls at both portals. A small depression in the surface located approximately in the middle of the tunnel tube length was found to be another potentially water-bearing element. Water may accumulate in this terrain depression as a result of heavy rainfall and snowfall. Water may penetrate to the tunnel through the system of cracks.

The rock slopes of the cuttings at the entrance and exit portals are steep and were covered with dense naturally spread vegetation. The ground surface degradation reached to the depth in the order of several centimetres, up to a maximum of lower decimetres. Greater degradation of the massif in the immediate proximity to the portal was prevented by regular maintenance. Minor sliding of soil, debris and organic material extending up to the traffic clearance of the tunnel was registered in front of the entrance portal.

TUNNEL STRUCTURE CONDITION SURVEY

AMBERG Engineering Brno, a.s. carried out a terrain survey within the framework of the pre-design preparation, with detailed recording of the identified defects. The record was carried out for the lining of the inner part of the tunnel, at both portals and the adjacent rock cuttings. All the information obtained was subsequently processed digitally in the Autocad software. The Railway Directive ČD S6 was used as the source for the processing of data. The movable rail unit equipped with a scanner using the TunnelMap software for recording individual defects was not deployed with respect to the fact that the Sedlejšovice tunnel is only 77m long. Photodocumentation of the tunnel interior and exterior was part of the survey report.

Trial holes were dug in both portal blocks using a hand-held pick hammer to allow for developing a partial idea of the extent and depth of tunnel lining degradation (see Fig. 3).

Structural-technical condition – the damage extent

A crack 1 to 2cm wide developed as a result of tearing the portal collar from the block TP1 which was identified at the western entrance portal. The crack was repaired already in the past by repointing, but it repeatedly copied itself to the surface. Similar damage, but to a greater extent, was encountered at the exit portal TP6. A pronounced 1.5cm wide crack running across the whole vault was registered in this location. The other crack was not so prominent. It was located on the right-hand upper part of the eastern exit portal TP6 and its length reached ca 4.5m.

The inner masonry lining of the tunnel blocks (probably from the tunnel muck) is heavily degraded. The lining was disturbed by three main factors. The first factor lies in the common weather effects acting on exposed structures. The other factor lies in the degradation due to the operation of steam locomotives in the past and Diesel engines today. Locomotive emissions settled on the lining and accelerated the stone disintegration. The corrosive effect of SO₂ acts on the lining material (stone, mortar binder), which turns to H₂SO₄ under the influence of moisture and atmospheric O₂. The third of the factors of the poor condition of the stone masonry lining was the process of repointing the masonry with cementitious pointing mass instead of the originally used lime mortar. In the trial holes the structural

portálu výjezdovém TP6. Zde byla zaznamenána výrazná trhlinka šířky 1,5 cm, procházející přes celou klenbu. Další trhlinka nebyla tak markantní, nacházela se na pravé horní části východního výjezdového portálu TP6 a dosahovala délky cca 4,5 m.

Vnitřní ostění tunelových pásů z kamenného zdiva (pravděpodobně z rubaniny tunelu) je silně degradované. Narušení ostění způsobily tři hlavní faktory. Prvním faktorem jsou běžné povětrnostní vlivy, působící na otevřeně exponované stavby. Druhým faktorem je degradace vlivem provozu, v minulosti parních a v současné době diesellových hnacích jednotek. Exhalace lokomotiv se usazovaly na ostění a urychlovaly rozklad kamene. Na materiál ostění (kámen a maltové pojivo) působí korozní účinek SO_2 , který se vlivem vlhkosti a vzdušného O_2 mění na H_2SO_4 . Třetím z faktorů špatného stavu kamenného ostění bylo přespárování původně použité vápenné malty cementovou spárovací hmotou. V provedených kopaných sondách byl kámen ostění tak slabé struktury, že se pod úder kladiva doslova rozsypal. Představoval prakticky již jen křehkou slupku, kryjící dutinu vyplněnou zcela rozloženým horninovým materiálem, v případě vyšší vlhkosti až kašovitě konzistence. Ostěním se dalo u obou sond proniknout velice snadno až do hloubky cca 45 cm. Při předpokládané tloušťce ostění 50 cm byl tudíž stav konstrukce naprosto havarijní. Za zmínku stojí, že degradace zdiva byla zaznamenána již v pásových listech z roku 1949.

Tunelové pásy TP2 a TP3 z cihelného zdiva byly postaveny cca 35 let po vybudování pásů ze zdiva kamenného. Není známo, proč byl zvolen právě tento postup a ostění nebylo zřízeno současně. Na konečný návrh rekonstrukce to však nemělo zásadní vliv. Cihly „zvonivky“ („klinkry“) byly také povrchově degradovány, v tomto případě do hloubky mezi 15 až 30 mm. Poškození bylo konstatováno na 70 % plochy klenby a 30 % plochy opěr obou předmětných tunelových pásů. Spáry mezi cihlami vykazovaly jen malý stupeň zvětrání.

Zdivo obou portálových límců bylo degradováno vlivem povětrnosti a také náletovými rostlinami v částečně nevyplněných spárách kamenného zdiva. Docházelo k odprysku kamenného obkladu a zvětrávání výplňového materiálu. V průběhu let byly některé odprýskané plochy nahrazeny provizorními betonovými plombami nevalné kvality. Nadportálový příkop západního výjezdového portálu byl zcela zanesen bahnem a zarostlý nálety. Oba odvodňovače vyústující přes portálový límec byly ucpané usazeným organickým materiálem, a tudíž neplnily svou funkci. Pět kamenných krycích desek nad výjezdovým portálem bylo povrchově degradováno a uvolněno v důsledku vydrolení spojovacího materiálu.

Skalní stěny nad oběma portály a v předzářezích vykazovaly značný stupeň zvětrání. Materiál odpadávající ze skalního masivu se postupně hromadil kolem železniční trati a vytvářel sutové kužely výšky přibližně 2 m, v některých případech zasahující do průjezdného profilu tratě.

Na základě informací o rozsahu poškození a celkovém stavebně-technickém stavu konstrukce tunelu Sedlejovice se přistoupilo k návrhu rekonstrukčních prací. Návrh byl průběžně konzultován se zástupci Správy údržby železničních cest Libereckého kraje, kteří požadovali provést návrh rekonstrukce tak, aby byla zajištěna co nejdělsí možná bezúdržbovost dané konstrukce.

NÁVRH REKONSTRUKCE TUNELU A SOUVISEJÍCÍCH OBJEKTŮ

Stavební práce na revitalizaci tunelu Sedlejovice lze rozdělit do tří hlavních stavebních objektů. Největší objem si vyžádala výměna kamenného zdiva opěr v pásích TP1, TP4 a TP6. Druhou položkou bylo zajištění a začištění skalních zářezů nad a před oběma portály včetně zajištění statiky obou portálových límců. Třetí a poslední fáze rekonstrukce se skládala ze sanačních

lining stone was so weak that it literally crumbled away under hammer blows. It was only a brittle skin covering a cavity filled with completely decomposed rock material, even with up to mushy consistence in the case of higher moisture. The lining could be very easily penetrated up to the depth of ca 45cm in both holes. It means that the condition of the structure was absolutely critical taking into consideration the assumed lining thickness of 50cm. Worth mentioning is the fact that the masonry degradation was recorded already in tunnel block sheets from 1949.

The tunnel lining brickwork blocks TP2 and TP3 were built ca 35 years after the completion of the stone masonry lining. It is not known why just this procedure was chosen and the lining was not built at the same time. Nevertheless, it did not have any substantial influence on the final design of the reconstruction. The surface of the clinker bricks was also degraded, in this case up to the depth of 15 to 30mm. The damage was identified on 70% of the vault surface area and 30% of the surface area of the sidewalls of both tunnel blocks in question. Joints between bricks exhibited only a small degree of weathering.

The masonry of both portal collars was degraded due to atmospheric effects and the naturally spread vegetation in only partially filled stone masonry joints. Flaking of the masonry facing surface and weathering of the filling material happened. Over the years some flaking surfaces were replaced with poor quality temporary concrete filling. The ditch above the western entrance portal was completely filled with mud and covered with naturally spread vegetation. Both drains running over the portal collar were plugged by organic sediments, therefore they did not fulfil their function. The surface of five covering stone slabs above the entrance portal was degraded and the slabs were loosened as a result of chipping the bonding material out.

The rock walls above both portals and in the pre-portal cuttings exhibited a significant degree of weathering. The material falling down from the rock massif gradually piled up along the rail track and created debris cones approximately 2m high, which, in some cases, extended to the clearance profile of the track.

The work on the proposal for the reconstruction commenced on the basis of the information about the extent of the damage and the overall structural technical condition of the Sedlejovice tunnel structure. The proposal was continually consulted with representatives of the Administration of Rail Route Maintenance of the region of Liberec, who required that the proposal was carried out in a way securing an as long maintenance free period as possible for the structure.

TUNNEL AND RELATED STRUCTURES RECONSTRUCTION PROPOSAL

The construction work on the revitalisation of the Sedlejovice tunnel can be divided into three main construction objects. The largest volume required the replacement of the stone masonry of the side walls in blocks TP1, TP4 and TP6. The second item was the stabilisation and cleaning of rock cuttings above and in front of both portals, including the stabilisation of both portal collars. The third and last phase of the reconstruction comprised rehabilitation and conservation interventions designed to protect the structure against the impact of common operation and weather.

Replacement of the lining

The technical condition of the sidewalls in the tunnel blocks marked as TP1, TP4 and TP6 reached the stage at which the overall replacement of the degraded masonry was the only option. The cretaceous marble lining of the tunnel was already



Obr. 4 Dělení stávajícího ostění na pruhy šířky 1,4 m pomocí vertikální příložné diamantové kotoučové pily

Fig. 4 Dividing the existing lining into blocks 1.4m wide by means of a vertical diamond slitting saw

a konzervačních zásahů, které mají konstrukci ochránit před vlivem běžného provozu a počasí.

Výměna ostění

Technický stav opěr v tunelových pásech označených TP1, TP4 a TP6 dospěl do stadia, kdy jedinou možností byla celková výměna degradovaného zdiva. Opuková obzdvívka tunelu byla již za hranici své životnosti a bylo potřeba okamžitě jednat. Rozpočet stavby však nebyl na tuto situaci připraven a bylo proto nutné najít řešení, které nebude vyžadovat snesení ostění. Projektant proto jako východisko zvolil postupné nahrazení poškozeného zdiva konstrukcí z prostého betonu v pásech maximální šířky 1,4 m. Úhrnná délka zdiva, které bylo ve všech pásech nutné vyměnit, činila 54,4 m.

Postup výměny opěr tunelu byl následující: V první fázi zhotovitel přikotvil stávající klenbu v patě. To bylo uskutečněno pomocí samozávrtných kotev R25 Ø 25 mm, vrtaných v rozteči po 1 m. V hlavách kotev byl zřízen roznášecí práh z ocelových profilů U240. Kotvy byly pro lepší stabilní účinek směrově vystříhány s odklonem $\pm 5^\circ$ od kolmice ke klenbě.

V následujících krocích muselo být důsledně dodržováno pravidlo, že mezi vybourávanými pásy zdiva byly ponechány minimálně dva pásy původního ostění. Pokud to postup prací neumožňoval, musely být mezi vybourávanými úseky již minimálně dva pásy zabetonované, a to s minimálně 50% pevností betonu.

Rozdělení ostění tunelu na požadované díly šířky do 1,4 m bylo provedeno diamantovými kotoučovými pilami, uchycenými na ostění do pojízdné lišty (obr. 4). Hloubka zářezu musela být minimálně 0,5 m tak, aby byl zajištěn průnik řezu ostěním v šířce odhadnuté na základě provedené sondy.

Výjimku tvořily pouze úseky u portálových límců. Ty bylo nutné rozebrat ručně, aby nedošlo k poškození kamenů. Stabilita volné délky límce portálu byla dodatečně zajištěna tyčovými kotvami R25 Ø 25 mm, vrtanými do boku opěr. Hloubku a způsob založení bouraného ostění se projektantovi nepodařilo z archivní projektové dokumentace zjistit. Proto bylo nutné po odbourání stávající opěry posoudit každou základovou spáru individuálně za účasti autorského dozoru a TDI (technického dozoru investora). Bylo nezbytné zajistit hloubku nového ostění z prostého betonu minimálně 0,5 m pod horní hranu drážní stezky nebo na únosném podloží. Důležitou technologickou zásadou, platnou pro zhotovitele, bylo zamezení vypadávání zakládky zpoza klenby nad bouranou částí opěr. I když se zhotovitel tento pokyn snažil důsledně dodržovat, byl stav zakládky za ostěním

beyond its useful life and it was immediately necessary to act. But the construction budget was not prepared for this situation. It was therefore necessary to find a solution which would not require the removal of the lining. For that reason the designer proposed, as a resort, the gradual replacement of damaged masonry with unreinforced concrete in blocks 1.4m wide as a maximum. The aggregate length of the masonry which had to be replaced in all blocks amounted to 54.4m.

The following procedure for replacing the tunnel sidewalls was designed: During the first phase the contractor fixed the existing vault at the springing with anchors. Self-drilling anchors R25 Ø 25mm drilled at 1m spacing were used. A load-spreading beam from U240 steel sections was carried out at the heads of the anchors. The directions of the anchors were staggered with the deviation from the perpendicular to the vault of $\pm 5^\circ$.

In the subsequent steps the rule had to be strictly adhered to that two blocks of the original lining as a minimum had to be left between the blocks being broken out. When the work advance did not allow it, two blocks with concrete lining had to be finished between the sections being broken out as a minimum, with the minimum concrete strength of 50%.

The division of the tunnel lining into the required blocks up to 1.4m wide was carried out using diamond slitting saws fixed to the lining on a movable rail (see Fig. 4). The slit had to be 0.5m deep as a minimum so that the penetration of the cut through the lining with the thickness estimated according to the trial holes was guaranteed.

Only the sections at the portal collars were exceptions. The collars had to be dismantled manually to prevent damaging of the stones. The stability of the unsupported length of the portal collar was sufficiently provided by R25 Ø 25mm rod anchors drilled into the side of the bench. The designer did not manage to determine the depth and system of foundation of the lining to be broken out from archive design documents. For that reason it was necessary to assess each foundation base individually by the consulting engineer's supervisor and client's supervising engineer after the sidewall was broken out. It was necessary to ensure the depth of the new unreinforced concrete lining to be at least 0.5m under the upper edge of the railway inspection path or when good bearing ground was reached. Preventing falling of the packing from behind the lining above the part of the sidewall being broken out was an important technological rule. Despite the fact that the contractor tried to adhere to this instruction, the condition of the packing behind the tunnel lining was so poor that the packing fell spontaneously (see Fig. 5). Despite this fact the course of this technological phase got along without more serious problems and no additional stabilisation measures were necessary.

The construction of the replacement lining started immediately after the old lining had been broken out. The drainage layer was carried out subsequently. In this case the designer chose, on the basis of client's approval, an innovative procedure using bales of straw instead of today commonly used plastic membrane drainage. This procedure was chosen on the basis of the lack of information about the thickness of the space between the tunnel lining and the surface of the excavated opening. Even the significant unevenness of the excavated opening surface and the difficulty of the application of usual plastic membrane drainage to the uneven surface were taken into consideration.

After removing the lining, the instable part of the packing got in the majority of cases loose. It was removed up to the more consistent layer. Holes for concrete reinforcement bars were bored

tunelu takový, že samovolně vypadávala (obr. 5). I přesto se průběh této technologické fáze obešel bez zásadnějších problémů s tím, že nebylo nutné provádět dodatečná sanační opatření.

Výstavba náhradního ostění byla započata bezprostředně po vybourání starého ostění. Následně byla zhotovena drenážní vrstva. Zde projektant zvolil na základě souhlasu investora inovativní postup a místo dnes běžně používaných fóliových izolací použil jako drenážní materiál balíkovanou slámu. Tento postup byl zvolen na základě nedostatku informací o velikosti prostoru mezi ostěním tunelu a výrubem. Zohledněna byla také značná nerovnost výrubu, a tudíž obtížné provádění obvyklé fóliové drenáže na nerovný povrch.

Po odstranění ostění došlo ve většině případů k uvolnění nestabilních částí základky. Ta byla odebrána až do konzistentnější vrstvy. Do ní byly navrtány v předepsaném rastru ocelové trny z betonářské výztuže a na ně byla natknuta sláma. Docházelo však k tomu, že se napíchnuté balíky slámy neudržely pohromadě. Rozsypaly se a nebylo možné na ně umístit separační vrstvu z geotextilie.

Zhotovitel si vypomohl dodatečným přitížením a zpevněním bloků slámy ocelovými KARI sítěmi (obr. 6). Předpokládaná tloušťka drenážní vrstvy byla 300 mm, ale vzhledem ke značným nerovnostem výrubu vycházela drenážní vrstva od 200 do 600 mm. Ukázala se tak výhodnost slámy jako materiálu dobře formovatelného natlačením do vzniklých dutin. Spotřeba slámy byla v některých případech značná, protože se předem nevědělo, jak se bude při instalaci tento přírodní materiál chovat. Drenáž byla posléze opatřena separační geotextilií 500 g/m² jako ochranou při navazující betonáži.

Do jednostranného bednění, provedeného zhotovitelem podle aktuální potřeby přímo na staveništi, byl ukládán beton třídy C25/30 XC2 XF1 (obr. 7). Návrh rekonstrukce původně počítal



Obr. 5 Vyřiznutý pruh ostění a odhalená základová spára v tunelovém pásu č. TP6

Fig. 5 Cut out block of lining and exposed foundation base in tunnel block TP6

into it at the prescribed grid spacing and straw was impaled on them. However, it sometime happened that the impaled bales of straw did not keep together. They fell apart and it was impossible to apply the separation geotextile layer to them. .

The contractor helped by additional surcharging and strengthening the bales of straw with KARI welded mesh (see Fig. 6). The assumed thickness of the drainage layer was 300mm, but it ranged from 200mm to 600mm with respect to the significant unevenness of the excavation surface. The favourableness of straw as a material easily formable into the cavities turned out in this way. The consumption of straw was high in some cases because it was not known in advance how this natural material would behave during the installation. The drainage was



Obr. 6 Slámová drenážní vrstva s výztužnou a přidržnou KARI sítí
Fig. 6 Straw drainage layer with the reinforcing and holding KARI mesh



Obr. 7 Dokončená nová betonová opěra v řezu; zprava: drenážní vrstva slámy, separační geotextilie 500 g/m² a opěra z prostého betonu C 25/30 XC2 XF1
Fig. 7 Completed new straw drainage layer, 500g/m² separation geotextile and the unreinforced concrete sidewall



Obr. 8 Nově betonované pruhy ostění, příložné bednění se vzpěrami, hotová betonová opěra po odbednění v pásu č. TP6

Fig. 8 Newly cast concrete blocks of the lining, straight panel formwork with braces, completed concrete sidewall after stripping of the formwork in TP6 block

s rovným příložným bedněním. Zhotovitel však dokázal vyrobit bednění kopírující původní tvar ostění. Výsledný profil nové opěry potom lícoval s ponechanou původní obezdívkou a byl tak zachován dřívější charakter tunelu (obr. 8 a 9). Vodorovná pracovní spára mezi novým ostěním a původní klenbou tunelu byla nejdříve druhý den po betonáži vyplněna injektážní hmotou. Tím se zajistilo statické spolupůsobení mezi starou a novou obezdívkou.

Zajištění skalních stěn v předzářezech a přikotvených do portálu

Oba portály tunelu Sedlejšovice jsou zřízeny v opuce. Tato hornina má značnou tendenci zvětrávat. Při zanedbání údržby proto dochází k častému opadávání úlomků horniny do prostoru kolejí. Proto bylo rozhodnuto o celoplošném zajištění skalních stěn pomocí dvouzávitových drátěných sítí Maccafferi (obr. 10). Navrhovaná minimální tahová pevnost musela dosahovat 89 kN/m. Síť byly opatřeny protikorozní ochranou. Přichycení bylo provedeno samozávrtnými tyčovými svorníky typu R32 v rastru 2x2 m. Ten byl upravován v povoleném rozsahu podle aktuálních podmínek na stavbě. Předepsaná minimální délka kotev byla stanovena 3 m. Skutečná délka byla upravována na základě hloubky rozpukání skalního masivu a směru a rozevření puklin. Před začátkem osazování sítí musel být zářez zbaven veškerých náletových dřevin a následně mechanickým dolamováním odstraněny uvolněné části horniny. Projekt předpokládal degradaci horniny do hloubky i několika decimetrů. Realita byla taková, že skutečný stav opuky byl výrazně lepší. Před položením sítí byly zaplombovány zející pukliny ve skalním masivu.

U vjezdového portálu byla zaznamenána staticky významná trhlinka. Návrh její sanace spočíval v přikotvení portálu ke klenbě tunelu pomocí kompozitních tyčových svorníků R25 Ø 25 mm, délky 3 m v rozteči 1,5 m po obvodu klenby. Trhliny u vjezdového portálu nebyly sice staticky významné, nicméně k jejich sanaci bylo přistoupeno stejně odpovědně. Kamenné zdivo klenby porušené trhlinami přibližně 4,5 m od okraje vjezdového portálu bylo opraveno pomocí prutů výztuže HeliBar systému HELIFIX. Výztuhy zde byly vkládány do předem vyfrézovaných drážek, když hloubka drážky byla 60 mm a její šířka 15 mm. Po vyfrézování bylo nutno drážku důkladně vyčistit stlačeným vzduchem od prachových částic a zbavit ji úlomků. Minimální krytí prutů výztuže HeliBar systému HELIFIX od líce ostění bylo 35 mm. Výztuhy se do drážek vlepovaly pomocí vysokopevnostní tixotropní cementové malty HeliBond.

subsequently covered with a 500g/m² separation geotextile providing protection during the subsequent casting of concrete.

Concrete C25/30 XC2 XF1 was poured behind single-sided formwork carried out by the contractor according to the current need directly on the construction site (see Fig. 7). The reconstruction design originally counted with straight panel wall formwork. But the contractor managed to produce his own formwork copying the original geometry of the lining. The resultant profile of the new sidewall mated with the original lining which was left in place, therefore the former character of the tunnel was preserved (see Figures 8 and 9). The horizontal construction joint between the new lining and the original tunnel vault was first filled with injection grout the day after the casting of concrete. In this way the composite action between the old and new linings was secured.

Stabilisation of rock walls in pre-cuttings and tying portal walls together

Both portals of the Sedlejšovice tunnel were carried out in cretaceous marble. This rock has a significant tendency to weathering. For that reason frequent falling of rock fragments to the rail track space occurs if maintenance is neglected. The decision was therefore made to stabilise the whole surface of the rock walls with Maccafferi double twisted wire mesh (see Fig. 10). The proposed minimum tensile strength had to achieve 89kN/m. The mesh was provided with corrosion protection. It was fixed by R32x5mm selfdrilling rod anchors installed on 2x2m grid. The grid was modified within a permitted scope depending on actual conditions on site. The prescribed minimum length of anchors was 3m. The actual length was adjusted on the basis of the depth of the rock mass fracturing and the trend and aperture of cracks. All naturally seeded tree species had to be removed from the cutting prior to the commencement of the mesh installation and loosened parts of the rock had to be removed by mechanical scaling prior to the commencement of the mesh installation. The design assumed the degradation of rock to reach even up to the depth of decimetres. The reality was that the actual condition of cretaceous marble was significantly better. Open cracks in the rock mass were filled prior to placing the mesh.

A statically significant crack was registered at the exit portal. The proposal for its treatment lied in fixing the portal to the tunnel vault with anchors using 3m long composite R25 Ø 25mm rod anchors installed at 1.5m spacing around the vault circumference. The cracks at the entrance portal were not statically significant. Nevertheless, their treatment was approached with the same weight. The stone masonry of the vault disturbed by cracks approximately 4.5m from the entrance portal edge was repaired using HELIFIX system HeliBar reinforcement. The stiffeners were inserted into 60mm deep and 15mm wide grooves milled out in advance. When the milled out groove was finished it was necessary to clean it out with compressed air and remove dust particles and chippings from it. The minimum cover of the HELIFIX system HeliBar stiffening rods from the surface of the lining was 35mm. The stiffeners were glued into the grooves using HeliBond high-strength thixotropic cementitious grout.

Surface stiffening and pointing of brick and stone masonry

As mentioned above, tunnel blocks TP2 and TP3, which were built in additionally in 1894, have the lining carried out from ceramic masonry. This lining was disturbed only on the surface. It was therefore necessary to control the water jet pressure and the setting of the jet during the rinsing process. Loosening of the sound mortar and deterioration of the masonry had to be



Obr. 9 Finální pohled na nově vybetonované opěry v pásu č. TP6
Fig. 9 Final view of the newly cast concrete sidewall in block TP6

Povrchové zpevnění a spárování cihelného a kamenného zdiva

Jak už bylo zmíněno dříve, tunelové pásy TP 2 a TP3, vestavěné dodatečně v roce 1894, mají obezdívku provedenou z keramického zdiva. Toto ostění bylo narušené jen povrchově. Bylo proto nezbytné při oplachu kontrolovat tlak vodního paprsku a nastavení trysky. Nesmělo dojít k rozvolnění zdravé malty a znehodnocování zdiva. Z ostění tak byla odstraněna pouze degradovaná spárovací malta, produkty spalín a ostrůvky mechu. Očištěné ostění bylo nově přespárováno. Nový spárovací materiál musel splňovat dostatečnou objemovou roztažnost a vodonepropustnost. Finální úpravou zde byla vrstva zpevňujícího hydrofobizačního silikátového nástřiku. Ten mohl být aplikován pouze na povrch s nízkým obsahem soli. Dále nesměl povrch obsahovat znečišťující složky, které by zhoršovaly difuzní vlastnosti zdiva. Aplikace proběhla na zdivo při jeho vlhkosti maximálně 8 %.

Nevelké průsaky klenbou byly řešeny těsnící dvoustupňovou injektáží přes injektážní pakry. V prvním kroku došlo k aplikaci dvousložkové pryskyřice. V druhém kroku bylo ostění injektováno nízkoviskózním metakrylátovým gelem. Tím bylo garantováno kvalitní utěsnění lokálních průsaků.

ZÁVĚR

Rekonstrukce tunelu Sedlejšovice proběhla bez větších komplikací a v době zpracování článku se stavba připravuje ke kolaudačnímu řízení. Drobné problémy vyvstaly jen na počátku prací při výměně kamenného ostění opěr. Určitou dobu trvalo, než si zhotovitel rekonstrukce osvojil navrženou technologii a projektant vyladil přístup k navrženým detailům sanace. Za kuriózní lze považovat situaci, kdy stavební firmě vznikl problém zakoupit slámu pro zhotovení navržené rubové drenáže. Sláma byla nedostatkovým materiálem, protože téměř každý oslovený zemědělec jí měl jen tolik, kolik potřeboval pro svou vlastní potřebu a nebyl ochotný ji prodat. Naštěstí se našly výjimky, které pár balíků stavbě přenechaly. To však byly v celkovém měřítku rekonstrukce jen malé problémy a ty byly zdárně překonány.

Ing. MIROSLAV LIPKA, mlipka@amberg.cz,
AMBERG Engineering Brno, a.s.

Recenzovali / Reviewed: prof. Ing. Josef Aldorf,
Ing. Pavel Polák

Príspevek Návrh a realizace rekonstrukce tunelu Sedlejšovice vznikl za podpory Technologické agentury ČR v rámci řešení projektu TA 3030851.



Obr. 10 Východní portál a příportálový úsek tunelu zajištěné přikotvenou dvouzávitovou drátěnou sítí Maccafferri

Fig. 10 Eastern portal and pre-portal tunnel section stabilised by the anchored Maccafferri wire mesh

prevented. For that reason only degraded jointing mortar, products of combustion and mossy islets were removed. The cleaned lining was repointed. The new jointing material had to meet requirements for sufficient cubic expansion and water impermeability. The final treatment lied in a layer of reinforcing hydrophobisation silicate spray. It was possible to apply it only to a surface with low salt content. In addition, the surface was not allowed to contain polluting components deteriorating the diffusion properties of the masonry. The spray was applied to the masonry when its maximum dampness did not exceed 8%.

Minor seepage through the vault was solved by two-step injecting grout through packers. In the first step two-component resin was applied. In the second step, low-viscosity methacrylate gel was injected into the lining. In this way the quality sealing of local seepage was guaranteed.

CONCLUSION

The tunnel Sedlejšovice reconstruction was carried out without more significant complications and the construction was being prepared for the final inspection at the moment of the preparation of this paper. Minor problems happened only at the beginning of the work during exchanging the stone masonry of the sidewalls. It took some time before the contractor for the reconstruction acquired the proposed technology and the designer adjusted the approach to the details proposed for the rehabilitation. The situation when the problem with purchasing the straw for the construction of the outer side drainage developed can be considered as a curiosity. The straw was a shortage material because nearly each addressed farmer had so much straw he needed for his need and was not willing to sell it. Fortunately, exceptions which surrendered several bales to the project were found. But these problems were small on the overall scale and were successfully overcome.

Ing. MIROSLAV LIPKA, mlipka@amberg.cz,
AMBERG Engineering Brno, a.s.

The paper and realisation of the Sedlejšovice tunnel reconstruction originated with the support of the Technology Agency of the Czech Republic within the framework of the solution to the TA 3030851 project.

UDRŽITELNOST TUNELOVÝCH STAVEB – HODNOCENÍ KVALITY DOPRAVY V SOUVISLOSTI S OTEVŘENÍM DALŠÍ ČÁSTI MĚSTSKÉHO OKRUHU SUSTAINABILITY OF TUNNEL STRUCTURES – ASSESSMENT OF TRAFFIC QUALITY IN THE CONTEXT OF THE INAUGURATION OF ANOTHER PART OF THE CITY CIRCLE ROAD

PAVEL PŘIBYL

ABSTRAKT

Článek upozorňuje na trend, který se stále více řeší v souvislosti s tunelovými stavbami v mezinárodním výboru „Road Tunnel Operation“ světové silniční organizace PIARC. Změna myšlení souvisí s pojmem „udržitelnost“, kdy se vědeckými metodami zkoumají sociální, ekologické a ekonomické dopady stavby v dlouhodobém horizontu desítek let a tím se hodnotí i její prospěšnost. Tunelový komplex Blanka je bezpochyby jednou z nejkompaktnějších podzemních struktur na našem území a má i zřejmý vliv na dopravu v celé Praze. Článek upozorňuje na to, že hodnocení ekonomických dopadů je také spojeno s hodnocením kvality dopravy, která se dá vyjádřit ve finančním ekvivalentu. Jsou uvedeny dílčí výsledky změny kvality dopravy založené na datech získaných z plovoucích vozidel.

ABSTRACT

The paper points out the trend which has been more and more solved in the context of tunnel structures in the international committee “Road Tunnel Operation” of the world road organisation PIARC. The change in thinking is associated with the term “sustainability”, where social, environmental and economic consequences of a structure are examined using scientific methods in the long term of decades and even its benefits are assessed in this way. The Blanka complex of tunnels is undoubtedly one of the most complex underground structures in the Czech Republic and has obvious influence on transport in the whole Prague. The paper points out the fact that assessing economic consequences is also associated with assessing the transport quality which can be expressed by a financial equivalent. It presents partial results of the change in traffic quality obtained from Floating Cars.

ÚVOD

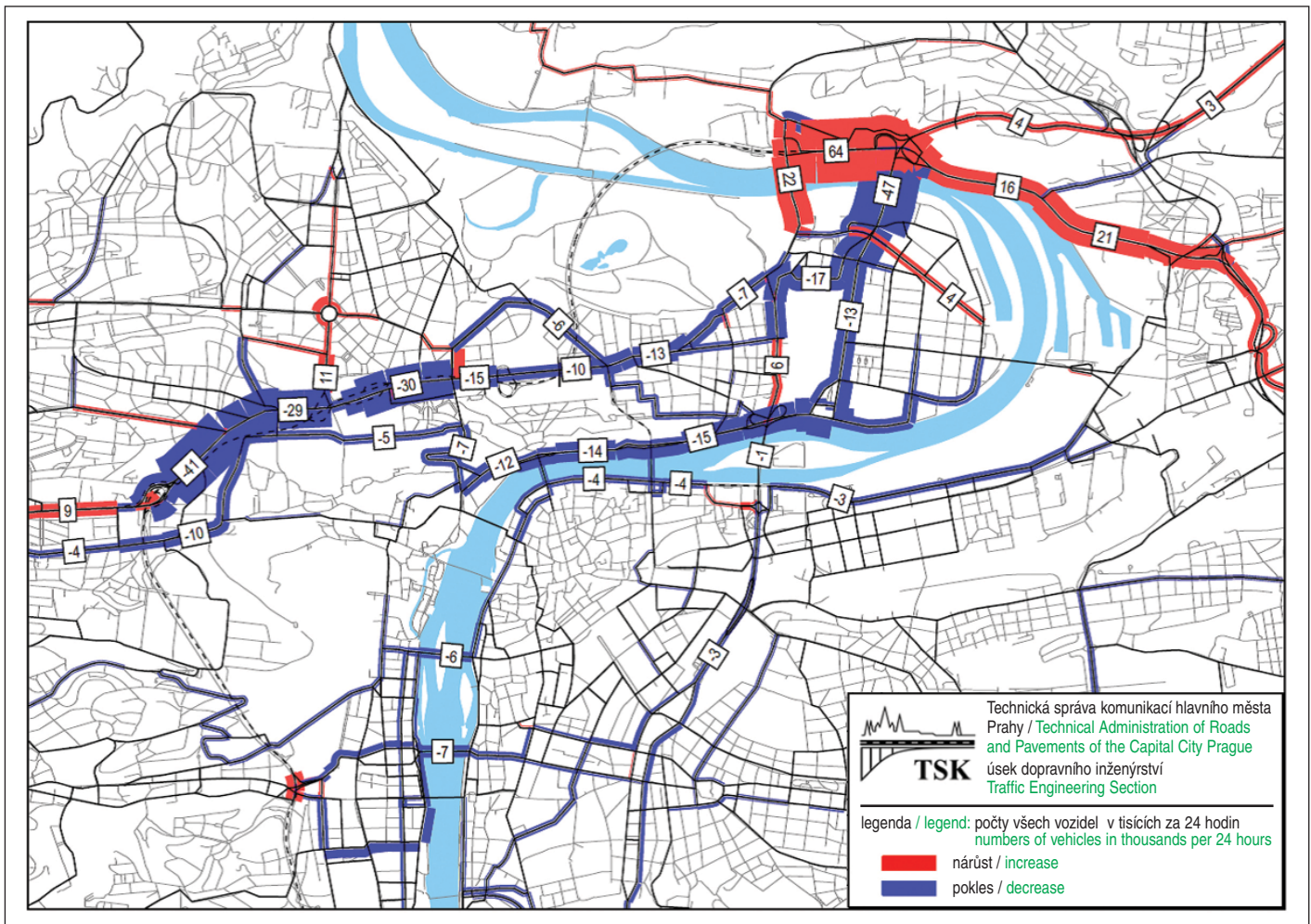
Tunelový komplex Blanka (TKB) tvoří severozápadní část Městského okruhu (MO) o celkové délce cca 7 km, délka samotné tunelové části dosahuje 5,5 km. TKB je členěn v pořadí, od již provozované západní části Městského okruhu, na tunel Brusnický (1,4 km), tunel Dejvický (1 km) a tunel Bubenečský (3,1 km). Celková provozovaná část Městského okruhu má dnes délku cca 17 km. Stavbě byla věnována velká pozornost i v časopisu Tunel, například v lit. [1] a [2].

Celá jižní část Městského okruhu, od budoucí mimoúrovňové křižovatky Rybníčky, až po Barrandovský most, je dnes nejzatíženější trasou v Praze. Nejvyšší intenzita dopravy v Praze byla změřena na Barrandovském mostě v roce 2013. Jednalo se o 135 tisíc vozidel za průměrný pracovní den. Západní část Městského okruhu začíná na levobřežní křižovatce Barrandovského mostu s ulicí Strakonickou, pokračuje ulicí Dobříšskou, která se zanořuje do krátkého tunelu Zlíčovského (196 m) a dále vede tunely Mrázovka a Strahovský. Tunel Mrázovka délky 1300 m, se svým doposud největším raženým profilem tunelu u nás, patří do kategorie tunelů s nízkým nadloží a navíc raženým pod zástavbou. Ražení tunelu bylo velmi složité kvůli nesmírně obtížným geologickým poměrům. Po výjezdu ze severního portálu Mrázovky a mimoúrovňovém křížení se vjíždí do Strahovského tunelu dlouhého 2004 m. Až do otevření Bubenečského tunelu byl Strahovský tunel první a nejdelší stavbou tohoto druhu v České republice. Tunel byl uveden do provozu v prosinci 1997. Původně bylo plánováno postavit po etapách celkem tři tubusy, zatím byly dokončeny dva (západní a střední) a dostavba východního, z něhož je postaven pouze severní a jižní hloubený rozplet, se prozatím neplánuje. Stavba byla zahájena v roce 1985 a tunel byl otevřen v listopadu 1997.

INTRODUCTION

The complex of tunnels Blanka (the CTB) forms the north-western part of the City Circle Road (CCR) (the inner circle) with the aggregate length of ca 7km; the length of the tunnelled part itself reaches 5.5km. The CTB is divided (viewed from the already operating western part of the City Circle Road) into the Brusnice tunnel (1.4km), the Dejvice tunnel (1km) and the Bubeneč tunnel (3.1km). The overall operating part of the City Circle Road is today ca 17km long. The project was dedicated great attention even in TUNEL journal, for example Ref. [1] and [2].

The entire southern part of the City Circle Road, starting from the future Rybníčky interchange and running up to the Barrandov Bridge, is today the most loaded transport route in Prague. The highest traffic flow volume in Prague was measured on the Barrandov Bridge in 2013 – 135 thousand vehicles per a common working day. The western part of the City Circle Road starts at the left-bank intersection of the Barrandov Bridge with Strakonická Street, continues along Dobříšská Street, which plunges into the short Zlíčov tunnel (196m) and leads further through the Mrázovka and Strahov tunnels. The 1300m long Mrázovka tunnel with its till now largest mined tunnel profile in the Czech Republic belongs to the category of tunnels with a low overburden, in addition driven under existing buildings. The tunnel excavation was very complicated owing to very complex geological conditions. After exiting the northern portal of the Mrázovka tunnel and a grade-separated intersection, the roadway enters the 2004m long Strahov tunnel. The Strahov tunnel was the first and longest structure of this kind in the Czech Republic until the opening of the Bubeneč tunnel to traffic. The Strahov



Obr. 1 Model dopadu zprovoznění tunelového komplexu „Blanka“ z roku 2014 na intenzity dopravy; modrou barvou vyznačen poměrný pokles intenzit, červenou naopak navýšení intenzity

zdroj / source: TSK hl. m. Prahy

Fig. 1 Model of the impact of opening the Blanka complex of tunnels to traffic from 2014 on the traffic flow volume; the relative decrease in the volumes marked in blue, whilst the increase in red

Tunelový komplex Blanka byl uveden do provozu 19. září 2015 a samozřejmě výrazně ovlivnil kvalitu dopravy, a to nejenom v rozsáhlé oblasti Holešovic, Letná a Dejvic, ale jeho vliv se projevuje i na jižních, západních a severních trasách. V tomto článku jsou uvedeny přehledně první výsledky kvantitativního ohodnocování dopravy využívající dat z plovoucích vozidel.

PREDIKČNÍ MODEL INTENZIT DOPRAVY

Dopady budoucího zprovoznění severozápadní části Městského okruhu na zatížení komunikační sítě prověřovala Technická správa komunikací hl. m. Prahy (TSK) dopravním modelem, a to v různých časových horizontech, etapách realizace dalších komunikací a variantách dalších doprovodných opatření. Na obr. 1 jsou znázorněny očekávané dopady na intenzitu dopravy bezprostředně po uvedení TKB do provozu. V uvedeném výpočtu nejsou zahrnuty další související stavby nadřazené komunikační sítě, jako například pokračování Městského okruhu z Pelc-Tyrolky na Balabenku nebo severozápadní část Pražského okruhu. Po dokončení těchto staveb se přínosy Městského okruhu ještě podstatněji zvýrazní. Dále nejsou zahrnuty výraznější zásahy do komunikační sítě v centru.

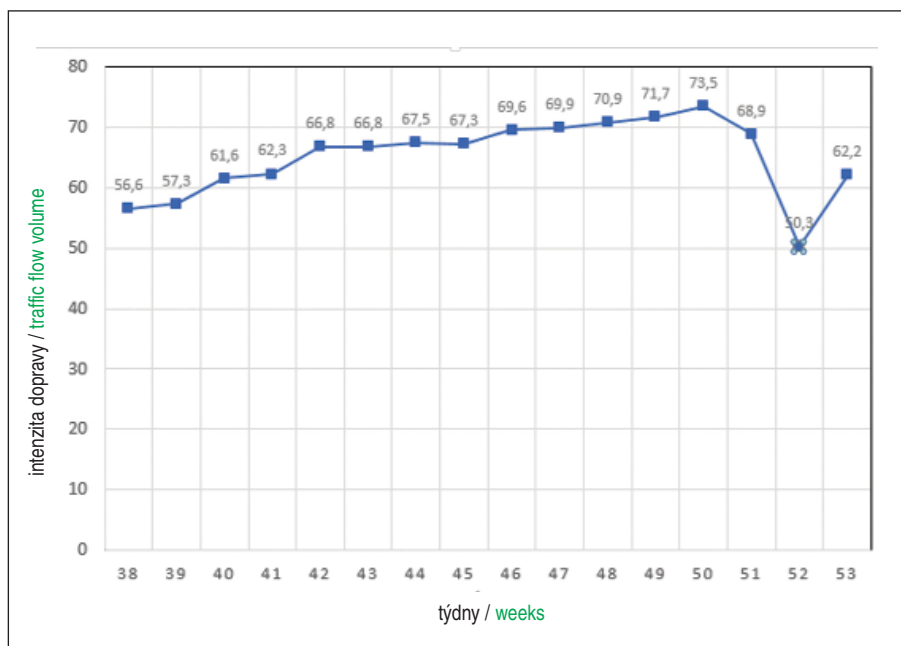
V hlavní trase TKB se očekávala intenzita kolem 80 tisíc vozidel za den (obousměrně). Dále se očekávalo zvýšení intenzity ve Strahovském tunelu o cca 13 tisíc vozidel. Obecně model předpokládá snížení dopravní zátěže v rozsáhlé obytné oblasti Holešovic a Letná s přesahem do centrální oblasti, včetně snížení tlaku na klíčové křižovatky, jako je Klárov, Letenské

tunnel was inaugurated in December 1997. Three tunnel tubes were originally planned to be built at three stages. Two tubes have been completed till now (the western and medium ones), whilst the addition of the eastern tube, of which only the northern and southern cut-and-cover bifurcations have been carried out, is not planned for the time being. The construction started in 1985 and the tunnel was inaugurated in 1997.

The Blanka complex of tunnels was opened to traffic on 19th September 2015 and, naturally, significantly affected the quality of traffic not only in the large area of Holešovice, Letná and Dejvice. Its influence manifests itself even on the southern, western and northern routes. This paper presents the initial results of the quantitative assessment of traffic using data from Floating Cars.

TRAFFIC FLOW VOLUME PREDICTIVE MODEL

The consequences of the future putting the north-western part of the City Circle Road into service for the loads on the road network were verified by TSK (the Technical Administration of Roads and Pavements) of the Capital City Prague using a traffic model, in various time horizons, stages of the realisation of other roads and variants of other accompanying measures. The anticipated consequences for the traffic volume immediately after the CTB opening to traffic are presented in Fig. 1. Other associated structures of the higher-ranking road network, for example the continuation of the City Circle Road from Pelc-Tyrolka to Balabenka or the north-western part of the Prague



Obr. 2 Vývoj intenzit dopravy v TKB

Fig. 2 Development of traffic flows in the CTB

zdroj / source: www.tunelblanka.info

nám., Argentinská/Plynární apod. Výpočet zohledňoval i částečné využití uvolněné kapacity jinými vztahy. Například model predikoval vyšší využití severovýchodního objezdu centra ve stopě Veletržní – jižní část Bubenské – Hlávkův most – Wilsonova, což je pro dopravní obsluhu centra jistě pozitivní, i když to efekt snížení intenzit na holešovické straně do určité míry zmenšuje.

Kvůli nedokončené části Městského okruhu u severního vyústění TKB se předpokládal významný nárůst dopravy v ul. Povltavská a mírnější v ul. V Holešovičkách. Bylo evidentní, že naroste doprava na některých příjezdových komunikacích, jako například ke Strahovskému tunelu, v Patočkově západně od Malovanky, Svatovítské, Generála Píky, Povltavské východně od Pelc-Tyrolky, Čuprově, Strakonické a i na dalších komunikacích. Dopravní model zpracovaný v roce 2014 poměrně přesně předpověděl změny v dopravě vyvolané zprovozněním TKB.

VÝVOJ INTENZIT DOPRAVY NA ULIČNÍ SÍTI

Měření intenzity dopravy na vybraných řezech komunikací v Praze je po otevření tunelů věnována velká pozornost. Řadu základních informací lze získat na www.tunelblanka.info. Jak se vyvíjely maximální intenzity v TKB v jednotlivých týdnech po uvedení do provozu ukazuje obr. 2; 38. týden byl první pracovní týden po otevření Blanky v sobotu 19. září 2015. Poslední týdenní záznam je z prvního lednového týdne. Je vidět, že maximální intenzity mají trend se dostat k modelovým 80 000 voz/den. V grafech lze najít jednotlivé dny. Například v době státního svátku 28. října klesly intenzity na 49,8 tisíce a vůbec nejnižší byly na Nový rok 2016, a to 24,8 tisíce vozidel.

TSK vyhodnocuje pomocí stacionárních detektorů situovaných v uliční síti intenzity dopravy. Změny v intenzitách za 24 hodin a vždy pro oba směry jsou v tab. 1.

KLASICKÝ PŘÍSTUP K HODNOCENÍ KVALITY DOPRAVY

Pojem kvalita dopravy se vztahuje na dopravní tok. Dopravní tok (Traffic Flow) je v dopravním inženýrství pojímán jako tok hmotných entit, které vzájemně interagují a interagují i s infrastrukturou, po které se pohybují. Základní představou je, že tuto entitu tvoří silniční vozidla. Mezi pohybující se entity se ale řadí i cyklisté a chodci.

City Ring Road (the outer circle), are not contained in the above-mentioned analysis. The benefits of the City Circle Road will be further accentuated when these structures are completed. In addition, more significant interventions into the road network in the centre are not included.

The traffic flow volume around 80 thousand vehicles per day (in both directions) was expected on the main route of the Blanka complex of tunnels. In addition, an increase in the traffic flow through the Strahov tunnel by ca 13 thousand vehicles was expected. In general, the model assumed the reduction in the volume of traffic in the extensive residential area of Holešovice and Letná with an overlap to the central area, including the reduction in the pressure on critical intersections, such as Klárov, Letná Square, Argentinská/Plynární etc. The analysis even took into account the partial use of the released capacity by other relationships. For example, the model predicted higher use of the north-eastern

bypass of the centre along Veletržní Street – southern part of Bubenská Street – the Hlávkův Bridge – Wilsonova Street, which is certainly positive for resident traffic in the centre, even though it diminishes the effect of reducing traffic flow volumes on the Holešovice side to a certain degree.

Owing to the not-completed part of the City Circle Road at the mouth of the Blanka tunnel, significant increase in the traffic flow volume was expected on Povltavská Street and, smaller, on V Holešovičkách Street. It was evident that traffic flow volume will grow on some access roads, such as, for example, to the Strahov tunnel, on Patočkova Street west of Malovanka, Svatovítská Street, Generála Píky Street, Povltavská Street east of Pelc-Tyrolka, Čuprova Street, Strakonická Street and even other roads. The traffic model which was developed in 2014 predicted changes in traffic induced by putting the TCB into service relatively exactly.

DEVELOPMENT OF TRAFFIC VOLUMES ON THE STREET NETWORK

Measuring the traffic flow volume on selected cross sections of roads in Prague has been dedicated great attention after opening the tunnels to traffic. A lot of basic information can be obtained on www.tunelblanka.info. How the maximum traffic flow volumes in the TCB developed in individual weeks after opening the tunnels to traffic is presented in Fig. 2; the 38th week was the first working week after the Blanka complex of tunnels inauguration on Saturday the 19th September 2015. The last weekly record is from the first week of January. It is obvious that the maximum traffic flow volumes have a trend towards getting to the model flow of 80,000 vehicles per day. Individual days can be found in the graphs. For example, during the state holiday on 28th October the traffic flow volumes dropped to 49.8 thousand and the lowest flows of 24.8 thousand vehicles per day were recorded at the New Year 2016.

The company of TSK evaluates traffic flow volumes using stationary detectors located on the street network. Changes in traffic flow volumes during 24 hours and always for both directions are presented in Table 1.

Tab. 1 Změny v intenzitách dopravy mezi jarem 2015 a měřením ve čtvrtek 10. 12. 2015 (dopravní omezení na Nuselském mostě)
Table 1 Changes in traffic flow volumes between the Spring of 2015 and the measurement conducted on Thursday the 10th December 2015 (traffic restriction on the Nusle Bridge)

zdroj / source: TSK hl. m. Prahy

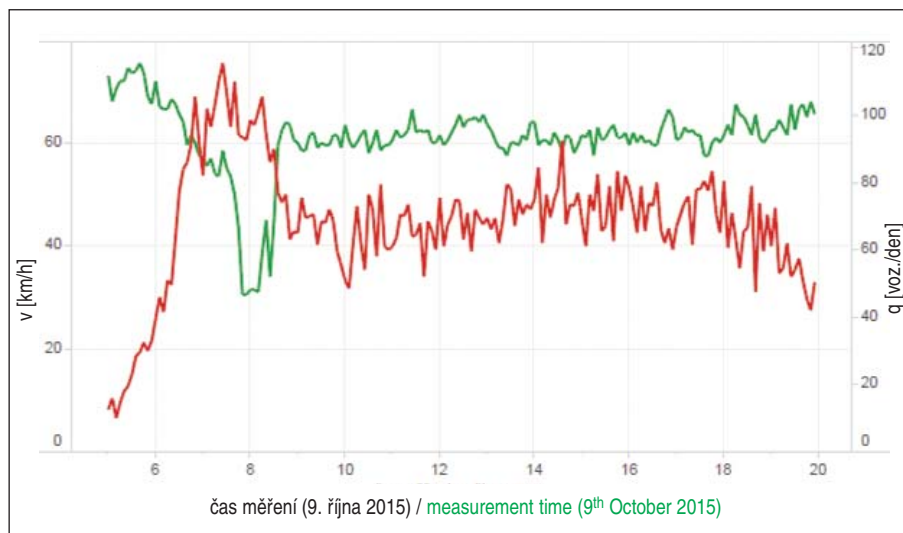
úsek section	jaro 2015 Spring 2015	10. 12. 2015 10/ 12/2015
Tunel Mrázovka (severní portál – odbočka Radlická)	50,8	74,8
Mrázovka tunnel (northern portal – Radlická Street branch)	50.8	74.8
Dobříšská (tunel Mrázovka – Strakonická)	77,2	83,4
Dobříšská Street (Mrázovka tunnel – Strakonická Street)	77.2	83.4
Jugosl. partyzánů (Vítězné náměstí – Zelená)	14,3	16,5
Jugosl. Partyzánů Street (Vítězné Náměstí Square – Zelená Street)	14.3	16.5
Evropská (Šárecká – U Hadovky)	30,3	30,3
Evropská Street (Šárecká Street – U Hadovky Street)	30.3	30.3
Patočková (Pod Královkou – Pod Drinopolem)	30,2	43
Patočková Street (Pod Královkou Street – Pod Drinopolem Street)	30.2	43
Nuselský most	80,3	73,2
Nusle Bridge	80.3	73.2
Resslova (Karlovo nám. – Jiráskovo nám.)	34,9	35,7
Resslova Street (Karlovo Nám. Square – Jiráskovo Nám. Square)	34.9	35.7
Nábřeží L. Svobody (Nové Mlýny – Klimentská)	37,4	36,8
L. Svobody Embankment (Nové Mlýny Street – Klimentská Street)	37.4	36.8
Nábřeží Kpt. Jaroše (Duk. hrdinů – Letenský tunel)	32,6	25,7
Kpt. Jaroše Embankment (Duk. Hrdinů Street – Letná tunnel)	32.6	25.7
Letenský tunel	18,3	18,2
Letná tunnel	18.3	18.2
Argentinská (Dělnická – Plynární)	52,3	45,5
Argentinská Street (Dělnická Street – Plynární Street)	52.3	45.5
V Holešovičkách (Pelc-Tyrolka – Vychovatelna)	68	81,8
V Holešovičkách Street (Pelc-Tyrolka – Vychovatelna)	68	81.8
Veletržní (Strojnická – Kamenická)	35,3	23
Veletržní Street (Strojnická Street – Kamenická Street)	35.3	23

Jednou z možností, jak popsat kvalitu dopravy, je její klasifikování podle předem dohodnutých zásad. Kvalita dopravy LOS (Level Of Service) je vyjadřována na ordinální stupnici jako písmeno či číslo, které souvisí i se subjektivním vnímáním. V našich podmínkách rozeznáváme stupně 1 až 5. Například stupeň 1 znamená, že se po komunikacích pohybují jednotlivá vozidla dovolenou rychlostí a jízda je zcela plynulá, na rozdíl od stupně 3, kdy se po komunikacích pohybují proudy vozidel, provoz je plynulý, ale vyznačuje se sníženou rychlostí, která již v žádném úseku nedosahuje stanoveného rychlostního limitu. Při stupni 5 na komunikacích stojí nebo se jen pomalu pohybují kolony vozidel.

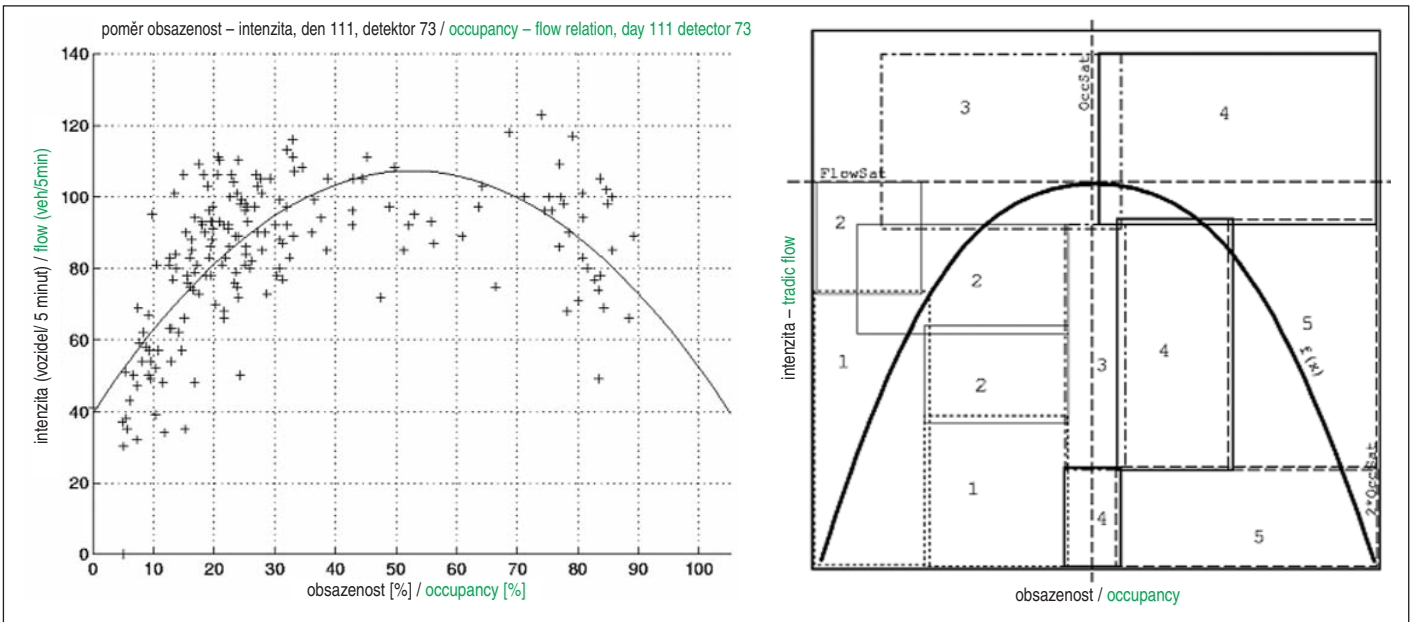
Intenzita dopravy q [voz/ ΔT] sama o sobě neříká mnoho o kvalitě dopravy, která je rozhodující, pokud chceme hodnotit finanční efekt stavby z dopravního hlediska. Na obr. 3 je znázorněn denní průběh intenzity a rychlosti dopravního detektoru v ulici K Barrandovu, z něhož lze odečíst, že variace intenzity dopravy má obvyklý průběh. Kolem osmé hodiny se však výrazně zhoršila kvalita dopravy, což se projevilo snížením rychlosti na cca 30 km.h⁻¹ a vozidla popojížděla v kolonách. Principiálně tedy nemá samotná intenzita vypovídací schopnost o kvalitě dopravy, a tím i ceně za přepravu, protože nízká může být ze dvou příčin – je noc a v daném řezu jede málo vozidel, nebo je nízká proto, že vozidla popojíždějí v kolonách.

vehicles move along roads, the operation is fluent but is characterised by reduced velocity which reaches the velocity limit on none of roads. At degree 5, columns of vehicles are stationary on roads or they move very slowly.

Traffic volume q [vehicle/ ΔT] itself does not say much about traffic quality, which is crucial if we want to assess the financial effect of a structure in terms of transport. In Fig. 3 we can see the daily course of traffic flow and velocity measured by a detector on K Barrandovu Street. It is possible to read from it that the course of the traffic flow variation is usual. About 8:00 a.m. the traffic quality significantly deteriorated, which fact



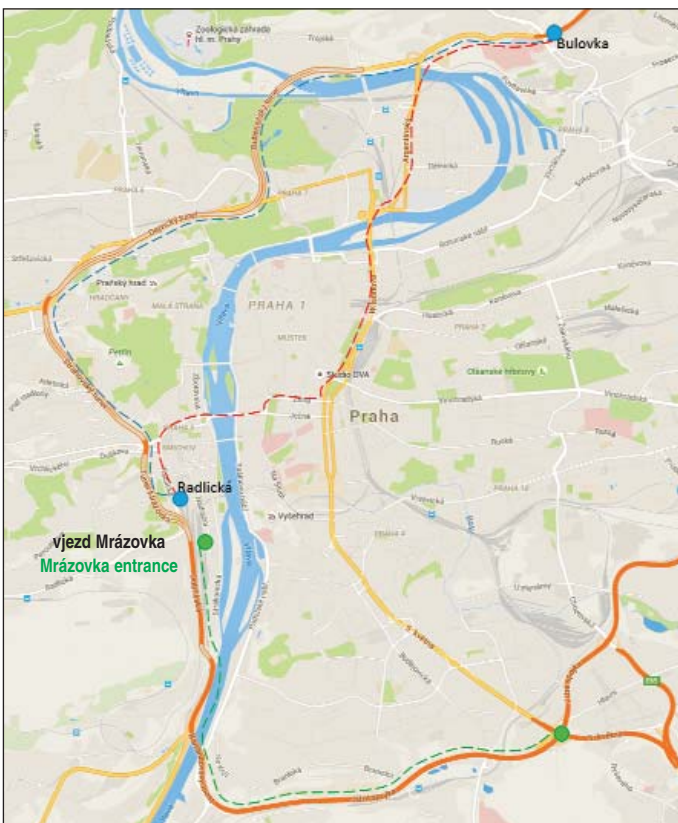
Obr. 3 Detektor 31 ul. K Barrandovu: intenzita (červeně), rychlost (zeleně)
Fig. 3 Detector 31 on K Barrandovu Street: traffic flow volume (red), velocity (green)



Obr. 4 Změřené parametry (q, κ) v diagramu Intenzita-obsazenost proložené křivkou 2. řádu (vlevo); heuristicky stanovené meze klasifikátoru (vpravo)
 Fig. 4 Measured parameters (q, κ) in the volume-occupancy diagram with a second order curve (left side) inset through the points; heuristically determined classifier limits (right side)

Proto musí být pro hodnocení kvality dopravy měřeny nejméně dva parametry – intenzita q [voz/ ΔT] a rychlost v [km.h⁻¹]. Případně lze místo rychlosti využít obsazenost detektoru κ [%], vyjadřující procentní podíl času, který strávila vozidla nad detektorem. Na základě časových řad intenzity a rychlosti se provede kvalitativní transformace číselných hodnot na stupně dopravy. Tuto transformaci symbolicky vyjadřuje vztah:

$$\begin{matrix} q_r \\ v_r \end{matrix} \Big| \xrightarrow{\oplus} LOS \langle 1,5 \rangle . \quad (1)$$



Obr. 5 Trasy plovoucích vozidel „Magistrála“ (červená), „Tunely“ (modrá) a „Jižní spojka“ (zelená)
 Fig. 5 Routes of Floating Cars „Magistrála“ (red), „Tunely“ (blue), „Jižní spojka“ (green)

manifested itself by reduction in the velocity to ca 30km.h⁻¹ and in vehicles inching in columns. In principle the traffic flow itself has no explanatory power regarding traffic quality and thus has no explanatory power about the cost of transport. The reason is that it can be low for two reasons – either it is the night-time and only few vehicles drive through the particular cross section or vehicles are inching in columns.

For that reason measuring at least two parameters is necessary for assessing traffic quality – traffic volume q [vehicle/ ΔT] and velocity v [km.h⁻¹]. Where appropriate it is possible to use the detector occupancy κ [%] instead of velocity. It expresses the percentage of the time which vehicles spent above the detector. Qualitative transformation of numerical values to traffic degrees is carried out on the basis of time series of traffic volume and velocity. This transformation is symbolically expressed by the following relationship:

$$\begin{matrix} q_r \\ v_r \end{matrix} \Big| \xrightarrow{\oplus} LOS \langle 1,5 \rangle . \quad \text{equation 1}$$

The picture of traffic expressed in the classified values is mostly obtained by the subjective assessment of a traffic situation and expressing it on a 1 to 5 scale. An example of an automatically working classifier is presented in the text below. It is based on the knowledge of five-minute traffic flow volume q and the percentage of loading of the detector κ . Individual five-minute measurements are illustrated by crosses in the 2D intensity-loading diagram (see Fig. 4 left).

Measured points have to be approximated by means of a second degree polynomial curve:

$$y = a + bx + cx^2 . \quad \text{equation 2}$$

The values of coefficients a, b and c can be calculated on the basis of the solution to a system of three equations with three unknowns, in this way it is possible to inset a second order regression curve through the measured points. The first derivative of this curve is an important parameter for the calibration of boundaries of the classifier. The zero derivative corresponds to a local extreme of the function, thus also to saturated traffic flow in the location of the measurement, which means that the road is on the limit of the capacity which it was designed for.

Tab. 2 Doby jízdy trasou „Magistrála“ před a po otevření TKB
 Table 2 Times of journeys along the „Magistrála“ route before and after opening the CTB to traffic

PŘED OTEVŘENÍM / BEFORE OPENING	trasa „Magistrála“ jih / „Magistrála“ south route	trasa „Magistrála“ sever / „Magistrála“ north route
termín, čas / date/time	17.–25. 6. ranní špička / morning rush hour	17.–25. 6. odpolední špička / afternoon rush hour
počet jízd / number of journeys	5	5
průměrná doba jízdy [min] / average travel time [min]	34:08	25:02
směrodatná odchylka [min] / standard deviation [min]	3:73	2:17
PO OTEVŘENÍ / AFTER OPENING	trasa „Magistrála“ jih / „Magistrála“ south route	trasa „Magistrála“ jih / „Magistrála“ south route
termín, čas / date/time	3.–12. 11. ranní špička / morning rush hour	17.–25. 6. odpolední špička / afternoon rush hour
počet jízd / number of journeys	9	7
průměrná doba jízdy [min] / average travel time [min]	25:06	29:56
směrodatná odchylka [min] / standard deviation [min]	3:29	6:07
PO OTEVŘENÍ / AFTER OPENING	trasa „Magistrála“ sever / „Magistrála“ north route	trasa „Magistrála“ sever / „Magistrála“ north route
termín, čas / date/time	3.–12. 11. ranní špička / morning rush hour	3.–12. 11. odpolední špička / afternoon rush hour
počet jízd / number of journeys	9	8
průměrná doba jízdy [min] / average travel time [min]	24:34	22:47
směrodatná odchylka [min] / standard deviation [min]	7:11	2:59

Obraz dopravy vyjádřený v klasifikovaných hodnotách se získává většinou subjektivním posouzením dopravní situace a vyjádřením ve stupnici 1 až 5. Příklad automaticky pracujícího klasifikátoru je uveden v dalším textu. Vychází ze znalosti pětiminutových intenzit dopravního proudu q a procentuální zatíženosti detektoru κ . Jednotlivá pětiminutová měření jsou ve 2D diagramu intenzita-obsazenost znázorněny křížky, obr. 4 (vlevo).

Změřené body je nutné aproximovat polynomickou křivkou druhého řádu:

$$y = a + bx + cx^2. \quad (2)$$

Na základě řešení soustavy rovnic pro tři neznámé lze vypočítat hodnoty koeficientů a , b , c , a tím lze měřenými body položit regresní křivku druhého řádu. Pro kalibraci hranic klasifikátoru je důležitým parametrem první derivace této křivky. Nulová derivace odpovídá lokálnímu extrému funkce a tím i saturovanému dopravnímu toku v místě měření, tzn., že komunikace je na mezi své kapacity, na kterou byla projektována.

V dalším kroku vývoje automatizované klasifikace dopravního proudu bylo nutné stanovit meze pro jednotlivé stupně dopravy, přičemž se vyšlo z klasifikace do stupňů 1 až 5 tak, jak je obvyklé v České republice. K tomu byl realizován experiment, kdy dopravní odborník z Policie ČR klasifikoval subjektivně dopravu ze záznamu na monitoru. Každé jeho rozhodnutí bylo zaznamenáváno a současně porovnávalo s příslušnými objektivními údaji intenzity a obsazenosti měřenými detektory. Výsledky experimentu sloužily pro heuristickou kalibraci klasifikátoru. Na obr. 4 (vpravo) jsou vyznačeny oblasti definující příslušné stupně dopravy.

Uvedený způsob klasifikace dopravy vyžaduje systémové měření v místech, kde nejsou kongesce vyvolány dopravními

In the next step of the development of the automated classification of traffic flow it was necessary to determine limits for individual traffic degrees. The categorisation into degrees 1 to 5 which is customary in the Czech Republic was used as a basis. For that reason, an experiment was conducted where a traffic expert of the Police of the CR classified traffic subjectively from a record on a screen. Each of his decisions was recorded and, at the same time, compared to respective objective data on the intensity and occupancy measured by detectors. The experiment results were used for heuristic calibration of the classifier. The areas defining respective traffic degrees are marked in Fig. 4 (right).

The above-mentioned method of traffic classification requires systematic measurements in locations where congestions are not induced by traffic measures, such as the influence of nearby traffic light signals (the TLS). During the past years, the City of Prague has invested into the so-called strategic detectors within the framework of the Operational Programme Transport. Owing to this fact, 108 detectors measuring at least two traffic parameters are installed in strategic locations of the network. At the moment the mathematical machinery for the objectification of traffic classification by means of the LOS assessment is under preparation. For that reason it is necessary to use other modern means allowing for comparing traffic quality before and after opening the CTB to traffic. The travel time of the Floating Car (the FC) is the parameter which will allow it.

FLOATING CARS AND TRAFFIC OR THE GLOBAL PACKET RADIO SERVICE (GPRS) QUALITY ASSESSMENT

The Floating Car is a car equipped with the Global Navigation Satellite System (the GNSS) and its location is



Obr. 6 Okamžité hodnoty rychlosti na trase „Magistrála“
Fig. 6 Immediate values of velocity on the „Magistrála“ route

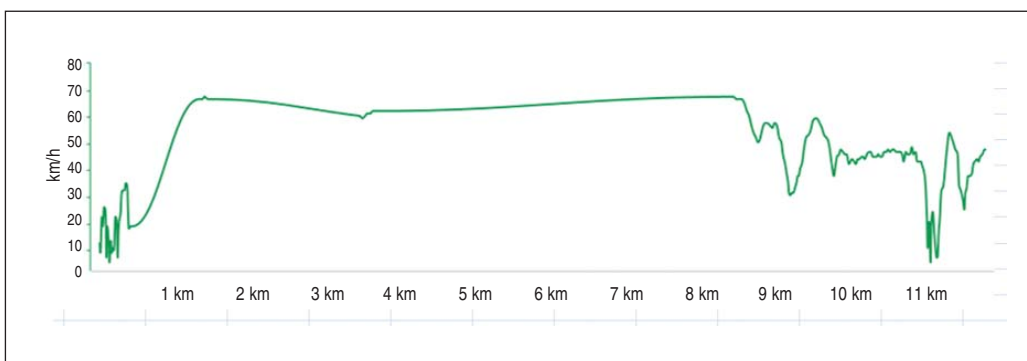
opatřeními, jako například vlivem blízkého světelně-signalizačního zařízení (SSZ). Hl. m. Praha investovalo v minulých letech do tzv. strategických detektorů v rámci Operačního programu doprava. Díky tomu je na strategických místech síť instalováno 108 detektorů měřících nejméně dva dopravní parametry. V současné době se matematický aparát pro objektivizaci klasifikace dopravy vyhodnocováním LOS teprve připravuje, a proto bylo nutné využít jiných moderních prostředků umožňujících komparovat kvalitu dopravy před a po uvedení TKB do provozu. Parametrem, který toto umožní, jsou doby jízdy plovoucího vozidla (FC – Floating Car).

PLOVOUCÍ VOZIDLA A HODNOCENÍ KVALITY DOPRAVY

Plovoucí vozidlo je vozidlo vybavené satelitním pozičním systémem GNSS a jeho pozice je buď on-line přenášena do centra komunikačním kanálem GSM/GPRS, nebo je zaznamenávána do paměti a vyhodnocována off-line. Takto vybavených vozidel jsou desetitisíce a převážně slouží firmám pro monitorování pohybu jejich vozidel, například pro optimalizaci servisních zásahů, či logistiky. Využití monitorování dopravy pomocí FC pro liniové řízení dopravy je popsáno v [3], v lit. [4] se FC využívají pro monitorování kongescí a šíření informací pro řidiče pomocí různých informačních systémů. Využití odhadů kvality dopravy pro zlepšení veřejné dopravy s využitím FC je ve [5].

Iniciativa monitorovat doby jízdy z bodu A do B v souvislosti s přípravou otevření TKB vznikla na Fakultě dopravní ČVUT již v létě 2015. V této souvislosti jezdila vozidla vybavená GPS mezi zdrojem a cílem v ulici Za ženskými domovy do zdroje/cíle v ul. Bulovka/Zenklova. Jezdilo se třemi trasami nazvanými „Magistrála“, „Veletřní“ a „Tunely“. Výsledky byly publikovány v [6].

Další rozsáhlý experiment proběhl po otevření TKB, mezi 3. a 12. listopadem 2015, kdy bylo realizováno 54 jízd se stejným zdrojem a cílem po trase „Magistrála“ (červená), „Tunely“ (modrá) a navíc oběma směry mezi portálem Mrázovky



Obr. 7 Okamžité hodnoty rychlosti na trase „Tunely“
Fig. 7 Immediate values of velocity on the „Tunely“ route

transmitted on-line to the centre through the Global System for Satellite Communications (GSM) or the General Packet Radio Service (the GPRS) or is stored into memory and assessed off-line. There are tens of thousands of cars equipped in this way. They are mostly used by companies for monitoring the movement of their vehicles, for example for the optimisation of service interventions or for logistics.

The use of monitoring traffic by means of the FC for linear control of traffic is described in [3]; in Ref. [4], FCs are used for monitoring congestions and disseminating information for drivers by means of various information systems. The use of traffic quality estimations for improving public transport using FCs is in [5].

The initiative to monitor the duration of journeys from point A to point B in the context of the preparation of opening the CTB to traffic originated at the Faculty of Transportation Sciences of the Czech Technical University in Prague as long ago as the summer of 2015. In this context cars equipped with the GPS drove between the source and aim on Za Ženskými Domovy Street to the source/aim on Bulovka/Zenklova Streets. Three routes named „Magistrála“ (Main Thoroughfare), „Veletřní“ (Veletřní Street) and „Tunely“ (Tunnels) were driven on.

Another extensive experiment took place after the opening of the CTB to traffic, between the 3rd and 12th November 2015, when 54 journeys with identical source and aim were realised along the „Magistrála“ (red), „Tunely“ (blue) routes and, in addition, bidirectionally between the Mrázovka tunnel portal and the intersection between the Southern Connection Road and Ul. 5. Května Street (green) (see Fig. 5). The results comparing the journeys before and after the CTB opening to traffic are presented in Table 2.

It is obvious from the Table 3 that after opening the CTB to traffic the time of travel along the „Magistrála“ route during the morning rush hour in the direction from the north to the south the travel time was reduced from 34 minutes to 25 minutes. This fact is related to a part of the 40 thousand vehicles on this route (see Table 1). These are significant savings in time, therefore also in money. Under the assumption that the distribution is normal, 68% of vehicles arrive within the ± 3 minute interval. During the measurements even excesses happened, where the 33:50 minute travel time was measured on 12th November. During the journey to the north during the afternoon rush hour the travel time dropped by ca 3 minutes and the standard deviation is slightly lower.

Another change is related to the stabilisation of travel times. Before the CTB opening to traffic the journey to the south and north took 34 minutes and 25 minutes on average, respectively. After opening it, the travel times during the morning and afternoon rush hours are very similar 25:06/29:56 minutes for the southern direction and

Tab. 3 Stejný zdroj/cíl – Bulovka/Radlická a doby jízdy v obou směrech a v ranní i odpolední špičce

Table 3 Identical source/aim - Bulovka/Radlická Street and travel times in both directions and during both the morning and afternoon rush hours

	trasa „Tunely“ jih / „Tunely“ south route	trasa „Tunely“ jih / „Tunely“ south route
termín, čas / date/time	3.–12. 11. ranní špička / morning rush hour	4.–12. 11. odpolední špička / afternoon rush hour
počet jízd / number of journeys	6	5
průměrná doba jízdy [min] / average travel time [min]	16:14	14:50
směrodatná odchylka [min] / standard deviation [min]	2:21	1:59
	trasa „Tunely“ sever / „Tunely“ north route	trasa „Tunely“ sever / „Tunely“ north route
termín, čas / date/time	3.–12. 11. ranní špička / morning rush hour	4.–12. 11. odpolední špička / afternoon rush hour
počet jízd / number of journeys	6	5
průměrná doba jízdy [min] / average travel time [min]	14:09	13:30
směrodatná odchylka [min] / standard deviation [min]	2:06	1:32

a křížení Jižní spojky s Ul. 5. května (zelená) (obr. 5). Výsledky porovnávající jízdy před a po otevření TKB pro trasy po povrchu jsou v tab. 2.

Z tabulky 3 je patrné, že po otevření TKB se doba jízdy trasou „Magistrála“ v ranní špičce směrem ze severu na jih zmenšila z 34 minut na 25 minut, což se týká části ze 40 tisíc vozidel na této trase, to je významná úspora času a tím i peněz. Za předpokladu, že se jedná o normální rozdělení, 68 % vozidel dojde v intervalu ± 3 minuty. Při měření se našly i excesy, kdy 12. listopadu byla doba jízdy 33:50 min. Při jízdě na sever v odpolední špičce klesla doba jízdy o cca 3 minuty a směrodatná odchylka je mírně nižší.

Další změna se týká stabilizace dob jízd. Před otevřením TKB se na jih jelo v průměru 34 minut a na sever 25 minut. Po otevření jsou v ranní i odpolední špičce doby jízdy velmi podobné 25:06/29:56 min. (jižní směr) a 24:34/22:47 min. (severní směr). Stabilnější časy znamenají i stabilizovanější dopravní proud a větší jistotu, že se dojde v očekávané a obvyklé době.

Pokud leží zdroje a cíle poblíž trasy Městského okruhu, jsou doby jízdy nesrovnatelně lepší v porovnání s povrchovými trasami. Pro výše uvedené zdroje a cíle leží doby jízdy mezi 13 a 16 minutami. Při intenzitách, které jsou nově měřeny ve Strahovském tunelu (35 tisíc v jednom směru), se opět jedná o významnou skupinu řidičů, které se zkrátí doby jízdy a stabilizuje se i rozptyl v dojezdech.

Při návrhu a i v době života tunelového díla je nutné se zabývat pojmem UDRŽITELNOST, která charakterizuje celé dílo ve vztahu k sociálním vlivům na společnost, ekologickým přínosům a ekonomické udržitelnosti [8]. Z předchozího textu je patrné, že zkrácení dob jízdy z jižního sektoru města do severního a naopak přineslo úspory času 10 až 15 minut pro několik desítek tisíc vozidel. Při odhadu obsazenosti vozidel a ceně za hodinu 300 Kč se pouhým násobením dochází k úsporám stovek tisíc denně.

Ještě zajímavější je další kategorie úspor, která souvisí s charakterem jízdy. Pokud vozidlo musí zastavovat v koloně, ztrácí kinetickou energii a pokud se chce dostat na původní rychlost, musí energii, dodat ve formě zvýšené spotřeby pohonných hmot, s čímž jsou spojené i zvýšené exhalace. Na obr. 6 je záznam rychlostí plovoucího vozidla na trase Bulovka – Radlická dne 5. 11. s počátkem v 8:30 h. Doba jízdy byla 26:35 min. Z grafu lze odečíst, kolikrát vozidlo téměř zastavilo, a že více než jeden kilometr jelo v koloně rychlostí okolo 10 km.h⁻¹. Brzdění a znovu se

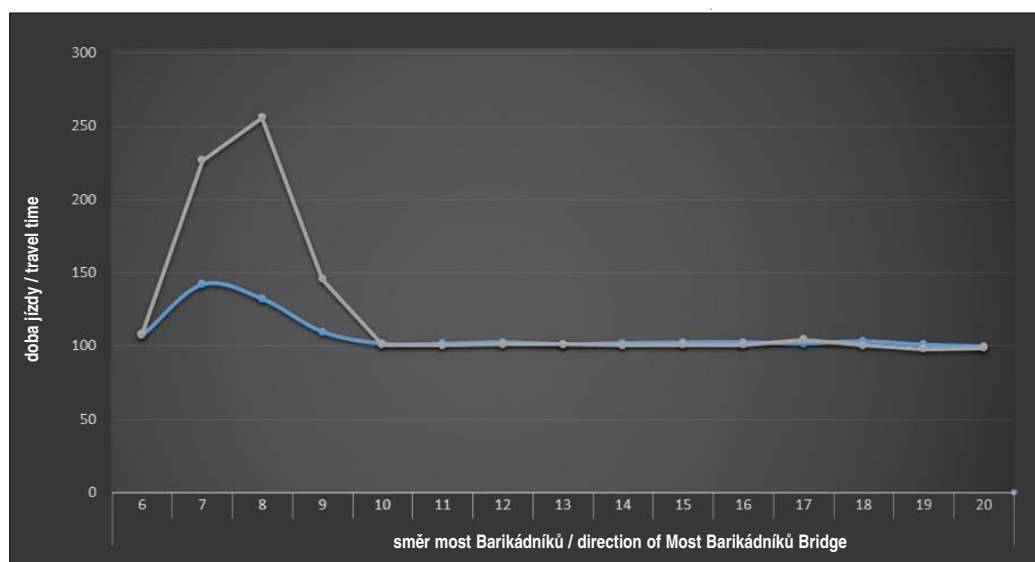
24:34/22:47 minutes for the northern direction, respectively. More stable times also mean more stabilised traffic flow and higher certainty that a vehicle arrives within the expected and usual time.

If the sources and aims lie near the City Circle Road route, the travel times are incomparably better in comparison with at-grade routes. For the above-mentioned sources and aims the journey times lie between 13 and 16 minutes. At the intensities which are newly measured in the Strahov tunnel (35 thousand in one direction) it is again a significant group of drivers for which the travel time is reduced and even the scatter in arrivals is stabilised.

It is necessary during the work on the proposal and during the tunnel structure life to deal with the term SUSTAINABILITY, which characterises the whole structure with respect to social influences on the society, environmental contributions and economic sustainability [8]. It is obvious from the preceding text that the reduction in the time of travel from the southern sector of the city to the northern sector and vice versa brought 10- to 15-minute savings in time for several tens of thousands of vehicles. At the estimation of the vehicle occupancy and the cost of one hour of CZK 300, the daily savings determined only by multiplying amount to hundreds of thousands.

Even more interesting is another category of savings related to the character of driving. If a vehicle has to stop repeatedly in a column, it loses kinetic energy and if it wants to get to the original velocity it has to supply energy in the form of increased consumption of fuels, which is associated with increased exhaust emissions. A record of the Floating Car velocity on the Bulovka – Radlická Street route on the 5th November starting at 8:30 hours is presented in Fig. 6. The travel time was 26:35 minutes. It is possible to read from the graph how many times the car nearly stopped and that it drove at the velocity about 10km.h⁻¹ more than one kilometre. Breaking and restarting does not manifest itself only in economic and environmental losses. It has a significant effect on safety. It is stated that the so-called Stop-and-Go waves are causes of eighty per cent of accidents on motorways.

A record from the Floating Car on the “Tunely” route indicates similar problems before the car gets to a tunnel and after exiting it. The Floating Car passed the nearly nine kilometre long route at an even velocity, lower than the permissible velocity. The fact that vehicles observe the permissible velocity owing to the sectional measurement of speed has already been



Obr. 8 Průběh cestovních dob v ul. V Holešovičkách směr most Barikádníků, mezi 6. a 20. hodinou (šedá – před otevřením TKB; modrá – po otevření)

Fig. 8 The course of travel times on V Holešovičkách Street in the direction of Most Barikádníků Bridge between 6:00 a.m. and 8:00 p.m. (grey – before the CTB opening; blue – after opening)

rozjždění se neprojevuje jen v ekonomických a ekologických ztrátách, ale má velký vliv na bezpečnost. Udává se, že tzv. Stop-and-Go vlny jsou příčinou osmdesáti procent nehod na dálnicích.

Záznam z plovoucího vozidla na trase „Tunely“ ukazuje podobné problémy, než se vozidlo dostane do tunelu a po výjezdu. Celou trasu v tunelech o délce téměř devíti kilometrů projelo plovoucí vozidlo rovnoměrnou rychlostí, nižší než je povolená rychlost. To, že vozidla dodržují povolenou rychlost, díky úsekovému měření rychlosti, bylo již v časopise Tunel publikováno [10].

FLOTILA VOZIDEL A VYHODNOCENÍ KVALITY DOPRAVY

V rámci testů, které byly prováděny v režii Fakulty dopravní, bylo najeto cca 900 km po výše uvedených trasách. Pro komplexnější vyhodnocování dopravy v kontextu celého města je velmi vhodné využití velké flotily plovoucích vozidel. K tomuto účelu byla fakultě poskytnuta data získávaná v projektu RODOS. Centrum RODOS tvoří tři největší technické vysoké školy v ČR, jedna veřejná výzkumná instituce a šest podniků. Centrum je financováno programem Technologické agentury ČR na podporu rozvoje dlouhodobé spolupráce ve výzkumu, vývoji a inovacích mezi veřejným a soukromým sektorem „Centra kompetence“ a spolufinancováno partnery centra. V rámci celorepublikového projektu jsou získávána dopravní data téměř ze 150 tisíc vozidel (poloha, rychlost, doba jízdy).

V současné době jsou k dispozici velké soubory dat plovoucích vozidel udávající doby jízdy v různých segmentech dopravní sítě v Praze. Společnost CE-Traffic, a. s., je předzpracovala a poskytla Fakultě dopravní. Doba jízdy je jedním ze základních komparačních podkladů, kdy lze přímo hodnotit přínos díla ve finančním ekvivalentu. Vzhledem k tomu, že se jedná o rozsáhlou databázi s desítkami grafů porovnávajících doby jízdy, vyhodnocení by přesáhlo rámec tohoto článku, je v dalším textu uvedeno několik ukávek výstupů. Každý z výstupů vznikl dlouhodobým průměrováním měřených hodnot dob jízdy plovoucími vozidly.

published in TUNEL journal [10].

VEHICLE FLEET AND ASSESSMENT OF TRAFFIC QUALITY

About 900km were driven along the above-mentioned routes within the framework of the tests, which were conducted under the direction of the Faculty of Transportation Sciences. It is very suitable for more comprehensive assessment of traffic in the context of the whole city to use a large fleet of Floating Cars. The data obtained in the RODOS project was provided to the faculty for this purpose. The RODOS centre is formed by three biggest technical universities in the Czech Republic, one public

research institution and six companies. The centre is funded by the Technology Agency of the Czech Republic programme for the support of long-term collaboration in research, development and innovations between the public and private sector the “Competence Centre” and co-funded by the centre partners. Traffic data from nearly 150 thousand vehicles (the location, velocity and travel times) is being gathered within the framework of the nationwide project.

At the moment large sets of Floating Car data presenting travel times in various segments of the transport network in Prague are available. The company of CE-Traffic, a. s., pre-processed it and provided the Faculty of Transportation Sciences with it. The travel time is one of the basic comparative source documents where the contribution of a structure can be directly assessed by means of a financial equivalent. With respect to the fact that it is an extensive database with tens of graphs comparing travel times and the assessment would exceed the framework of this paper, several examples of outputs are presented in the text below. Each of the outputs originated by long-term averaging of measured values of travel times of Floating Cars.

The time of travel along V Holešovičkách Street is 100s when the traffic flow is free (see Fig. 9). Before opening the CTB to traffic the travel times around eight o'clock reached up to 260s. After opening the tunnels to traffic the maximum was shifted to seven o'clock, but the travel time (TT) is only 130s. The Travel Time during the morning rush hour is by two minutes shorter. The overall benefit has again to be calculated through the number of vehicles.

The situation during the afternoon rush hour when the Travel Time grows around 16:00 hours from 118s (before the opening) to 133s is completely different. This phenomenon makes it evident that the tunnel is used not only for urban traffic but also transfers the transit transport from the south to the north. In this way it simulates the non-existence of the Prague City Ring Road in the northern segment.

OTHER EFFECTS OF BRINGING THE TUNNEL INTO SERVICE ON TRAFFIC

As it can be unambiguously observed and as it is supported by measurements assessed to date, the benefits of the comple-

Doba jízdy v ulici V Holešovičkách je při volném dopravním proudu 100 s (obr. 9). Před otevřením TKB dosahovaly doby jízdy okolo osmé hodiny až 260 s. Po otevření tunelů je maximum posunuto k sedmé hodině, ale doba jízdy (TT – Travel Time) je jenom 130 s. Doba jízdy je v ranní špičce o více než dvě minuty kratší. Celkový přínos je opět nutné počítat přes počet vozidel.

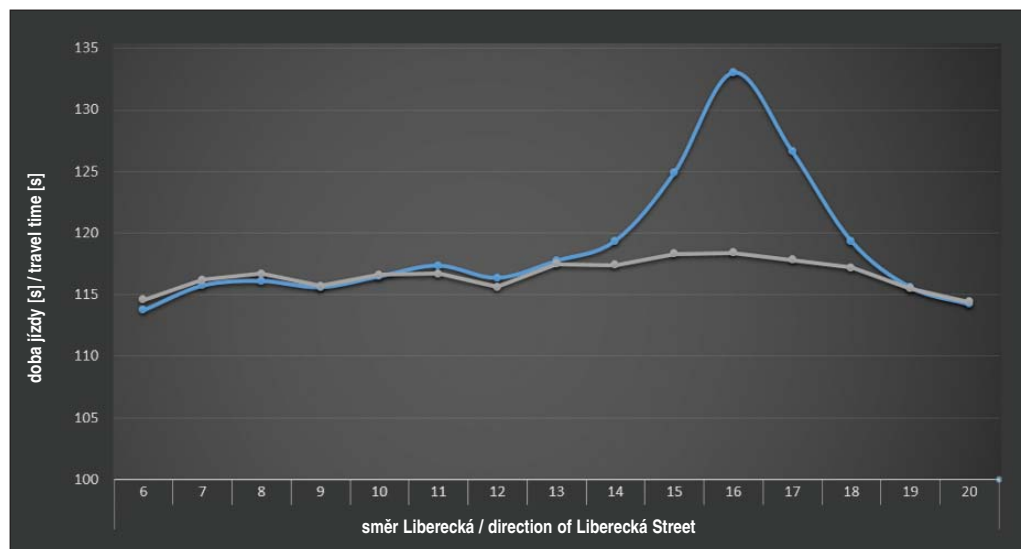
Zcela jiná situace je v odpolední špičce, kdy se okolo 16:00 zvedne doba jízdy ze 118 s (před otevřením) na 133 s. Tento jev svědčí o tom, že tunel není využíván jenom pro městskou dopravu, ale převádí i tranzitní dopravu z jihu na sever, čímž simuluje neexistenci Silničního okruhu okolo Prahy v severním segmentu.

DALŠÍ VLIVY OTEVŘENÍ TUNELU NA DOPRAVU

Jak lze jednoznačně pozorovat, a podporují to i dosud vyhodnocená měření, přínosy dokončení této části Městského okruhu lze pozorovat v celé původní stopě propojující Prahu 8 a Prahu 6 od ulic V Holešovičkách přes Veletržní, Milady Horákové až po Patočkovu. Kvalita dopravy se zvýšila i na Dvořákově nábřeží, pravobřežní komunikaci a dalších místech Prahy.

Došlo ale i ke zhoršení kvality dopravy v oblasti některých vjezdů a výjezdů z tunelů. Tato situace byla předvídána i v predikčním modelu, obr. 1, a zdá se, že jí nebyla věnována náležitá pozornost v době, kdy se tunel dokončoval. S jistotou lze tvrdit, že Městského okruhu bude možné plně využít až po úplném dokončení, kdy se naplní jeho ochranná funkce a bude možné aktivovat řadu regulačních a ochranných opatření vedoucích k dalšímu zlepšení životního prostředí v hlavním městě Praze. Toto je základní systémové opatření, bez kterého se Praha neobejde, a mělo by být se vši vehemencí podporováno politickou reprezentací. Článek [7] popisuje dost tvrdou realitu ve vztahu k dokončování těchto důležitých staveb.

Existují ale i možnosti provést dílčí úpravy na silniční síti, které by problémy omezily. Například kolony ve Svatovítské silně ovlivňuje přechod na okružní křižovatce Vítězného náměstí. Nárazové kolony u Barrandovského mostu ovlivňuje i pozdní řazení vozidel ze Strakonické do Modřanské, kde je na tento manévr sotva 200 metrů. Kromě klasických dopravně-inženýrských opatření existují i prostředky dopravní telematiky, které by měly být urychleně zavedeny.

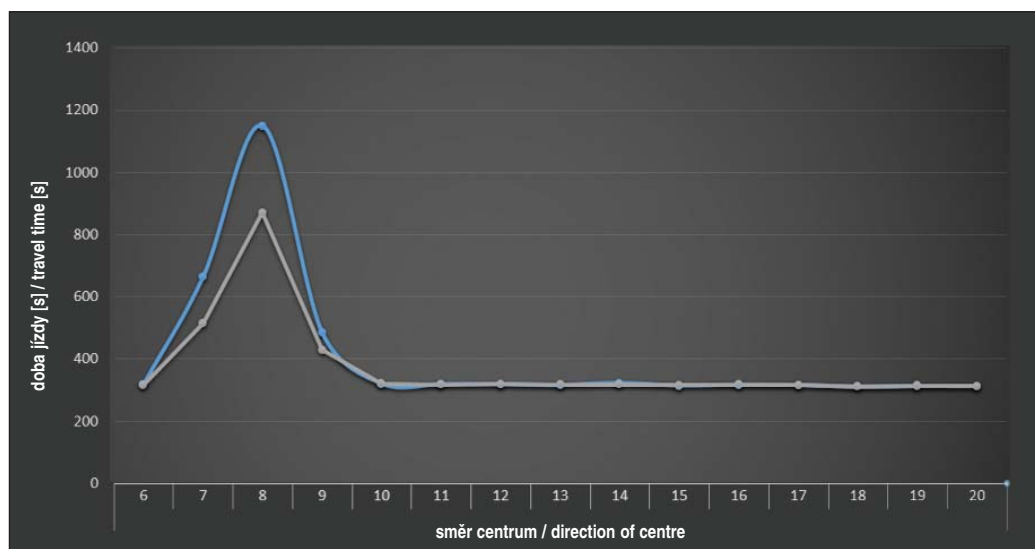


Obr. 9 Průběh cestovních dob v ul. V Holešovičkách směř Liberecká mezi 6. a 20. hodinou (šedá – před otevřením TKB; modrá – po otevření)

Fig. 9 The course of travel times on V Holešovičkách Street in the direction of Liberecká Street between 6:00 a.m. and 8:00 p.m. (grey – before the CTB opening; blue – after opening)

tion of this part of the City Circle Road can be observed throughout the original route connecting Prague 8 and Prague 6, from V Holešovičkách Street through Veletržní and Milady Horákové Streets up to Patočkov Street. Traffic quality even grew on Dvořákově Nábřeží Embankment, the right-bank road and in other locations of Prague.

On the other hand, the quality of traffic deteriorated in the areas of some tunnel entrances and exits. This situation was predicted even in the predictive model, Fig. 1, and it seems that it was not paid adequate attention at the time when the tunnel was being completed. It is possible to maintain with certainty that the City Circle Road will be fully usable after the full completion, when its protective function is fulfilled and it is possible to activate a variety of regulation and protective measures leading to further improvement of the environment in the City of Prague. This is the fundamental systematic measure Prague cannot cope without. It should be supported by political representation with all efforts. The paper [7] describes the rather harsh reality in relation to the process of completing these important structures.



Obr. 10 Doby jízdy na Strakonické ulici směřem k Barrandovskému mostu (šedá – před otevřením TKB; modrá – po otevření)

Fig. 10 Travel times on Strakonická Street in the direction of the Barrandov Bridge (grey – before the CTB opening; blue – after opening)



Obr. 11 Doby jízdy v úseku Čínská – Dejvická; před otevřením TKB 14.–18. 9. (červená); po otevření 21.–25. 9. (modrá), 9.–13. 11. (zelená)

Fig. 11 Travel times in Čínská Street – Dejvická Street section; (red – before the CTB opening; blue – after the opening, green on 9th – 13th November)

Jedním z nedořešených, a o to závažnějších problémů je, že takto rozsáhlý systém neměl připraveny scénáře pro ovládání dopravy. Od zprovoznění dohání tento nedostatek policie na Hlavní dopravní řídicí ústředně tím, že zkracuje délky zelených na několika křižovatkách (5.596 Mozartova – Duškova, 5.559 Radlická – Barrandovský most, atd.). Ovládání dopravy probíhá pouze manuálně na základě posouzení dopravní situace kamerami a jeho kvalita závisí i na zkušenostech dispečera.

Vážným problémem, který je nutné rychle řešit, je zpoždění linek veřejné hromadné dopravy na několika trasách. Na obr. 10 je graf dob jízdy na Strakonické, který ukazuje, že v době ranní špičky zde byla doba jízdy delší o 14,5 minuty oproti volnému provozu, kdy se úsek překonal za 5,3 minuty. Po otevření TKB se jízda v ranní špičce, která trvá i déle, prodloužila na 19 minut. Na Strakonické se uvažuje s rozšířením vyhrazeného pásu pro veřejnou hromadnou dopravu.

Podobně se zvýšily i průměrné cestovní doby autobusů MHD v úseku Čínská – Dejvická. Z grafu pro listopad ale vyplývá, že se individuální doprava poněkud přeorganizovala a čtyřminutové zpoždění se projevuje hlavně v odpolední špičce (obr. 11).

ZÁVĚR

Tunelový komplex Blanka je výjimečné dílo, které bylo zařazeno mezi 27 světových komplexních podzemních struktur publikovaných v dokumentu PIARC, [9]. Takovéto dílo musí být sledováno z hlediska udržitelnosti ve všech třech komponentách z hlediska sociálního přínosu, ekologických přínosů a finančního přínosu díla. Pokud se zaměříme na finanční výhodnost stavby, musí být základem dlouhodobé sledování vlivu stavby na dopravu ve městě. V článku je ukázáno, že hodnocení kvality dopravy nemůže být založeno pouze na měření intenzit dopravy. Praha má ale k dispozici mohutný zdroj dat, kterým je 108 dopravních detektorů monitorujících dopravu ve strategických místech sítě.

But even other possibilities how to carry out partial changes in the road network reducing the problems exist. For example, the columns on Svatovítská Street are significantly affected by the pedestrian crossing of the Vítězné Náměstí roundabout. Random columns at the Barrandov Bridge are influenced even by the delayed sorting of vehicles to lanes from Strakonická Street to Modřanská Street, where there are less than 200 metres available for this manoeuvre. Means of traffic telematics also exist in addition to classical traffic-engineering measures; they should be implemented expeditiously.

One of the not completely resolved and even more serious problems is the fact that such an extensive system did not have traffic control scenarios prepared. The Police at the Main Traffic Control Centre has been catching up with this deficiency since the opening to traffic by reducing the green light intervals

at several interchanges (5.596 Mozartova Street – Duškova Street, 5.559 Radlická Street – Barrandov Bridge, etc.). Traffic is controlled only manually on the basis of assessing the traffic situation by cameras; its quality depends even on operator's experience.

A serious problem requiring quick solution is posed by delays of mass transit lines on several routes. The graph of travel times on Strakonická Street is presented in Fig. 10. It shows that the travel time during the morning rush hour was longer by 14.5 minutes in comparison with the free traffic operation, when the section was passed in 5.3 minutes. After opening the CTB to traffic the travel time during the morning rush hour, which takes even longer, extended to 19 minutes. Enlarging the width of the exclusive lane for public mass transport is under consideration on Strakonická Street.

The average travel times of urban mass transit buses in the Čínská Street – Dejvická Street section grew similarly. It follows from the graph for November that the individual traffic got slightly reorganised and a four-minute delay manifests itself mainly during the afternoon rush hour (see Fig. 11).

CONCLUSION

The Blanka complex of tunnels is an exceptional piece of work which was ranked among 27 world's complex underground structures published in the PIARC document [9]. Such the work has to be monitored from the aspect of sustainability at all three components in terms of the social benefit, environmental benefits and financial benefit of the project. If we focus our attention on the financial profitability of the project, long-term monitoring of the impact of the project on traffic in the city has to be the basis. It is shown in this paper that the assessment of traffic quality cannot be based only on measuring the traffic flow volume. But Prague has got a mighty source of data available in the form of 108 traffic detectors monitoring traffic in strategic locations of the road network.

V článku je ukázán i moderní přístup v hodnocení LOS využívající plovoucích vozidel, který je vhodný pro komparativní analýzu porovnávající v absolutních číslech zkrácení, či prodloužení jízdních dob. Pomocí těchto dat je možné monitorovat jakýkoli významnější segment dopravní sítě. Provést takovou analýzu nejde již jen s využitím studentů na základě entusiasmu, ale je nutné tomu věnovat čas expertů.

Ze všech dosavadních výsledků plyne, že TKB má významně pozitivní vliv na přepravu v okolí Městského okruhu a ve svých důsledcích na celé město. Pro zvýšení relevantnosti tohoto tvrzení je nutné, aby Magistrát hl. m. Prahy přemýšlel o tvorbě „cenného“ modelu dopravy, který by cenu za průjezd dopravní sítě vyjadřoval ve finančním ekvivalentu a sledoval dlouhodobě pozitivní účinek dokončování těchto staveb na život obyvatel.

Tunelový komplex Blanka, resp. celou budovanou severozápadní část MO, nelze z dopravně-inženýrského hlediska hodnotit jako jednotlivou stavbu, ale pouze jako součást nadřazené sítě pozemních komunikací hlavního města Prahy. Městský okruh nikdy nebyl navrhován pro tranzitující dopravu tak, jak se část okruhu ve směru severo-jihním využívá, což způsobuje i dílčí problémy.

Cílem celkové přestavby komunikační sítě města je vybudovat Městský okruh a Silniční okruh kolem Prahy jako nadřazenou a technicky vybavenou síť komunikací, která by na sebe svou atraktivitou soustředila převážnou část veškeré automobilové dopravy. Zároveň s tím musí umožnit i dopravně vyhovující navázání na vstupy státní silniční sítě do území města.

**prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribypav@fd.cvut.cz,
FD ČVUT**

**Recenzovali: prof. Ing. Juraj Spalek, Ph.D.,
Ing. Pavel Šourek**

Článek vznikl v rámci projektu HADES technologické agentury ČR (TA03030491). Statistiku chování rozsáhlých flotil vozidel ze systému RODOS byly připraveny a zpracovány díky Ing. Jiřímu Novobilskému a Ing. Hynkovi Masatovi ze společnosti CE-Traffic, a.s., za což jim patří dík.

The paper in addition shows the modern LOS assessment attitude using Floating Cars. It is suitable for a comparative analysis comparing the reduction or extension of travel times in absolute figures. Using this data, it is possible to monitor any more significant segment of the transport network. Carrying out such the analysis is no more possible using students on the basis of enthusiasm. It is necessary to dedicate the time of experts to it.

It follows from all results obtained to date that the CTB significantly positively influences transport in the area nearby the City Circle Road (CCR) and, in its consequences, the entire city. It is necessary for increasing the relevance of this statement that the Prague City Hall thinks about the development of a “pricing” model of transportation which would express the cost of the transit via the transportation network in a financial equivalent and would observe the positive effect of completed projects on the lives of residents in the long term.

The Blanka complex of tunnels, respectively the entire north-western part of the CCR, cannot be assessed as a single structure from the traffic engineering point of view, only as a part of a higher-ranking network of roads in the City of Prague. The City Road Circle has never been proposed for transit traffic, which is the way in which a part of the road circle is used in the north-southern direction, causing even partial problems.

The objective of the overall reconstruction of the urban road network is to develop the City Circle Road and the Prague City Ring Road to form a higher-ranking and technically well equipped road network which would concentrate the major part of all automobile transportation on itself owing to its attractiveness. In addition it has to allow linking of the state road network to the area of the city adequate in terms of traffic.

**prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribypav@fd.cvut.cz,
FD ČVUT**

The paper originated within the framework of the HADES project of the Technology Agency of the Czech Republic (TA03030491). Statistics of the behaviour of large fleets of vehicles from the RODOS system were prepared and processed thanks to Ing. Jiří Novobilský and Ing. Hynek Mašata from CE-Traffic, a.s., for which they deserve thanks.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ŠOUREK, P. at al. Čelně odtěžované tunely na stavbě tunelového komplexu Blanka. *Tunel*, 2010, roč. 19, č. 2, s. 42–54, ISSN 1211-0728
- [2] ŠTEFAN, L. Tunelový komplex Blanka – Realizace spodní klenby definitivního ostění raženého přípruhového tunelu. *Tunel*, č. 3, 2013, s. 9-13, ISSN 1211-0728
- [3] VANLOMMEL, M. at all. An evaluation of section control based on floating car data. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*. Volume 58, Part C, September 2015, Pages 617-627
- [4] GUNAWAN, F. E. Optimal Averaging Time for Predicting Traffic Velocity Using Floating Car Data Technique for Advanced Traveler Information System. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*. Volume 138, 14 July 2014, Pages 566-575
- [5] DEWULF, B. at all. Examining commuting patterns using Floating Car Data and circular statistics: Exploring the use of new methods and visualizations to study travel times. *Journal of Transport Geography*. Volume 48, October 2015, Pages 41-51
- [6] PŘIBYL, P. at al. Městský okruh – vklad pro nové tisíceletí. FD ČVUT, IDS Praha, str. 96, ISBN 978-80-260-8623-9
- [7] ŠOUREK, P. Blankou to skončit nemůže. Silniční síť-základ civilizace a prosperity, podzim 2015. Společnost pro rozvoj silniční dopravy, str. 44-49
- [8] MARTIN, J. C. at all. Sustainable Road Tunnel Operation – Recommendations for Sustainable Road Tunnel Operation. Výbor C.3.3 Road Tunnel Operation, WG5, str. 58
- [9] FALCONAT, B. Complex Underground Road Networks, Part A – Case Studies. Výbor C.3.3 Road Tunnel Operation, WG5, str. 51
- [10] PŘIBYL, P., SPALEK, J., ZOBANÍK, P. Měření rychlosti v tunelech – Podstatný příspěvek pro bezpečnost. *Tunel*, roč. 14, č. 4, s. 36-40, ISSN 1211-0728

FOTOREPORTÁŽ Z MÍST KONÁNÍ EXKURZÍ POŘÁDANÝCH V RÁMCI KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2016

PICTURE REPORT FROM THE LOCATIONS WHERE EXCURSIONS ORGANISED WITHIN THE FRAMEWORK OF THE UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE 2016 CONFERENCE WILL BE MADE



foto | photo courtesy of Jiří Pružina

Obr. 1 D8 – hotové definitivní ostění a cementobetonový kryt vozovky tunelu Radejčín

Fig. 1 D8 – completed final lining and concrete cover of the roadway in the Radejčín tunnel



foto | photo courtesy of Jiří Pružina

Obr. 2 D8 – pohled z portálu tunelu Radejčín na budovaný dálniční most mezi tunely

Fig. 2 D8 – a view from the portal of the Radejčín tunnel toward the motorway bridge under construction between the tunnels



foto | photo courtesy of Josef Husák

Obr. 3 D8 – letecký pohled na zával

Fig. 3 D8 – an aerial view of the collapse



foto | photo courtesy of Jan Pružina

Obr. 4 D8 – ocelová nosná konstrukce levého mostu mezi tunely

Obr. 4 D8 – steel load-bearing structure of the left-hand bridge between the tunnels



foto | photo courtesy of Jakub Karlíček

Obr. 5 TKB – odstavný záliv v Bubenečském tunelu

Fig. 5 Blanka complex of tunnels – breakdown bay in the Bubeneč tunnel



foto | photo courtesy of Jakub Karlíček

Obr. 6 TKB – provoz v Brusnickém tunelu

Fig. 6 Blanka complex of tunnels – traffic in the Brusnice tunnel



Obr. 7 Dispečink tunelů na Strahově
Fig. 7 Traffic management centre in Strahov

foto | photo courtesy of Jakub Kartlíček



Obr. 8 Tunel Ejovice – ocelová konstrukce tunelového pasu a otočného ramena pro výsyp rubaniny na meziskládku
Fig. 8 The Ejovice tunnel – the steel structure of the tunnel belt conveyor and the slewing arm for unloading muck to the intermediate stockpile

foto | photo courtesy of Jan Tatar



Obr. 9 Tunel Ejovice – smontovaný tunelovací stroj Viktorie na vjezdovém portálu
Fig. 9 Ejovice tunnel – assembled Viktorie TBM at the entrance portal

foto | photo courtesy of Jan Tatar



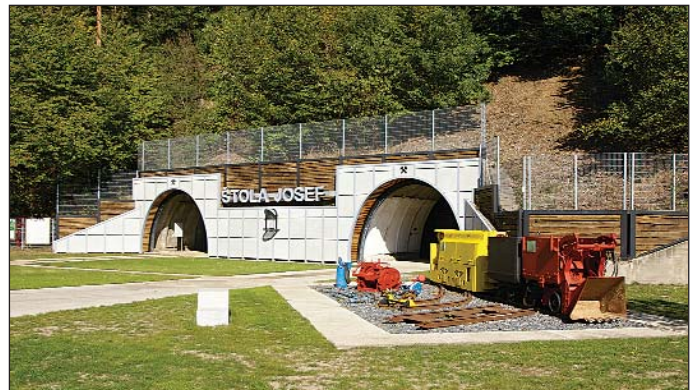
Obr. 10 Tunel Ejovice – pohled na připravenou řeznou hlavu ve startovacím lůžku
Fig. 10 Ejovice tunnel – a view of the cutterhead prepared on the launch cradle

foto | photo courtesy of Jan Tatar



Obr. 11 Tunel Ejovice – pohled na hotový tunel ze segmentového ostění
Fig. 11 Ejovice tunnel – a view of the finished segmentally lined tunnel

foto | photo courtesy of Václav Anděl



Obr. 12 Portály štolý Josef
Fig. 12 Portals of the Josef gallery

foto | photo courtesy of Radek Vašíček



Obr. 13 Štola Josef – studenti FSv při výuce v podzemí
Fig. 13 Josef gallery – students of the Faculty of Civil Engineering being educated in the underground

foto | photo courtesy of Dana Pacovská



Obr. 14 Rozrážka s experimentem Mock-Up Josef
Fig. 14 Gallery stub housing the Josef Mock-up experiment

foto | photo courtesy of Dana Pacovská

RELIABLE SOLUTIONS FOR TUNNELS

MORE THAN 100 YEARS SIKA KNOW-HOW



Sika is your leading worldwide partner for all your needs with regards to the new construction, maintenance and refurbishment of tunnels.

- Concrete Technology
- Concrete Repairs
- Concrete Protection
- Structural Bonding
- Structural Strengthening
- Grouting and Fixing

SIKA CZ, S.R.O.
Bystrcká 1132/36 · CZ-624 00 Brno · Czech Republic
Phone: +420 546 422 464 · Fax: +420 546 422 400 · www.sika.cz

BUILDING TRUST





- Kompletní zajištění stavebních jam
- Trysková injektáž
- Hlubkové vibrační hutnění
- Dočasné a trvalé kotvy
- Deep Soil Mixing
- Podzemní a štětové stěny, těsnící clony
- Piloty vrtané, CFA, Mikropiloty
- Hřebíkování zemin
- Stříkané betony
- Injektáže, Soilfrac®
- Zpracování projektové dokumentace

KELLER - speciální zakládání, spol. s r.o.

www.kellergrundbau.cz

Na Pankráci 30
140 00 Praha 4

Tel: +420 226 211 301

Fax: +420 226 211 300

E-mail: office.praha@kellergrundbau.cz

Kancelář Brno:

Videňská 120, 619 00 Brno

Tel: +420 547 424 381

Fax: +420 547 424 380

E-mail: office.brno@kellergrundbau.cz

Kancelář Zlín:

K Cihelně 246, 763 02 Zlín

Tel: +420 577 103 700

Fax: +420 577 103 800

E-mail: office.zlin@kellergrundbau.cz



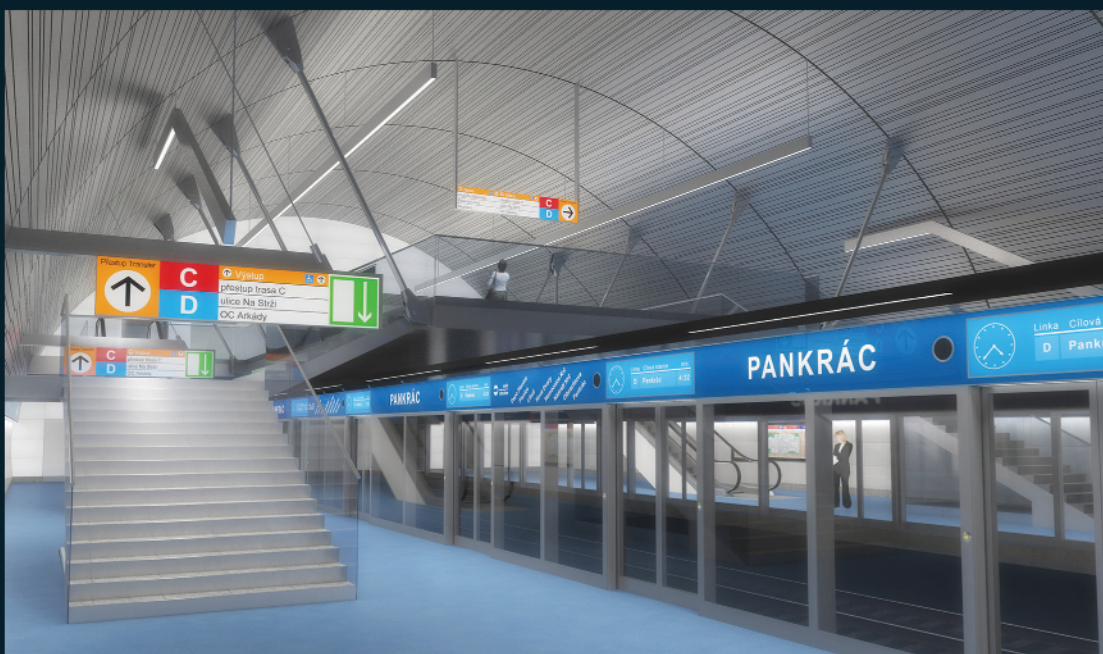
Trasa A pražského metra,
stanice Nemocnice Motol



Modernizace trati Rokycany -
Plzeň, výstavba tunelů Ejovice



Váš partner v konzultační a projektové činnosti



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

metroprojekt@metroprojekt.cz
www.metroprojekt.cz

Tel.: +420 296 325 152
Fax: +420 296 325 153

Trasa D pražského metra,
stanice Pankrác - vizualizace

CONCRETE SPRAYING MOBILE MEYCO ME3

Discover the efficiency and ease of concrete spraying with MEYCO ME3, designed to meet the present and future concrete spraying needs of mid-size tunnel projects.

Atlas Copco

Sustainable Productivity



krampeharex[®]

Stahlfasern | steelfibres | Strahlmittel | abrasives

Čas pro řešení

KrampeHarex[®] ocelová a polypropylenová vlákna

Podzemní stavby

Rychleji:

Až 2,5 krát rychleji
oproti použití běžné
betonářské výztuže

Lépe:

Vlákna zvyšují pevnost
betonu a jeho požární
odolnosti

Hospodárně:

Snížení nákladů na
material a práci je
nesmírnou výhodou



Doprastav

TRADÍCIA
KVALITA
PROFESIONALITA

„Sme **spoľahlivým, korektným a profesionálnym** partnerom, ktorý splní i tie najsmelšie predstavy a plány investorov o modernej a účelnej výstavbe doma i v zahraničí.“

DIALNICE CESTY TUNELY LETISKÁ ŽELEZNICE
MOSTY VODOHOSPODÁRSKE A EKOLOGICKÉ STAVBY
PRIEMYSELNÉ STAVBY POZEMNÉ STAVBY

Doprastav, a.s.
Drieňová 27
826 56 Bratislava
www.doprastav.sk



ko-ka®

Váš partner pro projektování
podzemních
a vodohospodářských staveb
a staveb městské infrastruktury

www.ko-ka.cz



BBC ŠOUN s.r.o.

CORE DRILLING &
CUTTING OF CONCRETE

OD ROKU 1992 SBÍRÁME ZKUŠENOSTI PRO VAŠE STAVBY



VRTACÍ KOLEJOVÝ VOZÍK



STĚNOVÉ PILY



LANOVÉ PILY



HLUBINNÉ JÁDROVÉ VRTÁNÍ

www.bbcsoun.cz | info@bbcsoun.cz | tel.: +420 606 821 017, +420 724 313 394



Hlavná 74, 053 42 Krompachy



SPOLEHLIVÉ PARTNERSTVÍ

Již více než 20 let patří Minova Bohemia s.r.o. k předním dodavatelům kotevní techniky, injekčních materiálů, čerpací a vrtné techniky.

Naším partnerům standardně poskytujeme technické poradenství pro řešení obtížných situací při výstavbě či sanacích všech typů objektů podzemního a pozemního stavitelství a geotechniky.



THE EARTH. UNDER CONTROL.

SEBEVĚTŠÍ STAVBU MŮŽE OHROZIT SEBEMENŠÍ PRŮSAK Whatever the sizes, any leakage can destroy any underground structure

speciální práce v oblasti stavební chemie

special works by the building chemistry utilization

sanace narušených foliových izolací

rehabilitation to defected waterproof foil insulations

stříkané hydroizolační membrány

spray-applied waterproofing membranes

odstraňování vlhkosti zdiva

masonry moisture removal

kotvení a mikropiloty

anchoring and micropiles

těsnící injektáže

sealing grouting



maTteo





Rádi bychom poděkovali našim sponzorům / We would like to thank to our sponsors:

Platinoví partneři / Platinum Partners



Zlatí partneři / Gold Partners



Stříbrní partneři / Silver Partners



ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MOZAIKA ZE SVĚTA

■ Vodorovné vrtání propojek tunelů metra v Neapoli

V Neapoli se staví prodloužení trasy 1 metra, které je plánováno jako okružní linka. Z budoucího okruhu délky 25 km je v provozu úsek 13,5 km se 14 stanicemi a dokončuje se prodloužení délky 5,3 km s pěti stanicemi. Traťové tunely s vnitřním průměrem 5,85 m s osovou vzdáleností přibližně 11 m byly provedeny razicími stroji. Na tomto novém úseku je plánováno 16 propojek, jejichž hlavním účelem je odstranění pístového efektu vyvolaného průjezdy souprav metra.

Mimořádnou skutečností je, že pro ražbu propojek byla použita technologie vodorovného vrtání s rozšiřováním pilotního vrtu, tedy technologie doposud používaná hlavně při mechanizovaném hloubení šachet. Příznivé byly geotechnické podmínky, tedy pokud se týká homogenity prostředí, protože ražba probíhala ve žlutém neapolském tufu, ale 20 až 30 m pod hladinou podzemní vody. Pro konsolidaci prostředí a snížení přítoků podzemní vody byly kolem všech budoucích propojek vytvořeny z jednoho z traťových tunelů pomocí injektáže obálky proinjektované horniny tl. 4 m.

Segmenty v okolí prostupu propojky do traťového tunelu byly přikotveny do horniny dočasnými kotvami Dywidag Ø 26,5 mm, které byly vkládány do vrtů Ø 100 mm zasahujících do horniny asi 3 m za rub ostění. Pro vyříznutí otvorů v segmentovém ostění se použily diamantové nástroje.

Z jednoho traťového tunelu byl pak vyvrtán pilotní vrt, do kterého se vsunulo unášecí soustředění. Na něj se v druhém tunelu namontovala na kolejovém podvozku přivezená řezná hlava o průměru 3,5 m vážící 12 t osazená 12 řeznými nástroji. Rozrušená hornina, která vypadávala za řeznou hlavu, byla odsávána do kontejnerových vozů přistavených po kolejích na místo ražby.

Po instalování hydroizolace a montáži ocelové výztuže se do připraveného bednění vybetonovalo ostění tl. 250 mm. Nakonec se odřízly hlavy dočasných kotev a vyspravil se povrch segmentů.

■ Razicí stroje do skalních hornin se vrací do Norska

Jednokolejná trať z Osla do Bergenu dlouhá 492 km vede krásnou krajinou a je turisticky atraktivní v létě i v zimě, ale její dopravní kapacita je již delší dobu nedostatečná. Platí to zejména o posledním úseku mezi městečkem Arna a Bergenem. Úsek je z největší části tvořen 7,7 km dlouhým tunelem pod hřebem Ulriken, který byl uveden do provozu v roce 1965. Ten je hlavní překážkou rostoucím požadavkům na příměstskou dopravu osob i nákladní dopravu vyplývající z postupující industrializace Bergenu, který je navíc významným přístavem a druhým největším městem Norska.

Proto se norské železnice rozhodly vyrazit souběžně se starým tunelem ve vzdálenosti cca 30 m tunel nový a tím od Arna do Bergenu trať zdvojkolejnit. Přechod z jednokolejky na dvojkolejny

provoz vyřeší nová stanice v Arna. Mezi oběma tunely bude vyraženo 16 propojek.

Geotechnické podmínky jsou velmi dobře známe z ražby starého tunelu – při ražbě bude většinou zastižena málo porušená, pevná a tvrdá žula, jen v malém úseku pod nejvyšším 600 m vysokým nadložím se očekává tlačivé prostředí. Masiv je dobře odvodněn stávajícím tunelem.

Bylo by to ideální prostředí pro metodu Drill and Blast, ale potřeba nevystavit intenzivně provozovaný tunel účinkům trhačích prací vedla znovu po třiceti letech k nasazení TBM. V soutěži mohli uchazeči nabídnout obě technologie, ale i z hlediska ceny zvítězila ražba otevřeným TBM určeným do skalních hornin. Dodavatelem se stalo sdružení norské Skansky a rakouského Strabagu. Firma Herrenknecht dodala stroj o průměru hlavy 9,33 m, která je osazena 62 ks valivých dlát.

Pomocí Drill and Blast se již vyrazilo 746 m tunelu od nové stanice v Arna o profilu až 300 m². Do něj bude zaústěno staniční kolejiště a budou v něm příslušné výhybky, křížení a rozplet tratí do dvou tunelů. V rámci této ražby se také připravila startovací komora pro TBM. Stroj byl smontován před portálem a následně byl do hory zatažen.

Předpokládá se malý rozsah zabezpečování výrubu při ražbě TBM (svorníky, ev. kotvení, a stříkaný beton). Definitivní ostění bude vybudováno aplikací polyetylenové pěny (tepelná izolace u portálů) a stříkaného betonu.

Nový tunel má být zprovozněn začátkem roku 2020, pak proběhne rekonstrukce starého tunelu. S dvojkolejným provozem se počítá v roce 2021.

■ Podzemní parking v historickém podzemí Neapole

Podloží města Neapole tvoří sopečné horniny, především mohutná vrstva sopečného tufu. Ten vyniká řadou výhodných vlastností – je dobře rozpojitelny a opracovatelný, má nízkou objemovou hmotnost i nízkou tepelnou vodivost a prostory v něm vyhloubené či vyražené prokazují výbornou stabilitu.

Není proto překvapivé, že pod Neapolí v minulosti vznikly rozsáhlé podzemní prostory. První vytvářeli od roku 470 před Kr. zde se usazující Řekové. Důvodem bylo zajištění vody pro vznikající město. Vylamovali podzemní cisterny pro jímání dešťové vody a razili propojovací či přírodní podzemní díla. Současně začali vytěžený tuf využívat pro stavbu domů.

Takto vzniklý vodárenský podzemní systém se mohutně rozvinul v římské době i v dalších staletích. Vznikla hustá síť tunelů a cisteren často velkých rozměrů.

Postupně ale vznikala také řada podzemních prostor, ve kterých obyvatelé těžili materiál na stavbu svých domů, velmi často přímo pod stavební parcelou. Aktivita stavebníků musela počátkem novověku regulovat městská rada a zabránit tak chaotickému a nebezpečnému rozvoji podzemí těžby.

Kaverny byly vylamovány od shora dolů. Jejich vrchol (přístropí) mělo tvar gotické klenby a výrub se směrem dolů rozšiřoval a postupně přecházel do svislých stěn.

Pak v roce 1853 přikázal neapolský král Ferdinand I. Bourbonský vybudovat podzemní únikovou cestu ze svého paláce v centru města směrem k přístavu. Bál se pouličních bouří, které propukaly stále častěji. Přitom se propojila a využila řada existujících podzemních děl. Úniková cesta vyústila u neapolského přístavu.

Zánik podzemního vodárenského systému postupně budovaného a využívaného v období delším než dva tisíce let způsobila epidemie cholery, která v Neapoli vypukla v roce 1885. Starý systém zásobování města vodou z podzemních cisteren byl nahrazen nově vybudovaným vodovodem z pramenišť mimo město. Obyvatelstvo s radostí začalo využívat historické podzemí pro ukládání odpadu všeho druhu.

Za druhé světové války bylo podzemí adaptováno na úkryty obyvatelstva, v řadě případů se musely vybudovat nové vstupy. Po skončení války i z důvodu naprostého nedostatku dopravních prostředků a pohonných hmot sloužilo podzemí opět jako skládka, tentokrát pro suť ze zničeného města. Občas se musely řešit lokální propady stropů kaveren způsobené většinou průsaky z netěsné kanalizace a vodovodních rozvodů.

Nové využití velkých podzemních prostor inicioval rozvoj automobilismu a z toho plynoucí naprostý nedostatek parkovacích míst v ulicích v centru města. Od roku 2004 se začalo řešit využití velké podzemní kaverny Morelli pro vybudování podzemního sedmipodlažního parkingu pro 480 vozů. Záměr vyústil ve stavbu 14 parkovacích modulů umístěných do nepravidelného půdorysu kaverny s tím, že větší část bude tvořit automatický rotační parkovací systém.

Po nutných průzkumech a vyrazení přístupových tunelů následovala úprava prostor a zajištění jejich stability. Stěny a přístropí včetně vrcholu kaverny byly zajištěny svorníky, svařovanou sítí a stříkaným betonem. Podle potřeby se prováděla injektáž nebo se použily i příhradové nosníky.

Od roku 2006 probíhala stavba a postupné uvádění parkovacích modulů do provozu.

■ Strategie staveništního průzkumu pro stavbu tunelů (ITA WG2)

ITA-AITES publikovala v roce 2015 na svých webových stránkách www.ita-aites.org příručku Strategy for Site Investigation of Tunnelling Projects, kterou připravila pracovní skupina ITA WG 2 – Výzkum. Text je výsledkem snahy metodicky shrnout význam průzkumu pro snížení rizik při provádění tunelových staveb. V příloze 2 příručky jsou uvedeny příklady průzkumu pro různé druhy podzemních staveb.

Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ, mila_novotny@volny.cz

PŘÍSTUPOVÉ TUNELY SÄTRA A SKÄRHOLMEN, STOCKHOLM, ŠVÉDSKO SÄTRA AND SKÄRHOLMEN ACCESS TUNNELS, STOCKHOLM, SWEDEN

Subterra a.s. in a consortium with STI, a Slovakia-based firm, is currently realising the construction of the Skärholmen access tunnels for Trafikverket, the Swedish public investor. The tunnels will be parts of the future Stockholm by-pass road. The project comprises two separate tunnels, Sättra and Skärholmen (see Fig. 1), each with the cross-sectional area of 80m² and the length of ca 500m. These so-called “working tunnels” will be used, together with a temporary cargo harbour

on Mälaren lake, which is also part of this project, for removing muck during the excavation of the main tunnelled part of the future by-pass road. The Drill and Blast technique, which is often used in the Nordic countries, is applied to the excavation of the tunnels. The work on the cut-and-cover parts of both Sättra and Skärholmen tunnels commenced already in May 2015 and was finished as early as February 2016. The first blasting at the Skärholmen tunnel portal (see Fig. 2) and



Obr. 1 Tunel Skärholmen, zahájení ražeb

foto | photo courtesy of Ing. Dalibor Čenčík

Obr. 1 The Skärholmen tunnel, commencement of tunnelling

the commencement of the work on the Sättra portal took place on 11th January 2016. The mined parts of both tunnels should be finished by the end of 2016.

Subterra a.s. ve sdružení se slovenskou firmou STI v současné době realizuje pro švédského veřejného investora Trafikverket výstavbu přístupových tunelů Skärholmen, které jsou součástí budoucího silničního obchvatu Stockholmu.

Projekt zahrnuje dva samostatné tunely Sättra a Skärholmen (obr. 1), každý z nich má profil cca 80 m² a délku cca 500 m. Tyto tzv. pracovní tunely budou spolu s provizorním nákladovým přístavem na jezeře Mälaren, který je též součástí tohoto projektu, využity pro odtěžení rubaniny při ražbě hlavní tunelové části budoucího obchvatu.

Práce na tunelech probíhají ve vrstevnatých blokovitých rulách s četnými poruchami a z těchto důvodů je pro ražby tunelů použita na severu velmi využívaná technologie „Drill and Blast“. Po navrtání a odpalu čelby a po odtěžení rubaniny se provádí strojní a ruční obtrhání profilu, v případě potřeby se osadí svorníky. S odstupem od čelby se podle zastižené geologické třídy provádí nástřik drátkobetonem tl. 100 mm a také systémové zajištění profilu SN svorníky dl. 4–6 m jako definitivní výztuží. V současné době se dokonce osazují i železobetonová žebra. Součástí ražby je rovněž cementová injektáž předpolí, která je nezbytná pro zajištění stability horninového masivu i pro zamezení průsaku podzemních vod. Čelo výrubu běžně nebývá zajišťováno, dbá se ovšem na maximální míru obtrhání celého profilu, a to i zpětně od čelby k portálu. Tento postup ražby se označuje termínem „skandinávská metoda“.



Obr. 2 První odpal na tunelu Skärholmen

foto | photo courtesy of Ing. Dalibor Čenčík

Obr. 2 The first firing in the Skärholmen tunnel

Práce na hloubených částech obou tunelů Sättra a Skärholmen byly zahájeny již v květnu 2015 a ke konci února 2016 již byly dokončeny. Dne 11. ledna 2016 byl proveden první odpal na portálu tunelu Skärholmen (obr. 2) a rovněž byly zahájeny práce na portálu Sättra. Ražené části obou tunelů by měly být hotovy do konce roku 2016.

Při realizaci přístupových tunelů je využívána řada specializovaných strojů, jako jsou např. nabíjecí vůz pro práci s emulzní trhavinou, injektážní sestava, a pro odtěžení materiálu kolový nakladač Caterpillar 980H a dumpery Bell B25. Pro vrtací práce je využit poslední model Atlas Copco Boomer WE 3, třílafetový stroj, který je plně vybaven programy pro řízené vrtání a také automatické nastavování vrtacích tyčí, což vyžadují místní předpisy. Tímto strojem se provádějí až 24metrové vrty. Pro osazování svorníků definitivní výztuže slouží pracovní plošina Normet Scandinavia, pro stříkaný drátkobeton stroj Meyco Potenza a pro strojní obtrhávání profilu pak Liebherr 924 s výsuvnou kabinou.

Ing. JAN VINTERA, Subterra a.s.

REKONSTRUKCE TUNELU ALTER KAISER WILHELM, COCHEM, NĚMECKO RECONSTRUCTION OF THE ALTER KAISER WILHELM TUNNEL, COCHEM, GERMANY

The Alter Kaiser Wilhelm (AKWT) tunnel is 4205m long. This approximately 140 years old tunnel is located on the Koblenz – Perl railway track between the town of Cochem and the municipality of Ediger-Eller in the Federal Republic Rhineland-Palatinate. It was officially brought into service in August 1879. The rail line was electrified in 1974. With its length of 4205m, the AKWT was the longest railway tunnel in Germany until 1974. The main content of the reconstruction,

which was started by Subterra a.s. in mid-2014, lies in the incorporation of a new water retaining reinforced concrete final lining into the original AKWT lining. To this end, the existing masonry vault will be re-profiled. The new final lining will be 40cm thick as a minimum. The tunnel bottom depth will be enlarged by ca 1.5m; the existing drainage system will be replaced with a new one. Both historic listed portals with stone female eagles will be preserved and subjected

to rehabilitation. The planned completion date for the final lining is, according to the contract programme, September 2016.

Tunel Alter Kaiser Wilhelm (AKWT) má délku 4205 m a leží na železniční trati Koblenz – Perl mezi městem Cochem a obcí Ediger-Eller ve spolkové zemi Porýní-Falc a jeho stáří je přibližně 140 let. Jeho výstavba začala v roce 1874 ze strany portálu Eller, o tři měsíce později ze strany portálu Cochem. Prorážka proběhla v roce 1877, ve stejném roce byla vybudována obezdívka tunelu z kamenného rádkového zdiva. Do provozu byl tunel oficiálně uveden v srpnu 1879 (zprovoznění tratového úseku). V roce 1974 byla trať elektrifikována. Až do roku 1988 byl AKWT se svojí délkou 4205 metrů nejdelším železničním tunelem v Německu.

Hlavní obsah rekonstrukce, kterou zahájila společnost Subterra a.s. v polovině roku 2014, spočívá v zabudování nového definitivního ostění z vodonepropustného železobetonu do původní obezdívky AKWT. Za tímto účelem bude stávající



foto | photo courtesy of Ing. Jan Frantl

Obr. 2 Tunel AKWT, armování definitivního ostění tunelu
Fig. 2 Tunnel AKWT, placement of final tunnel lining reinforcement



foto | photo courtesy of Ing. Jan Frantl

Obr. 1 Tunel AKWT, ošetřovací vozy na betonáži definitivního ostění
Fig. 1 Tunnel AKWT, traveller scaffolds for treating final tunnel lining concrete

zděná klenba plošně reprofilována. Minimální tloušťka nového definitivního ostění je 40 cm. Dno tunelu bude prohloubeno o cca 1,5 m, stávající nefunkční systém odvodnění bude nahrazen novým. Oba historické, památkově chráněné portály s kamennými orlicemi, budou zachovány a bude provedena jejich sanace.

V době psaní příspěvku, tj. ke konci února 2016, probíhá na stavbě v souběhu realizace všech hlavních pracovních operací (obr. 1, 2). Profilační práce jsou provedeny v téměř celém rozsahu tunelu, zbývá dokončit posledních cca 400 m. Ražba spodní klenby je dokončena přibližně ze 75 %, předpoklad dokončení razičských prací je v dubnu 2016. Práce na definitivní obezdívce jsou také v plném proudu, definitivní spodní klenby je realizována z více než 50 %, rozpracovanost definitivní horní klenby je v současné době přibližně 30%. Plánovaný termín dokončení definitivní obezdívky je podle současného smluvního harmonogramu v září 2016.

Ing. JAN VINTERA, Subterra a.s.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

21. ROČNÍK MEZINÁRODNÍHO SEMINÁŘE ZPEVNĚVÁNÍ, TĚSNĚNÍ A KOTVENÍ HORNINOVÉHO MASIVU A STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ 2016 V OSTRAVĚ

21ST ANNUAL INTERNATIONAL SEMINAR ON STRENGTHENING, IMPERMEALISATION AND ANCHORING OF GROUND MASS AND CIVIL ENGINEERING STRUCTURES 2016 OSTRAVA

The 21st annual seminar on *Strengthening, Impermealisation and Anchoring of Ground Mass and Civil Engineering Structures* was held from the 18th to 19th February 2016 in the New Assembly Hall of the VŠB - Technical University of Ostrava. The event has been traditionally held by the Faculty of Civil Engineering of the VŠB - Technical University of Ostrava, jointly with the company of Minova Bohemia s.r.o. This year of the annual seminar was attended by 170 participants, both from the Czech Republic and abroad (Slovakia, Poland, Bulgaria, Sweden). The negotiations of this year's seminar were held under the leadership of professional guarantors Prof. Aldorf, Ing. Kučera and docent Hrubešová, as opposed to previous years, in connection with the check made on deep coal mining in the Czech

Republic, only in one section, which covered both geotechnical and coal mining issues.

V termínu 18.–19. února 2016 se konal v Nové aule VŠB-Technické univerzity v Ostravě 21. ročník semináře *Zpevnění, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí*, který tradičně pořádá Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava společně s firmou Minova Bohemia s.r.o. Letošního ročníku semináře se zúčastnilo 170 zájemců jak z České republiky, tak i ze zahraničí (Slovensko, Polsko, Bulharsko, Švédsko). Účastníky z firem i vysokoškolských a výzkumných pracovišť přivítali v úvodu semináře zástupci organizátorů i zástupce České tunelářské asociace Ing. Prušková, Ph.D. a Českého báňského úřadu Ing. Bc. Hroch. Pod

vedením odborných garantů semináře prof. Aldorfa, Ing. Kučery a doc. Hrubešové probíhalo jednání letošního semináře na rozdíl od předchozích ročníků v souvislosti s útlumem hlubinného hornictví v ČR pouze v jedné sekci, která zahrnovala problematiku jak geotechnickou, tak i hornickou. V předsálí semináře rovněž představili formou technické výstavy svou činnost a produkty firmy Subterra a.s., Strix Chomutov a poprvé v dosavadní historii semináře se širěji představil v oblasti speciálního zakládání, sanací skalních svahů a instalace dynamických bariér koncern Swietelsky, který má zájem uplatnit se na nově připravovaných stavbách v České republice.

V oblasti hornické problematiky účastníky semináře jistě zaujal hned úvodní příspěvek autorů z OKD a. s. přednesený Ing. Mazalem, který na základě prezentovaných praktických příkladů důrazně apeloval na respektování platných projektů a hornických zásad pro ražbu důlních děl s cílem optimalizovat náklady na ražbu a minimalizovat náklady na následné zmáhání díla. Problematikou přechodu přesmykového pásma dobývací metodou chodba-pilíř s využitím kombinace kotvení a injektáže v OKD a. s. se zabýval příspěvek Ing. Dvořáka z firmy Minova Bohemia s.r.o. a kolektivu autorů z firmy OKD a. s. Ing. Kříž z firmy Diamo informoval ve svém příspěvku o využití kotvení při likvidaci jámy Jindřich II ve Zbýšově, přičemž ukázal přínos aplikovaného řešení i z hlediska možnosti kontroly hladiny důlních vod v celé oblasti rosicko-oslavanské uhelné pánve. Porovnáním vlastností a funkčnosti ocelové mřížoviny a nového typu mřížoviny ze skelných vláken pro použití nejen v hornickém stavitelství se zabýval ve svém příspěvku Ing. Polus z polské firmy Novum Servis. Zástupce firmy Geofinal s.r.o. Ing. Rusz informoval v příspěvku, který zpracoval společně s firmou THK-Čechpol s. r. o., o výhodách využití nově vyvinuté hydraulické vrtačky ANDRIBOT pro zjednodušení, zkvalitnění a zrychlení vrtných prací především v důlním prostředí. Vrtačka ANDRIBOT je umístěna na pásovém podvozku, je malá, kompaktní, s nízkou energetickou náročností, vysokou účinností a schopností vrtat všemi směry. Příspěvek autorů Ing. Starzyczneho (Fosil Partner a. s.) a doc. Šňupárka (Ústav geoniky AV ČR, v.v.i.) se zabýval problematikou testování únosnosti svorníků kotvených po celé délce v podmínkách severočeské uhelné pánve. Realizované zkoušky in-situ potvrdily fakt, že nejslabším článkem z hlediska pevnosti ukotvení svorníků je vazba mezi kotevním prvkem a horninovým prostředím. Závislost únosnosti tmelených svorníků na mechanických vlastnostech prostředí dokumentoval na základě prezentovaných výsledků experimentálních laboratorních zkoušek i příspěvek kolektivu autorů z VŠB-TU Ostrava přednesený doc. Vojtasíkem. Kolektiv autorů Ing. Škopík (OKD a. s.) a Ing. Čada, Ph.D. (Minova Bohemia s.r.o.) se ve svém příspěvku věnoval zkušenostem s využíváním technologie dálkových rozvodů injekčních technologií (long distance injection technology) a vývojem této technologie v podmínkách OKD a. s. Matematickým modelováním stability uhelných pilířů při dobývání metodou chodbicování pod závěrnými svahy povrchových hnědohelných dolů v severních Čechách se zabýval příspěvek autorů Ing. Ďuriš, Ph.D. (VŠB-TU Ostrava) a doc. Šňupárek, (Ústav geoniky AV ČR v.v.i.).

Ing. Cigler (Minova Bohemia s.r.o.) přednesl zajímavý příspěvek týkající se problematiky výstavby a utěšňování funkčního fyzikálního modelu těsnících a tlakové zátky realizovaného



Obr. 1 Zahájení konference

Fig. 1 Opening of the conference

v Regionálním podzemním výzkumném centru Josef s využitím polyuretanových pryskyřic CarboPur WF a WFA a pryskyřic Purinjekt. Využitím zavrtávaných tyčí a polyuretanové injektáže při procházení oblasti s výskytem nebezpečné haldoviny zastižené při ražbě kanalizační štol se zabýval příspěvek Ing. Franczyka, Ph.D. a Ing. Fryče (Porr a. s.). Značná část příspěvků se věnovala problematice rekonstrukcí tunelů (Rigelský tunel, Sedlejovický tunel, Harachovský tunel), které přednesli zástupci firem Minova Bohemia s.r.o., AMBERG Engineering Brno, a.s. a Prominecon CZ a.s. Problematikou aplikace kotevních prvků při ražbě nových tunelů Ovčiarско a Višňové na Slovensku se zabýval příspěvek autorů z firmy Uranpres. Teoretičtější charakter měla v oblasti tunelování přednáška Ing. Tuana z ČVUT v Praze, která byla věnována problematice výpočtů poklesových kotlin nad modelovým tunelem. Zástupce firmy Minova Ekochem S.A. z Polska Ing. Wezik informoval o vlastnostech a výhodách využití stříkané izolace Tekflex DS-W pro izolaci tunelů. S možnostmi využití trhačích prací malého rozsahu a zajištění svahů a skalních stěn při rekonstrukci silnice ve složitém horském terénu na Slovensku obeznámil účastníky semináře příspěvek Ing. Svrčiny (Minova Bohemia s.r.o.) a Ing. Kolesára (Orica Slovakia s. r. o.). Zajímavou rekonstrukcí mostu s využitím kotevní organicko-minerální pryskyřice GEOFLEX pro sanaci mostních pilířů uvedl ve svém příspěvku Ing. Grossmann (Minova Bohemia s.r.o.). Na prezentované rekonstrukci poukázal na vhodnost využití této kotevní směsi na předmětné stavbě z důvodu její krátké reakční doby, odolnosti proti rozplavování a velmi dobré přídržnosti i k mokřým povrchům. Při této rekonstrukci mostních pilířů byla pro vyvrtání kotevních otvorů využita diamantová technologie aplikovaná firmou BBC-Šoun s. r. o. Zástupce jmenované firmy seznámil účastníky semináře i s dalšími možnostmi využití diamantové technologie pro jádrové vrtnání i řezání diamantovými pilami na dalších referenčních stavbách. Velmi zajímavý příspěvek týkající se aplikace PUR injektáže hornin v extrémních geologických podmínkách s extrémními přítoky vody na Islandu připravil Ing. Najder ze švédské firmy Najder Engineering.

V rámci konferenčního programu měly tradičně své místo i příspěvky ze zahraničních akademických pracovišť. Příspěvek prof. Hullu a prof. Bednárové (STU Bratislava) se věnoval časovému vývoji účinnosti těsnících prvků v kvartérních zeminách a neovulkanitech. Kolegové z Fakulty stavební Politechniky v Gliwicích pod vedením prof. Bzowky prezentovali své výsledky v oblasti numerického modelování

interakce mezi sloupy tryskové injektáže a okolní zeminou a v oblasti komparace vlastností podloží dopravních staveb získaných s využitím statické desky a lehkého deflektometru. Prof. Gluch z téže univerzity prezentoval výsledky společného výzkumu s firmou Jenmar International v Krakově v oblasti nového typu podpěrných stojek.

Na základě průběhu semináře i ohlasů účastníků proběhl tento seminář úspěšně, zazněla řada zajímavých a podnětných příspěvků a diskusí a organizátoři tedy doufají, že byl seminář

přínosný pro účastníky z řad firem, výzkumných pracovišť a v neposlední řadě i pro účastníky z řad studentů oboru Geotechnika, kteří si mohli nejen rozšířit své praktické znalosti, seznámit se s náplní činnosti jednotlivých firem, ale rovněž navázat kontakty se svými případnými budoucími zaměstnavateli.

*doc. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz, Fakulta stavební,
VŠB-TU Ostrava*

21. ROČNÍK KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 21ST RAILWAY BRIDGES AND TUNNELS ANNUAL CONFERENCE

The 21st Railway Bridges and Tunnels Conference was held in Olšanka hotel in Prague 3 on Thursday the 21st January 2016. The conference is organised every year by SUDOP PRAHA a.s. and Railway Infrastructure Administration, state organisation. Part of the lectures again dedicated to tunnel structures was marked by reconstruction of railway tunnels built in the Czech Republic during the time of the Austro-Hungarian Empire. The reconstruction of such three tunnels, which was realised last year – the Harrachov tunnel on the Liberec – Harrachov railway line, the Riegel tunnel on the Liberec – Černousy rail line and the Sedlejšovice tunnel on the Turnov – Liberec track (see the paper published in this TUNEL issue), was introduced in four contributions. Another contribution brought recent news from the construction of the Ejpvovice tunnels; it can also be found in this issue. Further, options of the use of fibre-reinforced concrete structures were presented with an example of segments for the Ejpvovice tunnel, where both steel and polypropylene fibres were designed. Stress was placed even on the positive effect of polypropylene fibres on the fire resistance of structures. Another interesting contribution remains to be mentioned – it is dedicated to numerical modelling of fires and evacuation of passengers in railway tunnels, which allows for creating a relatively detailed model as early as the design phase.

Ve čtvrtek 21. ledna 2016 se v Kongresovém centru hotelu Olšanka v Praze 3 uskutečnila konference Železniční mosty a tunely, kterou každoročně organizuje SUDOP PRAHA a.s. a Správa železniční dopravní cesty, s. o., jako setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů.

Druhý blok přednášek moderovaný Ing. Michalem Grambličkou byl opět věnován tunelovým stavbám a nesl se ve znamení rekonstrukcí železničních tunelů vybudovaných na našem území ještě za dob Rakouska-Uherska. Ve čtyřech příspěvcích byly prezentovány rekonstrukce tří takových tunelů, které byly realizovány minulý rok. Jednalo se o tunel Harrachovský na trati Liberec – Harrachov, Riegelský na



*Obr. 1 Konference Železniční mosty a tunely
Fig. 1 Railway bridges and tunnels conference*

trati Liberec – Černousy a Sedlejšovický na trati Turnov – Liberec (viz článek v tomto čísle). Pro každý tunel byla navržena trochu jiná technologie šitá na míru zjištěnému technickému stavu tunelu. Celá problematika byla představena z různých pohledů projektanta, zhotovitele i technického dozoru stavby.

Další příspěvek přinesl aktuality z výstavby tunelů Ejpvovice, které lze najít také v tomto čísle. Dále byly prezentovány možnosti použití vláknobetonových konstrukcí s příkladem segmentů tunelu Ejpvovice, kde byla navržena jak ocelová, tak polypropylenová vlákna. Byl zdůrazněn i pozitivní vliv polypropylenových vláken na požární odolnost konstrukcí. Zbývá zmínit ještě zajímavý příspěvek věnovaný numerickému modelování požárů a evakuace cestujících v železničních tunelech, které umožňuje vytvořit poměrně podrobný model již v projekční fázi.

*Ing. JAN KOREJČÍK, Jan.Korejcik@mottmac.com,
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.*

ČINNOST MEZINÁRODNÍHO VÝBORU „ROAD TUNNEL OPERATION“ (2012–2015) ACTIVITIES OF THE INTERNATIONAL COMMITTEE ON ROAD TUNNELS (2012–2015)

The international road organisation PIARC deals, in compliance with an agreement with the ITA-AITES, with all issues associated with the equipment and operation of tunnels. Its „Road Tunnel Operation“ committee, with world's leading experts working in it, has produced nume-

rous documents since 1957. The knowledge contained in them has been adopted to greater or lesser extent into Czech technical regulations (technical specifications TP98, TP154, TP229). The PIARC works in four-year cycles. The last of them was concluded by the 25th World

Road Congress Seoul in October 2015. The „Road Tunnel Operation“ committee was divided into the following Working Groups: WG1 – Sustainable road tunnel operations, WG2 – Integrated road tunnel safety, WG3 – Influencing user behaviour in tunnels, WG4 – Fire safety, WG5 – Underground road networks and WG6 – Knowledge sharing on tunnel operations and safety. The main output of each WG is a document, which is always finished before the congress is held.

Mezinárodní silniční organizace PIARC se zabývá, podle dohody s ITA/AITES, všemi otázkami souvisejícími s vybavováním a provozováním tunelů. Její výbor „Road Tunnel Operation“, ve kterém pracují špičkoví světoví odborníci, vyprodukoval od roku 1957 řadu dokumentů. Poznatky z nich byly, ve větší či menší míře, přejímány do našich technických předpisů (TP98, TP154, TP229).

PIARC pracuje ve čtyřletých cyklech, z nichž poslední byl ukončen XXV. kongresem v Soulu v říjnu minulého roku. Výbor „Road Tunnel Operation“ byl rozdělen do následujících pracovních skupin:

- WG1 – Sustainable road tunnel operations
- WG2 – Integrated road tunnel safety
- WG3 – Influencing user behaviour in tunnels
- WG4 – Fire safety
- WG5 – Underground road networks
- WG6 – Knowledge sharing on tunnel operations and safety

Hlavním výstupem každé WG je dokument, který je dokončen vždy do doby konání kongresu. Dokument pracovní skupiny WG1 pod vedením J. C. Martina z Francie „SUSTAINABLE ROAD TUNNEL OPERATION – RECOMMENDATIONS FOR SUSTAINABLE ROAD TUNNEL OPERATION“ mající 58 stran poskytuje pohled na tunely z hlediska „udržitelného rozvoje“. Tunely jsou komplexní díla, mají vliv na životní prostředí, typická je dlouhá životnost, a proto je otázka „sustainability“ zcela relevantní. Výzkum ukázal, že některé země mají předpisy pro hodnocení tohoto fenoménu, které již přinesly konkrétní výsledky, ale většina zemí se touto otázkou dosud nezabývala. Cílem dokumentu bylo udělat analýzu současné praxe se zřetelem na koncept udržitelnosti v různých stadiích doby života tunelu (návrh, výstavba, provoz). Výstupy byly získány díky dotazníkům rozeslaným členským zemím.

Pracovní skupina WG2 pod vedením B. Kohla, která v minulém cyklu položila základ reálné analýzy rizik, se v tomto cyklu zaměřila na zpětnou vazbu a zkušenosti s bezpečností v tunelech. Výsledkem je technická zpráva „EXPERIENCE WITH SIGNIFICANT INCIDENTS IN ROAD TUNNELS“. Dokument o 158 stranách představuje návod, jak a proč je nezbytné sbírat a vyhodnocovat data související s mimořádnými událostmi. Důležité je také přesně určit, jaká data se budou sbírat a kdo je za to zodpovědný. Aby byla motivace pro sběr dat, je nutné je pečlivě vyhodnocovat a na tomto základě zlepšovat dosavadní bezpečnostní procedury. Ukázalo se, že bez relevantních dat je obtížné dělat věrohodnou analýzu rizik. V dokumentu jsou i statistické údaje z České republiky získané z celostátního databázového systému pro záznam mimořádných událostí AZMUT.

Skupina WG3 řešila prostředky pro komunikaci s uživatelem tunelu v řádných i mimořádných situacích. Speciálně v případě požáru jsou veškeré informace urychlující evakuační proces, byť o pár minut, zásadně důležité pro záchranu osob. Dokument „IMPROVEMENT OF SAFETY IN ROAD TUNNELS THROUGH REAL TIME COMMUNICATION WITH USERS“ popisuje chování lidí v kritických situacích a uvádí příklady mnohdy velmi iracionálního chování daného panikou, která vzniká při mimořádné situaci v tunelu. V hlavní kapitole jsou popisována jednotlivá zařízení, od světelných signálů, přes proměnné značky, zvukové systémy až k nejmodernějším systémům vestavěným ve vozidle. Každé zařízení je technicky popsáno v jednotné struktuře: k čemu je určeno a jaký je očekávaný efekt jeho využití v mimořádných situacích typu kongesce, nehoda, ..., požár.

Poměrně větší diskuse probíhaly k dokumentu „FIXED FIRE FIGHTING SYSTEMS IN ROAD TUNNELS: CURRENT PRACTICES AND RECOMMENDATIONS“ zpracovaném pod vedením L. Fieldinga. V úvodu se píše, že se o Fixed Fire Fighting Systems (FFFS), rutinně používaný v zemích jako je Japonsko nebo Austrálie desítky let, začínají zajímat i některé země z Evropy a Ameriky. Dokument se velmi detailně zabývá FFFS z hlediska legislativy, životnosti zařízení nebo často diskutabilním poměrem mezi cenou a přínosy. Autoři konstatují, že se nejedná o návody, ale jakéhosi průvodce po dané problematice.

Skupina WG5 „Underground road networks“ si dala nesnadný úkol – identifikovat a analyzovat komplexní podzemní silniční struktury, včetně multimodálních podzemních prostor, z hlediska jejich provozu a bezpečnosti. Jako multimodální se berou tunely, kde vozidla sdílejí prostor s chodci, veřejnou dopravou, nebo jsou součástí dopravního prostoru i parkoviště. V tomto cyklu se skupina soustředila na získání databáze, kterou podrobila důkladné analýze v dokumentu „COMPLEX UNDERGROUND ROAD NETWORKS, Part A – CASE STUDIES“. Mezi popisy 27 podzemních struktur ze 17 zemí je zařazen i tunelový komplex Blanka.

Skupina WG6 se snaží šířit a harmonizovat znalosti o tunelech zvláště pro země s tzv. přechodovou ekonomikou. Skupina je vedená bývalým prezidentem výboru P. Schmitzem, jehož zásluhou je, že existuje manuál o tunelech, který provádí čtenáře technologickým vybavením tunelu, ale řeší i analýzu rizik či chování uživatelů a operátorů, <http://tunnelsmanual.piarc.org>. Kromě toho, že je celý manuál přeložen do češtiny, je výjimečný v tom, že odkazuje v hyperlinkových odkazech na originální kapitoly z PIARC dokumentů, které by bylo nutné si jinak zakoupit.

Další cyklus práce začíná tradičně v Paříži třídní schůzkou výboru D.5 „Road Tunnel Operation“ konanou ve dnech 8.–10. března tohoto roku, do kterého je jako řádný člen za Českou republiku nominován prof. Pavel Příbyl. Zde budou diskutována témata, kterými se bude výbor zabývat následující čtyři roky. O výsledcích budou čtenáři časopisu informováni.

*prof. Ing. PAVEL PŘIBYL, CSc.,
pribypav@fd.cvut.cz,
Fakulta dopravní ČVUT v Praze*

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICCE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

MODERNIZACE TRATI ROKYCANY – PLZEŇ

Postup ražeb přestavitelného tunelovacího stroje Viktorie (konvertibilní tunelovací stroj pro slabé a pevné horniny) dospěl do průzkumem očekávaného prostředí tvrdých skalních hornin spilitů. Z těchto důvodů byly v únoru v předem vytipovaném místě ražby přerušeny, aby mohlo být provedeno přestrojení tunelovacího stroje z režimu zeminového štítu, kdy je řeznou hlavou rozpojená hornina transportována do prostředí odtěžovací komory a z ní je odebírána šnekovým dopravníkem, do režimu skalního, v němž je rozpojená hornina pomocí tzv. skluzů na vnitřní straně řezné hlavy přenášena přímo na pásový dopravník. Po provedení přestrojení a opětovném zahájení ražeb na počátku března tak zbývalo do prorážky z více než 4000 m dlouhého jižního jednokolejného tunelu cca 900 metrů. Souběžně s probíhající ražbou jsou také v plném proudu práce na výjezdovém portálu, kde bude nutné tunelovací stroj po prorážce částečně rozebrat a po dílech přestěhovat zpět na portál vjezdový, kde bude po jeho opětovné montáži znovu zahájena ražba tentokrát severního jednokolejného tunelu.

DÁLNIČE D8 – 0805 LOVOSICE – ŘEHLOVICE

Po dlouhém čekání můžeme konečně oznámit, že konec letošního roku je novým termínem zprovoznění stavby dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice. Po několika letech bude v České republice uvedena do provozu další velká dálniční liniová stavba celkové délky 16,412 km. Součástí stavby jsou tři mimoúrovňové křižovatky (MÚK Lovosice, MÚK Bílinka a MÚK Řehlovice), dva tunely (Prackovice délky 270 m a Radejčín délky 620 m) a 28 mostních objektů. Celkový počet stavebních objektů je 390.

Výstavba dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice byla sice již zahájena na podzim roku 2007, ale stavbu bohužel provázely neustálé problémy, z nichž těmi zásadními byly:

- Systematicky podávané žaloby Děti Země – Klub za udržitelnou dopravu a Společností přátel životního prostředí proti vydání stavebních povolení. Správní řízení byla velice složitá a žalující strany využívaly maximální lhůty pro vyřízení. Z těchto důvodů se správní řízení protahovala a vydávání stavebních povolení oddalovala se všemi svými negativními vlivy na realizaci stavby.
- Zasažení tělesa dálnice masivním sesuvem půdy v červnu 2013, který byl jedním z nejrozsáhlejších sesuvů v ČR. Proudový sesuv o šířce cca 200 m a délce po svahu cca 500 m strhl část zařízení lomu Dobkovičky, přerušil část železniční tratě a vyplnil budovaný zářez pro dálnici. Do pohybu se dalo cca 500 000 m³ zeminy.

Přes všechny tyto potíže byla v květnu 2012 část dálnice délky 3,8 km v úseku Lovosice – Bílinka již předána řidičům k užívání. Mnohé významné objekty jako mosty Opárno a Dobkovičky jsou již stavebně dokončeny stejně jako tunely Prackovice a Radejčín včetně jejich podkladních vrstev a cementobetonového vozovkového krytu. V tunelech tak zbývá dokončit pouze odvodnění, požární vodovod a technologické vybavení.

THE CZECH REPUBLIC

MODERNISATION OF ROKYCANY – PLZEŇ RAILWAY TRACK SECTION

The excavation advance of the Viktorie convertible tunnel boring machine (a convertible tunnel boring machine for weak and hard ground) has arrived in the environment formed by hard rock, spilitite, as expected by the survey. For these reasons the excavation work was suspended in the in advance tipped location in February to allow for converting the tunnel boring machine from the earth pressure balance mode, where the ground disintegrated by the cutterhead is transported to the extraction chamber to be removed by a screw conveyor, into the hard rock mode, where the disintegrated rock is carried by means of the so-called "chutes" on the inner side of the cutterhead directly on a belt conveyor. After the completion of the conversion and restarting the excavation at the beginning of March, ca 900m remained up to the breakthrough of the 4000m long southern single-track tunnel. The work on the exit portal, where the TBM will have to be partially dismantled after the breakthrough, is in full swing simultaneously with the continuing tunnel excavation. The TBM will be moved in parts back to the entrance portal, where the tunnelling operations will be restarted after the repeated assembly, this time driving the northern single-track tunnel.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE – ŘEHLOVICE

After a long waiting time, we can finally announce that the end of the year 2016 is the new deadline for bringing the D8 motorway construction lot 0805 Lovosice – Řehlovice into service. After several years, another large linear motorway project with the total length of 16.412km will be inaugurated in the Czech Republic. Parts of the project are three grade-separated intersections (GSI Lovosice, GSI Bílinka and GSI Řehlovice), two tunnels (270m long Prackovice tunnel and 620m long Radejčín tunnel) and 28 bridge structures. The total number of civil engineering structures amounts to 390.

Although the work on the D8 motorway construction lot 0805 Lovosice – Řehlovice commenced in autumn 2007, it was permanently attended by problems; the following problems were critical:

- Systematically brought actions by Děti země (Children of the Earth) – the Club for sustainable transport and the Society of friends of environment against the issuance of the construction permit. The administrative proceedings were very complicated and the complaining parties used maximum deadlines for resolving complaints. For these reasons the administrative proceedings drew out and the issuance of construction permits was delayed with all negative impacts on the project implementation.
- Hitting the motorway embankment by a massive landslide in June 2013. It was one of largest landslides in the Czech Republic. The ca 200m wide flow-type slide ca 500m long down the slope tore down a part of the Dobkovičky quarry equipment, interrupted a part of

Na povrchové části trasy je ještě nutné provést odstranění sesuvu, stabilizovat oblast v okolí sesuvu, zhotovit problematický zářez Řehlovice, dokončit rozestavěné mostní objekty a mimoúrovňovou křižovatku Řehlovice.

*Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA TUNELY POĽANA A SVRČINOVEC

Na stavbe úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité súčasťou stavby sú aj tunely Poľana (890 m) a Svrčinovec (445 m), ktoré sa realizujú ako jednorúrovňové s obojsmernou prevádzkou a samostatnou únikovou štôľňou.

Tunel Poľana je 898 m dlhý jednorúrovňový tunel na diaľničnom úseku D3 Svrčinovec – Skalité, s razením sa začalo 31. 7. 2014 a razilo sa od oboch portálov. Tunel bol slávnostne pre-razený 7. 9. 2015. V súčasnosti sa realizuje sekundárne ostenie tunela. Ku dňu 14. 3. 2016 sú zabetónované všetky bloky spodnej klenby a 49 zo 71 blokov hornej klenby, čo predstavuje 69 %. Predpoklad ukončenia prác na sekundárnom ostení je apríl 2016. Celkové predpokladané množstvo betónovej zmesi do hornej klenby je cca 8,5 tis. m³ a ku sledovanému dátumu je zabetónovaných cca 5,9 tis. m³. Momentálne sa pripravuje forma na betonáž hornej klenby prvého núdzového zálivu, prebieha kladenie štrbinových žľabov a obrubníkov a pripravuje sa polozenie podkladových vrstiev vozovky. Od 4. 3. 2016 sa začalo s montážou debnenia hĺbenej časti zo ZP. Začiatok betonáže hĺbenej časti je naplánovaný na 22. 3. 2016. Zároveň prebieha montáž technologického zariadenia tunela. Súčasťou projektu je aj úniková štôľňa, v ktorej je v súčasnosti zrealizované definitívne ostenie zo striekaného betónu s prídavkom polypropylénových makrovlákien.

Tunel Svrčinovec je jednorúrovňový tunel situovaný na začiatku diaľničného úseku D3 Svrčinovec – Skalité tesne za križovatkou Svrčinovec. S razením sa začalo 30. 10. 2014 a razilo sa zo západného portálu. Tunel bol slávnostne pre-razený 23. 6. 2015. V súčasnosti je už kompletne zrealizované aj sekundárne ostenie tunela. Momentálne sa realizuje montáž technologických zariadení a kanalizácia odvodnenie tunela. Výstavbu úseku zabezpečuje združenie štyroch spoločností: Váhostav – SK, a. s., Doprastav, a. s., Strabag, a. s., a Metrostav SK, a. s.



Obr. 1 Tunel Poľana – betonársky vozík
Fig. 1 Poľana tunnel – concrete casting carriage

a railway track and filled the motorway cutting under construction. About 500,000m³ of soil set into motion.

Despite all these problems, the 3.8km long part of the motorway in the Lovosice – Břilinka section was brought into services for drivers in May 2012. Many important structures, such as the Opárno and Dobkovičky bridges, have already been completed, as well as the Prackovice and Dobkovičky tunnels including the road sub-bases and roadway concrete covers. Only the drainage, the fire main and the tunnel equipment therefore remain to be finished in the tunnels.

In the at-grade part of the motorway route it is still necessary to remove the landslide, stabilise the landslide surroundings, carry out the problematic Řehlovice cutting, finish the bridge structures under construction and the Řehlovice grade-separated intersection.

*Ing. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
Metrostav a.s.*

THE SLOVAK REPUBLIC POĽANA AND SVRČINOVEC TUNNELS

Regarding the construction of the Svrčinovec – Skalité section of the D3 motorway, parts of the project are even the Poľana tunnel (890m) and the Svrčinovec tunnel (445m). They are realised as single-tube structures carrying bidirectional traffic with separate escape galleries.

The Poľana tunnel is a 898m long single-tube tunnel on the Svrčinovec – Skalité section of the D3 motorway. Tunnelling operations commenced from both portals on 31/07/2014. The tunnel breakthrough was celebrated on 07/09/2015. The secondary lining is currently under construction. As of 14/03/2016, the casting of all concrete blocks of the invert and 49 of 711 blocks of the vault, i. e. 69%, has been finished. The completion of the work on the secondary lining is expected in April 2016. The total assumed volume of concrete mixture for the upper vault amounts to ca 8.5 thousand m³ and the casting of 5.9 thousand m³ of concrete was finished till the date being observed. Momentarily the formwork for the casting of the concrete upper vault of the first emergency stopping lay-by is being prepared, slotted drainage troughs and kerbs are being placed and laying of road base layers is under preparation. The assembly of the formwork for the cut-and-cover part started from the western portal on 04/03/2016. The beginning of the casting of concrete in the cut-and-cover section is planned for 22/03/2016. The assembly of the tunnel equipment is proceeding simultaneously. An escape gallery is also a part of the project. Till now the final lining has been finished in the gallery, using shotcrete with the addition of polypropylene macro-fibres. The Svrčinovec tunnel is a single-tube tunnel located at the beginning of the Svrčinovec – Skalité section of the D3 motorway, just behind the Svrčinovec intersection. The tunnel excavation started from the western portal on 30/10/2014. The tunnel breakthrough was celebrated on 23/06/2015. Currently, the tunnel secondary lining has already been completed. At the moment, the work on the installation of tunnel equipment, sewerage and tunnel drainage is underway. The construction of the section is provided by a consortium consisting of four companies: Váhostav – SK, a. s., Doprastav, a. s., Strabag, a. s., and Metrostav SK, a. s.

TUNELY OVČIARSKO A ŽILINA

Na úseku D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka s dĺžkou 13,2 km sa nachádzajú dva diaľničné dvojrúrové tunely: Ovčiarsko a Žilina.

Tunel Ovčiarsko s dĺžkou 2367 m sa začal raziť 12. 9. 2014. Ku dňu 14. 3. 2016 je vyrazených na STR zo západného portálu 1638,18 m a z východného portálu 537,90 m, spolu to je 2176,08 m, čo predstavuje 95 % z razenej časti STR dĺžky 2300 m. K tomuto dátumu je na JTR vyrazených zo západného portálu 1584,10 m a z východného portálu 162,05 m, spolu to je 1746,15 m, čo predstavuje 75 % z razenej časti JTR dĺžky 2320 m. Priemerný denný razičský výkon na každej tunelovej rúre (ZP+VP) je približne 5 m/deň. V súčasnosti je pripravená forma na betonáž sekundárneho ostenia a vykonávajú sa ďalšie prípravné práce na realizáciu sekundárneho ostenia.

Na kratšom z tunelov – Žilina dĺžky 687 m – sa začalo s raziacimi prácami 5. 11. 2014 na západnom portáli. Tunel Žilina je 687 m dlhý dvojrúrový tunel budovaný v rámci stavby D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka. S jeho razením sa začalo 5. 11. 2014. K dátumu 14. 3. 2016 je vyrazených na STR zo západného portálu 142,29 m a z východného portálu 39,99 m, spolu to je 182,28 m, čo predstavuje 27 % razenej časti STR dĺžky 685,5 m. K dátumu 14. 3. 2016 je na JTR vyrazených zo západného portálu 188,21 m a z východného portálu 135,54 m, spolu to je 323,75 m, čo predstavuje 49 % z razenej časti JTR dĺžky 657 m. Priemerný denný razičský výkon na každej tunelovej rúre (ZP+VP) je približne 2 m/deň. Z východného portálu sa v súčasnosti razi vo VT 7. Zo západného portálu momentálne prebiehajú stabilizačné práce nadložia tunela, keďže sa momentálne razi z geologického hľadiska v najhoršej 8. výrubovej triede pod ochranou mikropilótového dáždnika. Stavbu realizuje združenie Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. a Metrostav SK, a. s.

TUNEL ČEBRAŤ

Súčasťou diaľničného úseku D1 Hubová – Ivachnová je dvojrúrový tunel Čebrať (1994 m). V uplynulých mesiacoch boli diagnostikované rozsiahle problémy so stabilitou územia na západnom portáli tunela Čebrať a nadväzujúcom úseku diaľnice, ktoré si pravdepodobne vyžadujú rozsiahle zmeny v technickom riešení. Z tohto dôvodu sú v súčasnosti práce



Obr. 2 Tunel Ovčiarsko – forma na sekundárne ostenie STR
Fig. 2 Ovčiarsko tunnel – secondary lining formwork of NTT

OVČIARSKO AND ŽILINA TUNNELS

There are two tunnels in the Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section of the D1 motorway with the aggregate length of 13.2km: the Ovčiarsko and the Žilina.

The excavation of the 2367m long Ovčiarsko tunnel commenced on 12/09/2014. As of 14/03/2016, the excavation of 1638.18m has been finished from the western portal and 537.90m from the eastern portal of the NTT, in total 2176.08m, which represent 95% of the 2300m long mined part of the NTT. As of the same date, the excavation of 1584.10m has been finished from the western portal and 162.05m from the eastern portal of the STT, in total 1746.15m, which represent 75% of the 2320m long mined part of the STT. The average daily advance rate on each tunnel tube (WP + EP) amounts approximately to 5m per day. Currently the formwork for casting the concrete secondary lining is finished and other work on the preparation for the realisation of the secondary lining is underway.

In the shorter of the two tunnels – the 687m long Žilina, tunnelling operations started at the western portal on 05/11/2014. The Žilina tunnel is a 687m long double-tube tunnel, which is constructed within the framework of the project for the Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section of the D1 motorway. The tunnel excavation started on 05/11/2014. As of 14/03/2016, the excavation of 142.29m has been finished from the western portal and 39.99m from the eastern portal of the NTT, in total 182.28m, which represent 27% of the 685.5m long mined part of the NTT. As of 14/03/2016, the excavation of 188.21m has been finished from the western portal and 135.54m from the eastern portal of the STT, in total 323.75m, which represent 49% of the 657m long mined part of the STT. The average daily advance rate on each tunnel tube (WP + EP) amounts approximately to 2m per day. The excavation from the eastern portal currently passes through excavation support class VT7. From the western portal, the tunnel overhead is currently being stabilised because of the fact that the excavation currently passes through the excavation support class 8, which is the worst class from the geological point of view, under the protection of canopy tube pre-support. The construction contractor is a consortium consisting of Doprastav, a. s., Váhostav – SK, a. s., Strabag, a. s. and Metrostav SK, a. s.

ČEBRAŤ TUNNEL

Part of the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway is the Čebrať double-tube tunnel (1994m). Extensive problems regarding the stability of the area at the western portal of the Čebrať tunnel and the following motorway section were diagnosed in recent months. They will probably require extensive changes in the technical solution. For that reason the tunnelling operations on this tunnel have been suspended. The excavation was realised only from the eastern portal and ca 8% of the tunnel length excavation have been finished till now. The construction contractor is a consortium formed by OHL ŽS, a. s., and Váhostav – SK, a. s.

POVAŽSKÝ CHLMEC TUNNEL

Part of the D3 motorway section forming the south-western bypass of the town of Žilina (Žilina Strážov – Žilina Brodno) is even the 2250m long Považský Chlmec double-tube motorway tunnel.

na tomto tuneli pozastavené. Razenie sa realizovalo len z východného portálu a v súčasnosti je vyrazených cca 8 % z dĺžky tunela. Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností OHL ŽS, a. s., a Váhostav – SK, a. s.

TUNEL POVAŽSKÝ CHLMEC

Súčasťou diaľničného úseku D3, ktorý tvorí juhozápadný obchvat mesta Žilina (Žilina Strážov – Žilina Brodno) je aj dvojrúrový diaľničný tunel Považský Chlmec (2250 m).

Tunel je realizovaný podľa zásad NRTM. Po slávnostnej prerážke JTR dňa 28. 1. 2016 prebieha razenie stupňa v JTR v úseku medzi stredovou jamou a východným portálom, zároveň prebieha razenie kaloty v STR. K dátumu 29. 2. 2016 sa čelba nachádzala v tunelovom staničení 1964 m, kde bolo razenie zastavené a pokračovalo razenie stupňa, ktoré je k 15. 3. 2016 v tunelovom staničení 1668. Druhá čelba sa nachádza pri priečnom prepojení č. 8 a postupuje k východnému portálu. K 15. 3. 2016 sa čelba nachádzala v tunelovom staničení 2116. Zároveň sa pripravuje aj protirážba severnej tunelovej rúry tak, aby sa urýchlilo dosiahnutie prerazenia tunela a ukončil sa súbeh raziaciach a betonárskych prác. V súčasnosti sa realizuje profilácia primárneho ostenia, osadenie hydroizolačnej fólie, príprava betonáže základových pásov a betonáž definitívneho ostenia.

K 15. 3. 2016 bolo realizovaných 23 blokov sekundárneho ostenia v dĺžke 12,5 m tak v južnej, ako aj v severnej tunelovej rúre. Súčasťou tohto úseku je aj prejazdne priečne prepojenie č. 1. Po vyhodnotení výsledkov geotechnického monitoringu bude v JTR 1325 m nevystuženého definitívneho ostenia z celkovej dĺžky 2120,5 m, čo predstavuje 62 %. V STR, kde nebolo zatiaľ ukončené razenie, je minimálne predpokladaná dĺžka nevystuženého definitívneho ostenia 1200 m.

Zhotoviteľom stavby je združenie Eurovia a. s., HOCHTIEF CZ a. s. a Stavby mostov Slovakia, a. s.

TUNEL VIŠŇOVÉ

Razenie tunela Višňové (7500 m), ktorý je súčasťou úseku D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, začalo v apríli 2015.

V súčasnosti prebieha razenie od oboch portálov. K 28. 2. 2016 je od západného portálu vyrazených 678 m severnej tunelovej rúry a 473 m južnej tunelovej rúry. Od východného portálu je vyrazených 527 m severnej tunelovej rúry a 368 m južnej tunelovej rúry. Celkovo je teda na konci februára 2016 vyrazených 2046 m, čo predstavuje takmer 13,64 % z celkovej dĺžky razených tunelových rúr. Okrem razenia tunelových rúr sa od oboch portálov razia aj priportálové úseky odvodňovacej štólne, ktorá po dokončení bude slúžiť ako hlavný zberač horninovej vody.

Metóda razenia je plnoprofilové razenie podľa systému ADECO – RS, ktorý je na Slovensku použitý prvýkrát. Z celkovej v súčasnosti vyrazenej dĺžky 2046 m je metódou ADECO realizovaných 1508 m.

Zhotoviteľom diaľničného úseku je združenie firiem Salini Impregilo S.p.A a Dúha, a. s.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
Ing. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@hochtief.cz*

The tunnel is constructed according to the NATM principles. After the STT breakthrough celebration held on 28/01/2016, the excavation of bench proceeds in the STT in the section between the middle-point construction pit and the eastern portal. The top heading excavation proceeds simultaneously in the NTT. As of 29/02/2016, the excavation face is at the tunnel chainage of 1964m, where the excavation was stopped and the excavation of the bench continued. It is, as of 15/03/2016, at the tunnel chainage m 1668. The other excavation face is located at cross passage No. 8 and proceeds toward the eastern portal. As of 15/03/2016, the excavation face is at tunnel chainage m 2116. At the same time, the counter-heading of the northern tunnel tube is under preparation with the aim of accelerating the tunnel breakthrough and ending the concurrent tunnel excavation operations and concrete casting operations. The profiling of the primary lining, installation of the waterproofing membrane, preparation of casting of the concrete footings and casting of the concrete final lining are currently underway.

As of 15/03/2016, 23 of 12.5m long blocks of the secondary lining have been completed in both the southern and northern tunnel tubes. Part of this section is even vehicular cross passage No. 1. After the assessment of the results of geotechnical monitoring, 1325m of unreinforced concrete final lining of the total length of 2120.5m (62%) will be in the STT. In the NTT, where the excavation has not been finished yet, the minimum assumed length of the unreinforced concrete lining amounts to 1200m.

The construction contractor is a consortium formed by Eurovia a. s., HOCHTIEF CZ a. s. and Stavby mostov Slovakia, a. s.

VIŠŇOVÉ TUNNEL

The excavation of the Višňové tunnel (7500m), which is part of the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section of the D1 motorway, started in April 2015.

Tunnelling operations are currently proceeding from both portals. As of 28/02/2016, 678m of the northern tunnel tube and 473m of the southern tunnel tube excavation have been completed from the western portal. From the eastern portal, 527m of the northern tunnel tube excavation and 368m of the southern tunnel tube excavation have been finished. This means that 2046m of the excavation were finished till the end of February 2016, representing nearly 13.64% of the total length of the mined tunnel tubes. Apart from driving tunnel tubes, portal sections of the drainage gallery are being driven from both portals. After the completion, the gallery will serve as the main groundwater collector.

Full-face driving of the tunnel according to the ADECO – RS system applied to the excavation is a method which is used in Slovakia for the first time. Of the till now excavated length of 2046m, 1508m were realised using the ADECO method.

The construction contractor for this motorway section is a consortium formed by Salini Impregilo S.p.A and Dúha, a. s.

*Ing. MILAN MAJERČÍK, milan.majercik@ndsas.sk,
Ing. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@hochtief.cz*

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

POHLEDNICE S RAKOUSKÝMI TUNELY PICTURE POSTCARDS WITH AUSTRIAN TUNNELS

Austria is, together with Switzerland and other European Alpine countries, a “cradle” of modern tunnelling. Many picture postcards depicting tunnels in the Alpine region have already been introduced in the TUNEL journal issues No. 4/2014 and 1/2016. A significant number of them were located just in Austria. This contribution is a continuation with the presentation dedicated only to Austrian tunnels. Five of the presented structures are railway tunnels and three are road tunnels.

Rakousko je spolu se Švýcarskem a dalšími evropskými alpskými zeměmi „kolébkou“ moderního tunelářství. V číslech 4/2014 a 1/2016 časopisu TUNEL už byla představena řada pohlednic zobrazujících tunely v regionu Alp. Významné množství z nich se nacházelo právě v Rakousku. V tomto příspěvku je na to navázáno, s tím, že je věnován pouze pohlednicím s rakouskými tunely. Pět z prezentovaných objektů náleží železnici a tři jsou silniční.

1. SEMMERING – MALÝ KRAUSEL TUNEL

Historie dráhy přes Semmering byla připomenuta již v [1] a [2]. Ve [2] se také hovoří, v souvislosti se stejnojmenným tunelem, o vyhlášené skalní stěně Polleroswand. V jejich bezprostřední blízkosti se, na železniční trati Wien Südbahnhof – Spielfeld-Straß, nachází rovněž dvoukolejný a elektrifikovaný Krausel tunel s adjektivem Malý, dlouhý jen 13,82 m (obr. 1). [2, 3]

2. ŽELEZNIČNÍ TUNEL ARLBERG

Železniční tunel Arlberg se nachází na trati Innsbruck Hbf – Lindau (D). Doprava na původní trase byla zahájena 20. 9. 1884, když od roku 1925 je trať elektrifikovaná.



Obr. 1 Dráha přes Semmering. Krausel tunel a Polleroswand. Akvarel od Hanse Petera Pawlika. © Verlag Fasch Zeile 3 A 2640 Gloggnütz Nr. 2680/11. Okolo 1980? [sbírka autorů]

Na pohlednici vyjíždí osobní vlak tažený parní lokomotivou z východního portálu Malého Krausel tunelu. V pozadí vlevo je stěna Polleroswand s rovněž východním portálem tunelu Polleroswand, dlouhého 337 m.

Fig. 1 Railway line over Semmering. The Crausel and Polleroswand tunnels. A watercolour by Hans Peter Pawlik. © Verlag Fasch Zeile 3 A 2640 Gloggnütz Nr. 2680/11. Around 1980? [authors' collection]

In the picture, a passenger train pulled by a steam locomotive is emerging from the eastern portal of the small Krausel tunnel. The Polleroswand wall also with the eastern portal of the 337m long Polleroswand tunnel is seen left in the background.

Tunel, dřívější délky 10 249,9 m, se nachází prakticky uprostřed trasy Arlberské dráhy, a to mezi stanicemi Anton am Arlberg (obr. 2) a Lagen am Arlberg. Jeho stavba byla zahájena 20. 6. 1880 na východní straně, na straně západní potom o čtyři dny později. Prorážka připadla na 19. 11. 1883 a práce byly dokončeny 14. 5. 1884. Tunel byl připsán císaři Františku Josefovi I., snad i proto, že v roce 1881 navštívil staveniště tunelu dokonce osobně až v hloubce hory 1190 m.

Náklady na Arlberský tunel dosáhly ve své době mimořádné výše 38 165 282 Korun rakouské měny. Tato částka je velmi ilustrativní při srovnání s výdaji na celou dráhu 41 299 920 K.

Mezi lety 2004–2010 byla provedena generální oprava s vybudováním moderních únikových cest. Po rekonstrukci se délka tunelu zvýšila na 10 648 m. [4]

3. ŽELEZNICE MARIAZELL – ÚDOLÍ PIELACHTAL

Mariazellerbahn a její tunely byly souhrnně zmíněny již ve [2]. Jednou z turisticky atraktivních oblastí přístupnou touto železnicí je údolí Pielachtal. Nacházejí se v něm celkem tři drážní tunely – Weißenburg (dl. 98,37 m), Schönau (dl. 61,45 m) a na obr. 3 zobrazený a současně i nejkratší z nich Natters (dl. jen 29,65 m). [3, 5]

4. DONAUUFERBAHN (WACHAU) – TUNEL ČERTOVA STĚNA

Dunajská železnice (Donauuferbahn) vede od Sankt Valentin do Krems. Její pojmenování je odvozeno z toho, že většina její délky sleduje tok Dunaje. Původním základem byla Dráha císařovny Alžběty otevřená v roce 1858. Další úseky k ní byly postupně připojovány v letech 1872 až 1956. Trať není zcela elektrifikovaná a její části jsou často ohrožovány sesuvy a skalním řícením. Celkem se na ní nachází osmnáct tunelů,



Obr. 2 St. Anton A/A. G. Schubert, Fotograf, St. Anton a. Arlberg 5997. Okolo 1930–1935? [sbírka autorů]

Bývalý východní portál Arlberského tunelu se starým nádražičkem St. Anton. Na portálové římsě tunelu je patrná dedikace císaři Františku Josefovi I., stejně jako zřetelná stopa po kouřových plynech z parní trakce provozované na této trati celých 40 let.

Fig. 2 St. Anton A/A. G. Schubert, Fotograf, St. Anton a. Arlberg 5997. Around 1930-1935?

The former eastern portal of the Arlberg tunnel with the old St. Anton little railway station. Dedication to the Emperor Franz Joseph I can be seen on the portal cornice, as well as the visible trace of smoke gases from the steam traction operated on this railway track for 40 years.



Obr. 3 Železnici Mariazellbahn za krásou. Údolí Pielachtal. Výletní romantiku na železnici Mariazellbahn nabízí 8 obcí v údolí Pielachtal. Ober-Grafendorf, Weiburg, Grünau, Rabenstein, Kirchberg/P., Loich, Schwarzenbach a Frankenfels. Volný čas – cestování – turistika – příroda – pohostinnost. Informace: Turistický spolek Pielachtal. A-3204 Kirchberg/P., Schloßstraße 1. Nr. 3204/2 Foto Hans Gerersdorfer. © Verlag Fasch Zeile 3 A 2640 Gloggnitz. Okolo 1980–1990. [sbírka autorů]

Na pohlednici vyjíždí osobní vlak z osobitého západního portálu tunelu Natters, směrem k nádraží Frankenfels.

Fig. 3 By Mariazellbahn railway line to beauty. The Pielachtal valley. Pleasure romance along the Mariazellbahn is offered by 8 municipalities in the Pielachtal valley. Ober-Grafendorf, Weiburg, Grünau, Rabenstein, Kirchberg/P., Loich, Schwarzenbach a Frankenfels. Leisure time – travelling – tourism – nature – hospitality. Information: Pielachtal tourist club. A-3204 Kirchberg/P., Schloßstraße 1. Nr. 3204/2 Photo Hans Gerersdorfer. © Verlag Fasch Zeile 3 A 2640 Gloggnitz. Around 1980-1990. [authors' collection]

In the postcard, a passenger train emerges from the distinctive portal of the western portal of the Natters tunnel, heading toward the Frankenfels railway station.

z nichž jednokolejný, pojmenovaný podle charakteristického skalního ostrohu Čertova stěna – Teufelswand (obr. 4), je s pouhými 12,43 m nejkratším tunelem nejen na této trati, ale vůbec i v celé síti ÖBB. [3, 6]

5. JAUNTALSKÁ DRÁHA – STARÝ LANGENBERSKÝ TUNEL

Jauntalbahn je 19,070 km dlouhá jednokolejná železnice mezi St. Paul a Klagenfurtem v Korutanech. Jde o traťový úsek postavený v Rakousku jako vůbec první nový po druhé světové válce, a to mezi lety 1959 až 1964. Na trati jsou dva tunely – Johannesbergský (dl. 480 m) a delší Langenbergský s adjektivem starý (dl. 1 443 m) – obr. 5. Doplnkové označení „starý“ nese tunel proto, poněvadž na drahách ÖBB jsou dva téhož jména.

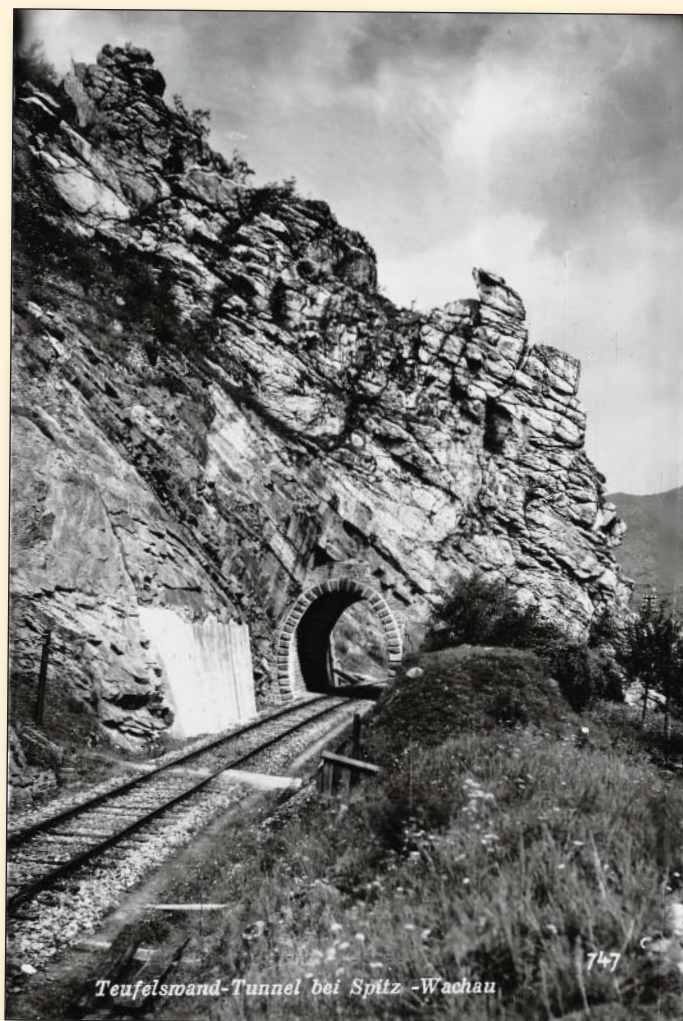
Oba tunely byly stavěny ve velmi obtížných geologických podmínkách. [3, 7]

6. TUNELY U JEZERA MONDSEE

Nad jižním břehem jezera Mondsee v Salzbursku se tyčí výrazná, cca 400 m vysoká, vápencová stěna Kienbergwand. Dostala jméno podle častých skalních řícení (česky: „Štěrková stěna“). V 80. letech 19. stol byla při její patě – tedy bezprostředně nad hladinou jezera – postavena cesta vedoucí z města Scharfling do vesnice Au. Její součástí byly tři krátké, 10 až 20 m dlouhé, neobzděné tunely (obr. 6) a cca 300 m dl. most vyložený na krakorcích.

Již na přelomu XIX. a XX. stol. se tato trasa stala velmi populární pro pěší a cyklistické, později i automobilové výlety.

Neustálé nebezpečí pádu kamenů ze stěny si vynutilo zásadní opatření spočívající ve vybudování nového tunelu pro automobily (dl. 1167,3 m, otevřený 7. 12. 2004) a nového odděleného cyklo-tunelu (dl. 918,46 m včetně galerií). [8, 9]



Obr. 4 Tunel Čertova stěna u Spitz-Wachau. Verlag prof. Gustav Fenz, Wien II. 1965. [sbírka autorů]

Výrazný skalní útvar nazvaný Čertova stěna byl vyhlášen již v roce 1929 přírodní památkou Dolního Rakouska. Na pohlednici je jižní portál tunelu od železniční zastávky Schwallenbach.

Fig. 4 Devil's Wall at Spitz-Wachau. Verlag Prof. Gustav Fenz, Wien II. 1965 [authors' collection]

The distinctive rock formation called Devil's Wall was declared a natural monument of Lower Austria as long time ago as 1929. The southern portal of the Devil's Wall tunnel viewed from the Schwallenbach intermediate railway station is shown in the picture postcard.

7. GROSSGLOCKNER – HOCHTORTUNNEL

Grossglockner je se svými 3798 m n. m. nejvyšší horou v Rakousku. Věvodí tzv. Vysoké bráně (Hochtor), velmi obtížné cestě přes stejnojmenný horský masiv, známé již ze starověku (přinejmenším z období Římské říše). V 17. století se jednalo o třetí nejvýznamnější kupeckou trasu východních Alp.

Stavba silnice Hochalpenstraße byla zahájena až 30. 8. 1930 se slavnostním otevřením 3. 8. 1935. Komunikace, spojující Korutany a Salzburg, je dlouhá 48 km a překonává převýšení 1748 m. V nejvyšším bodě cesty (2504 m n. m.) se nachází silniční tunel Hochtor (obr. 7), dl. 311 m. Hranice obou spolkových zemí zde vede přesně středem tunelu.

Průjezd silnicí je zpoplatněn mýtem (v současnosti 34,5 €), přičemž v zimním období (XI.–IV.) je komunikace uzavřena. [10]

8. ACHENSEESTRASSE – TUNEL SEEHOF

Achenseestraße je silnice č. B181 v Tyrolsku, sledující východní břeh stejnojmenného jezera. Její délka se udává 33,52 km. Stavba, zahájena v roce 1938, byla přerušena válkou. Nachází se na ní jediný tunel, pojmenovaný Seehof. V závěru války (1944–1945) byla do ještě nedokončeného



Obr. 5 Jauntalská dráha. Korutany. Jauntalský most, 500 m dlouhý, 98 m vysoký (nejvyšší železniční most Evropy). Langenbergský tunel, dlouhý 1 475 m. Ansichtskartenverlag Foto Mostegl, Vöhrmarkt, C 6668-65. 1966. [sbírka autorů] V levé části pohlednice je jižní portál tunelu Langenberg od nádraží Eis-Ruden. Most, s délkou 430 metrů, je dnes se svou výškou 86 m nad hladinou řeky Drávy nejvyšším železničním mostem v Rakousku. K jeho vybavení patří i chodník pro pěší.

Fig. 5 The Jauntal railway line. Carinthia. The Jauntal Bridge, 500m long, 98m high (the highest railway bridge in Europe). The Langenberg tunnel, 1475m long. Ansichtskartenverlag Foto Mostegl, Vöhrmarkt, C 6668-65. 1966. [authors' collection]

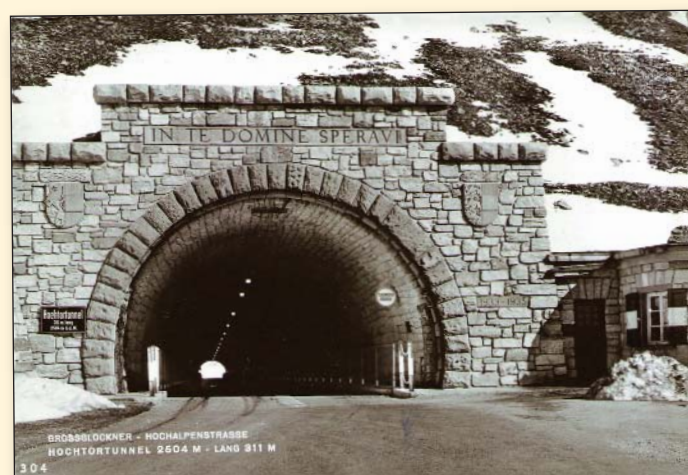
The southern portal of the Langenberg tunnel viewed from the Eis-Ruden railway station is on the left side of the picture postcard.

The 430m long bridge with its height of 86m above the Dráva River surface is today the highest railway bridge in Austria. A walkway is also part of its equipment.

tunelu umístěna zbrojní výroba (letadla...). Plné otevření provozu v tunelu původní délky 479 m potom připadlo až na 23. 9. 1950 – obr. 8.

V letech 2012–2013 prošel tunel zásadní rekonstrukcí. Dnes má i s galerií dl. 377 m. [11, 12]

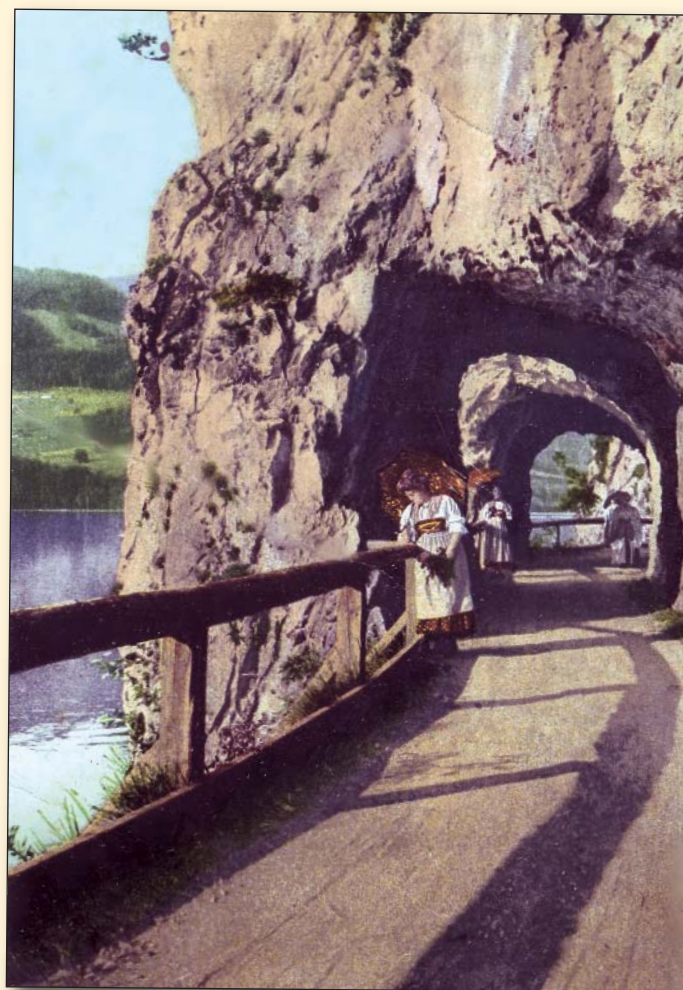
doc. Ing. Vladislav HORÁK, CSc., Ing. Tomáš VRÁNA



Obr. 7 Grossglockner – Hochalpenstrasse. Hochtortunnel 2504 m – dlouhý 311 m. Foto H. Toflger Bad Döberlach Kärnten. Okolo 1950? [sbírka autorů] Na pohlednici je jižní, korutanský, portál tunelu. Nad záklenkem je latinské motto: „In te Domine speravi“ – „Věřím v Tebe, Pane“. Po obou stranách tunelu jsou na portálu umístěny zemské znaky Korutan (Kärnten) a Salzburgu. Dobře patrný je oboustranný úzký chodník.

Fig. 7 Grossglockner – Hochalpenstrasse. Hochtortunnel 2504m – 311m long. Photo H. Toflger Bad Döberlach Kärnten. Around 1950? [authors' collection]

The southern, Carinthian, portal of the Hochtortunnel is depicted in the picture postcard. The Latin motto is above the safety arch: "In te Domine speravi" – "I believe in you, Lord". Provincial symbols of Carinthia and Salzburg are located on the portal on both sides of the tunnel. A narrow path is well visible on both sides of the tunnel.



Obr. 6 Tunel na stěně Kienbergwand. 2638. W. Pokorny, Mondsee. 1909. [sbírka autorů]

Kolorovaná fotografie s žánrovou scénou zobrazující, vedle dvou krátkých tunelů, také dámy v secesních sportovních úborech na výletě.

Fig. 6 The tunnel on the Kienbergwand wall. 2638. W. Pokorny, Mondsee. 1909 [authors' collection]

A coloured photo with a genre scene depicting, in addition two short tunnel and even ladies in Art Nouveau sporting dresses on a trip.



Obr. 8 Achensee, 940 m, Tirol. Nová silnice okolo jezera Achen. Foto Weninger – Jenbach – Tirol/Alpina Ofsetdruck Innsbruck. Okolo 1960. [sbírka autorů]

Na pohlednici je původní severní portál silničního tunelu Seehof.

Fig. 8 Achensee, 940m, Tyrol. A new road around Achen lake. Photo Weninger – Jenbach – Tirol/Alpina Ofsetdruck Innsbruck. Around 1960. [authors' collection]

The original northern portal of the Seehof road tunnel is shown in the picture postcard.

Poděkování: Příspěvek byl vypracován s finanční pomocí EU „OP Výzkum a vývoj pro inovace“, projekt reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, v rámci činnosti regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ a programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

Acknowledgements: The article was processed under financial support of the Research Funds No. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, within the activities of the Regional Centre AdMaS "Advanced Materials, Structures and Technologies" and by Competence Centres program of Technology Agency of the Czech Republic (TA CR), project Centre for Effective and Sustainable Transport Infrastructure (no. TE01020168).

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HORÁK, V., SVOBODA, R. Evropa – Pohlednice a alpskými tunely. TUNEL, 2014, roč. 23, č. 4, s. 87-91.
- [2] HORÁK, V., VRÁNA, T. Evropa – Pohlednice a alpskými tunely II. TUNEL, 2016, roč. 25, č. 1, s. 93-96.
- [3] Eisenbahn-Tunnel in Österreich [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <<http://www.eisenbahntunnel.at>>
- [4] Arlbergtunnel (Eisenbahn) [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <[https://de.wikipedia.org/wiki/Arlbergtunnel_\(Eisenbahn\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Arlbergtunnel_(Eisenbahn))>
- [5] Mariazellerbahn [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <<https://de.wikipedia.org/wiki/Mariazellerbahn>>
- [6] Donauuferbahn (Wachau) [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <[https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_\(Wachau\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Donauuferbahn_(Wachau))>
- [7] Alter Langenberg-tunnel [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <http://www.eisenbahntunnel.at/inhalt/tunnelportale/41001.html#langenberg>
- [8] Kienbergwand Tunnel [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <https://translate.google.cz/translate?hl=cs&sl=de&u=http://www.geocaching.com/seek/cache_details.aspx%3Fguid%3D34caaf6e-ad13-452b-97d8-f43f091ff16e&prev=search>
- [9] Kienbergwand – tunel a galerie Kienbergwand, St. Gilgen (S) [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <https://translate.google.cz/translate?hl=cs&sl=de&u=http://www.gwu.at/de/referenzen/ref_3067.htm&prev=search>
- [10] Großglockner-Hochalpenstraße [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <<https://de.wikipedia.org/wiki/Gro%C3%9Fglockner-Hochalpenstra%C3%9Fe>>
- [11] Achenseestraße [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <<https://de.wikipedia.org/wiki/Achenseestra%C3%9Fe>>
- [12] Road Tunnels in Austria (500–250 m) [online]. 2016 [cit. 2016-03-01]. Dostupné na internetu <<http://www.lotsberg.net/data/austria/li250.html>>

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

ŠEDÁSÁTNÍK ING. VÁCLAV SOUKUP ING. VÁCLAV SOUKUP SEXAGENARIAN

Pokud někdo zasvětil svůj dosavadní profesní život podzemním stavbám, tak je to jistě Ing. Václav Soukup, současný ředitel zahraničního podnikání akciové společnosti Metrostav. Tuto skutečnost si uvědomí každý, kdo se seznámí se stavbami, kterými Ing. Soukup prošel nebo jejichž přípravu a realizaci později ve vyšších manažerských pozicích řídil. V tom pozdějším období se zabýval i jinými náročnými inženýrskými stavbami, ale tunely tvořily velmi významnou konstantu jeho úspěšného pracovního života.

Ale vraťme se, abychom nezapomněli připomenout, že Václav se narodil 27. května 1956 v historickém středočeském městě Rakovníku.

Své odborné vzdělání zahájil v roce 1971 studiem na střední průmyslové škole stavební, kterou dokončil v roce 1975. Ihned pokračoval ve vysokoškolském studiu na Fakultě stavební Českého vysokého učení technického v Praze. Po ukončení studia nastoupil coby čerstvý stavební inženýr hned v roce 1980 u tehdejšího národního podniku Metrostav.



If there is somebody who has devoted his professional life to underground construction projects, it is certainly Ing. Václav Soukup, the current director of foreign business of Metrostav joint stock company. Everybody who will get acquainted with the construction projects Ing. Soukup took part in or the preparation and realisation of which he was later in charge of in higher managerial positions will realise this fact. Later he even dealt with other complex civil engineering projects, but tunnels formed a very important constant of his successful professional life.

But let us return not forget to remind you that Václav was born on 27th May 1956 in the historic Central Bohemian town of Rakovník.

She started his professional education in 1971 by studies at a technical college of civil engineering and finished them in 1975. He immediately continued to study at the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague. After the graduation he entered as a fresh civil engineer the at that time existing Metrostav national enterprise.

In the beginning he worked in the position of a work preparation engineer at the PJ2 operating unit; subsequently he was a site agent at the excavation of running tunnels of the metro line operating section III B in the stretch where the tunnels were driven using the Ring Method between Smíchovské Nádraží station and Radlická station and the stretch between Radlice station and Jinonice station driven using a non-mechanised shield. He

Nejprve pracoval krátce jako přípravař na provozní jednotce PJ 2, následně byl stavbyvedoucím na ražbách traťových tunelů trasy III.B ražených v úseku Smíchovské nádraží – Radlická prstencovou metodou a nemechanizovaným štítem mezi stanicí Radlická a Jinonice. A také na trase II.B na traťových tunelech mezi stanicemi Palmovka a Českomoravská včetně rozpletů u poslední jmenované stanice.

Jako hlavní stavbyvedoucí pak působil na trase IV.B na stanici Vysočanská a traťových tunelech, kde Metrostav a.s. poprvé v České republice aplikoval prvky progresivní Nové rakouské tunelovací metody.

V tomto životním období nasbíral Ing. Václav Soukup mnoho cenných zkušeností, ale také projevil dobré manažerské a odborné schopnosti. Proto byl v roce 1994 jmenován do funkce výrobního náměstka divize 5, tehdy největší divize u Metrostavu a.s., jejímž hlavním portfoliem byly podzemní stavby. Mimo dokončování Strahovského tunelu divize razila pomocí NRTM první automobilový tunel Hřebeč, tunel Euerwang v SRN, průzkumnou štolu pro budoucí dálniční tunel Višňové na Slovensku za Žilinou, železniční tunel Mlčechvosty a hlavně mimořádně náročný dvoutroubový tunel Mrázovka na městském okruhu v Praze. Ten byl jistě úspěšnou maturitou nově se rozvíjejícího českého podzemního stavitelství po roce 1990.

Bylo logické, že když se tehdejší ředitel divize 5 pan Jaroslav Voves rozhodl ukončit své působení v ředitelské funkci, byl na jeho místo jmenován Ing. Václav Soukup. Setrval v této pozici od roku 2002 do roku 2013. V tomto období se seznam podzemních staveb realizovaných divizí 5 značně rozrostl, takže lze připomenout jen ty nejdůležitější: dálniční tunely Panenská, Libouchec, Valík a tunely na D8 v Českém středohoří, železniční tunely Březno u Chomutova nebo Nové spojení v Praze a také práce na pražském metru (první ražená jednolodní stanice Kobylisy, další stanice a traťové tunely na trase C do Letňan). Nelze opomenout kvalitativní stupeň, který v českém podzemním stavitelství znamenal nasazení zeminových štítů firmy Herrenknecht na prodloužení trasy V.A z Dejvic do Motola.

I zahraniční stavby (silniční tunely Hedinsfjardargöng na Islandu, dálniční tunel Lučica v Chorvatsku, přístupové a traťové tunely metra v Helsinkách) patřily pod zodpovědnost ředitele divize 5 Ing. Václava Soukupa.

Jistě i zkušenosti se zajišťováním podzemních staveb v zahraničí nakonec vyústily v roce 2013 ve jmenování Ing. Václava Soukupa ředitelem zahraničního podnikání skupiny Metrostav.

Profesní kariéra Ing. Václava Soukupa měla dva pevné body. Tím prvním bylo zaměření na podzemní stavby. A druhým je skutečnost, že první zaměstnání je současně z dnešního pohledu na vztah zaměstnance a zaměstnavatele zatím i tím posledním. Ano, tady jistě platí v plné míře a s plnou vážností prohlášení, že věrnost je veskrze pozitivní charakterová vlastnost.

Milý Václave, Tvoji spolupracovníci z Metrostavu i kolegové z předsednictva České tunelářské asociace ITA-AITES, jehož jsi dlouholetým členem, Ti přejí do dalších let především zdraví a dostatek životní energie. Oceňují také Tvé otevřené a upřímné jednání. Ať Ti také zbývá více času na rodinu i na sportovní koníčky, především lyžování, kolo a orientační běh.

*Ing. IVAN HRDINA,
výrobní ředitel Metrostav a.s.
a předseda CzTA ITA-AITES*

was also on the metro Line II B, on running tunnels between Palmovka station and Českomoravská station, including bifurcations at the latter station.

Subsequently he worked in the position of a project manager on the Line IV B, Vysočanská station and tunnels, where Metrostav a.s. applied elements of the progressive New Austrian Tunnelling Method as the first company in the Czech Republic.

During this period of life, Ing. Václav Soukup gathered a lot of valuable experience and, in addition, manifested good managerial and professional abilities. For that reason he was appointed to the position of the operations deputy of the director of Division 5, which was at that time the biggest division in Metrostav a.s. and the main portfolio of which lied in underground construction. Apart from finishing the Strahov tunnel, the division drove, using the NATM, the Hřebeč tunnel, the Euerwang tunnel (Germany), the exploratory gallery for the future Višňové motorway tunnel behind Žilina, Slovakia, the Mlčechvosty railway tunnel and, above all, the exceptionally demanding double-tube Mrázovka tunnel on the inner City Circle Road in Prague. This tunnel certainly became a successful leaving exam of the Czech underground construction industry developing after 1990.

It was logical that when Mr. Jaroslav Voves, at that time the director of Division 5, decided to end his activities in the position of a director, Ing. Václav Soukup was appointed to his position. He stayed in this position from 2002 to 2013. In this period the list of underground structures realised by Division 5 significantly grew so it is possible to bring back to mind only the most important: the Panenská, Libouchec and Valík motorway tunnels and tunnels on the D8 motorway in České středohoří upland, the Březno u Chomutova railway tunnel and the New Connection railway tunnels in Prague and also the work on the Prague metro (Kobylisy, the first mined one-vault station and other stations and running tunnels on the Line C running to Letňany). It is impossible to neglect the qualitative step which the deployment of Herrenknecht Earth Pressure Balance TBMs on the Line V A to Motol meant for the Czech underground construction industry.

Even foreign projects (the Hedinsfjardargöng road tunnel in Iceland, the Lučica road tunnel in Croatia, access and running metro tunnels in Helsinki) were under the responsibility of the director of Division 5, Ing. Václav Soukup.

Certainly even other experience with providing underground construction contracts abroad eventually led to the appointment of Ing. Václav Soukup to the position of the director of foreign business of the Metrostav Group.

The professional career of Ing. Václav Soukup had two fix reference points. The first one was his focus on underground construction. The second one is the fact that the first employment is currently, from today's view of the relationship between an employee and employer, still the last one. Yes, his statement that loyalty is an entirely positive character property is fully and with full seriousness valid in this case.

Dear Václav, your collaborators from Metrostav and colleagues from the Board of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, a member of which you have been for many years, wish you first and foremost good health and enough stamina in the coming years. They in addition appreciate your open and sincere behaviour. We further wish you that more of your time remains for your family and sporting hobbies, first of all skiing, cycling and orienteering.

*Ing. IVAN HRDINA,
operations Director of Metrostav a.s.
and Chairman of the ITA-AITES CzTA*

Rekonstrukce železničního tunelu Alter Kaiser-Wilhelm, Německo
Reconstruction of the Alter Kaiser-Wilhelm railway tunnel, Germany

Jsme spolehlivý partner v podzemí,
na železnici i nad povrchem,
působíme v České republice
i v zahraničí.

We are a reliable partner
under the ground, on the railways
and above the ground, active in both
the Czech Republic and abroad.

SUBTERRA 

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi
Never stuck on the ground

Subterra a.s.
Koželužská 2246/5
180 00 Praha 8 – Libeň



Umění spolupráce The Art of Partnership

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu.

Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí.

Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení.

Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

Quality, accuracy and consistency in every detail. The coordinated effort of professionals from many fields. The ability to solve problems and the courage to search for new approaches. Is this an art-form? Maybe. In either case we do it well.

www.metrostav.cz

METROSTAV

45
●●●●●
1971—2016