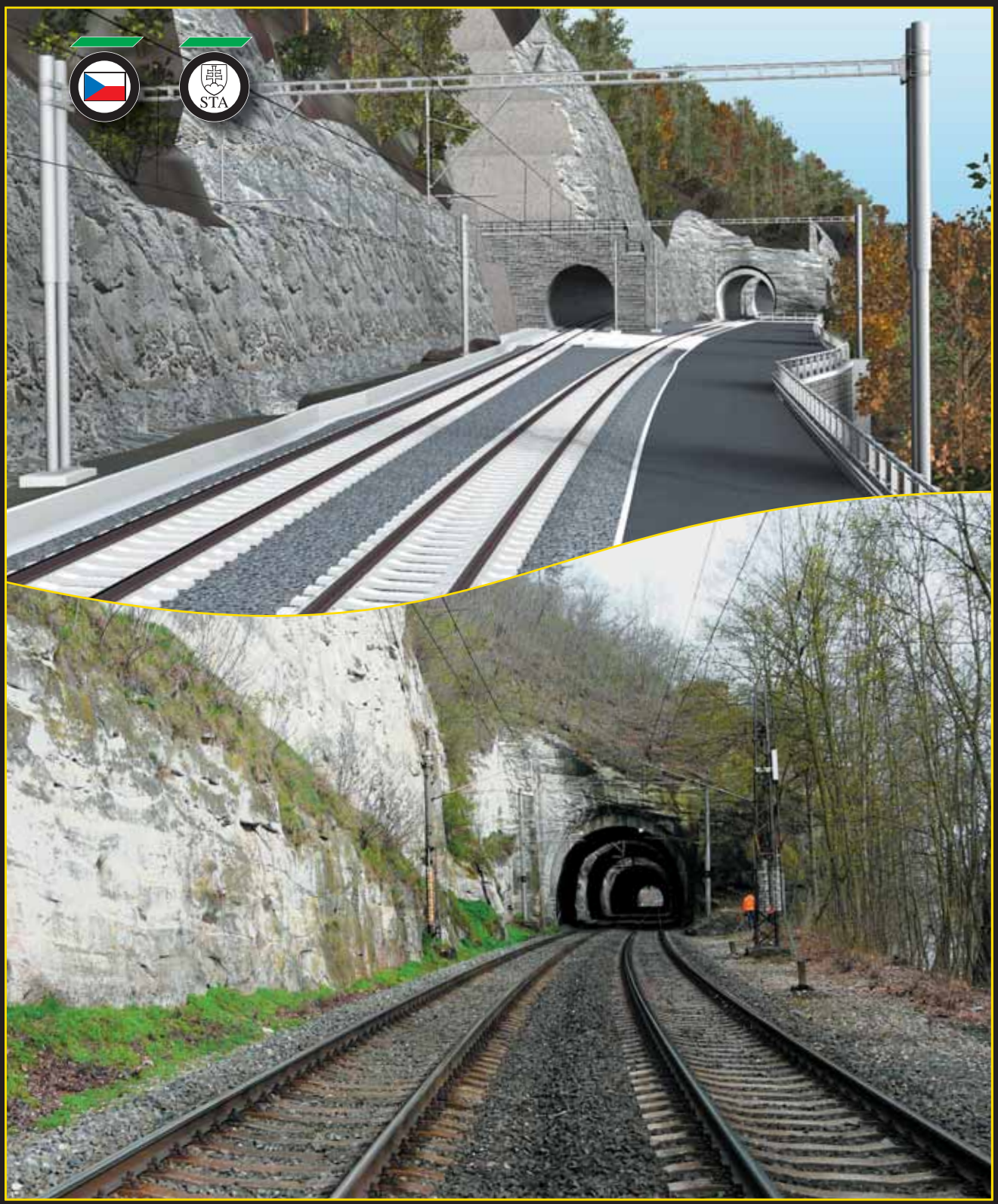
Tunel

č. 4
2019

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



www.ohlzs.cz

Moderní tvář stavebnictví

OHL ŽS

28. ročník – č. 4/2019

TUNEL

MK ČR E 7122
ISSN 1211 – 0728

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

OBSAH

Editorial:
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D., člen redakční rady časopisu Tunel 1
Úvodníky:
Ing. Tomáš Slavíček, generální ředitel SUDOP PRAHA a.s. 2
Ing. Roman Kocúrek, generální ředitel
a 1. místopředseda představenstva OHL ŽS, a.s. 3
Projekt zárodku silničního tunelu v Plzni
Ing. Michal Uhrin, SUDOP PRAHA a.s. 4
Návrh tunelů metodou SCL na stavbě Brno – Přerov
Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING,
Ing. Marcel Poštek, SUDOP PRAHA a.s. 14
Rekonstrukce nelahozeveských tunelů
Ing. Jakub Střižík, Ing. Karel Jadrníček, SUDOP PRAHA a.s. 21
Tunel Čebrať na zmenenej trase diaľnice D1 Hubová – Ivachnová
Ing. Peter Čulík, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s. 29
Nový železniční tunel Deboreč budovaný v rámci modernizace trati v úseku Sudoměřice – Votice na 4. koridoru
Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s. 38
Studie šíření rázové vlny v tunelu
prof. RNDr. Ing. Petr Pavel Procházka, DrSc.,
Ing. Martin Jan Válek, Ph.D., Ing. Dagmar Jandeková, Ph.D.,
ČVUT v Praze, Fakulta stavební 46
Statika degradovaného primárního ostění spolupůsobícího s ostěním sekundárním (2. část)
Ing. Aleš Zapletal, DrSc., SATRA, spol. s r.o. 51

Fotoreportáž z exkurze CzTA na Brennerský bázový tunel – pracoviště Ahrental 60
Fotoreportáž z exkurze CzTA na Brennerský bázový tunel – pracoviště Wolf a Padastertal 61
Fotoreportáž z průběhu výstavby tunelů Deboreč a Mezno na 4. železničním koridoru 62
Ze světa podzemních staveb 66
Zprávy z tunelářských konferencí 67
Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice 69
Z historie podzemních staveb 75
Výročí 78
Zpravodajství České tunelářské asociace ITA-AITES 80

Volume 28, No. 4/2019

TUNEL

MK ČR E 7122
ISSN 1211 – 0728

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:
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D., Editorial Board Member 1
Ing. Tomáš Slavíček, General Director of SUDOP PRAHA a.s. 2
Ing. Roman Kocúrek, General Director and 1st vice-chairman
of the Board of Directors of OHL ŽS, a.s. 3
Design of a Structural Box Outset for a Road Tunnel in Pilsen
Ing. Michal Uhrin, SUDOP PRAHA a.s. 4
SCL Method Used at Brno-Prerov Tunnel Projects
Ing. Tomáš Zítko, CEng MICE, EUR ING, Ing. Marcel Poštek,
SUDOP PRAHA a.s. 14
Modernisation of Nelahozeves Tunnels
Ing. Jakub Střižík, Ing. Karel Jadrníček, SUDOP PRAHA a.s. 21
Čebrať Tunnel on the Modified Route of Hubová – Ivachnova Section of D1 Motorway
Ing. Peter Čulík, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s. 29
Deboreč – a New Railway Tunnel Constructed within the Framework of Modernisation of Track in Sudoměřice – Votice Railway Section, on Rail Corridor No. 4
Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s. 38
Study of Shock Wave Propagation in Tunnel
prof. RNDr. Ing. Petr Pavel Procházka, DrSc.,
Ing. Martin Jan Válek, Ph.D., Ing. Dagmar Jandeková, Ph.D.,
ČVUT v Praze, Fakulta stavební 46
Statics of Degraded Primary Lining Interacting with Secondary Lining (Part 2)
Ing. Aleš Zapletal, DrSc., SATRA, spol. s r.o. 51

Picture Report from CzTA Excursion to Brenner Base Tunnel Ahrental Workplaces 60
Picture Report from CzTA Excursion to Brenner Base Tunnel –Wolf and Padasatertal Workplaces 61
Picture Report from the Course of Construction of the Deboreč and Mezno Tunnels on the Railway Corridor No. 4 62
The World of Underground Constructions 66
News from Tunnelling Conferences 67
Current News from the Czech and Slovak Underground Construction 69
From the History of Underground Constructions 75
Anniversaries 78
Czech Tunneling Association ITA-AITES Report 80

REDAKČNÍ RADA / EDITORIAL BOARD

Čeští a slovenští členové / Czech and Slovak members

Předseda / Chairman: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – Stavební fakulta ČVUT v Praze
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D. – GEOtest, a.s.
Ing. Miloslav Frankovský – STA
prof. Ing. Matouš Hilar, MSc., Ph.D., CEng., MICE – 3G Consulting Engineers s.r.o.
doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. – Fakulta stavební VUT v Brně
doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D. – VŠB-TU Ostrava
RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D. – PUDIS a.s.
Ing. Viktória Chomová – STA
Ing. Otakar Krásný – GeoTec-GS, a.s.
Ing. Ján Kušnír – REMING CONSULT a. s.
Ing. Libor Mařík – HOCHTIEF CZ a. s.
Ing. Soňa Masarovičová – ŽU, Stavební fakulta
Ing. Miroslav Novák – METROPROJEKT Praha a.s.
doc. Dr. Ing. Jan Pruška – Stavební fakulta ČVUT v Praze
Ing. Boris Šebesta
Ing. Michal Šerák – Inženýring dopravních staveb a.s.
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. – Ústav geoniky AV ČR, v.v.i.
Ing. Pavel Šourek – SATRA, spol. s r.o.
Ing. Václav Veselý – SG Geotechnika a.s.
Ing. Jan Vintera – Subterra a.s.
Ing. Jaromír Zlámal – POHL cz, a.s.
CzTA ITA-AITES: Ing. Markéta Prušková, Ph.D.

Zahraniční 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. 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

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 knihovnám a dalším organizacím

REDAKCE
Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8-Libeň, 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 redaktoři: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ing. Pavel Šourek, RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Grafické zpracování: Ing. Jiří Šilar DTP, Na Zámyšli 502/3, 150 00 Praha 5
Tisk: SERIFA, s.r.o., Jinonická 804/80, 158 00 Praha 5
Foto na obálce: Vjezdový portál I. a IV. Nelahozeveského tunelu (SUDOP PRAHA a.s.)

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
obligatory issues for 35 libraries and other subjects

OFFICE
Koželužská 2450/4, 180 00 Praha 8-Libeň, phone: +420 702 062 610
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 Chmelař, Ph.D., Ing. Jozef Frankovský
Graphic designs: Ing. Jiří Šilar DTP, Na Zámyšli 502/3, 150 00 Praha 5
Printed: SERIFA, s.r.o., Jinonická 804/80, 158 00 Praha 5
Cover photo: Entrance Portal of Nelahozeves Tunnel No. I and IV (SUDOP PRAHA 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.
Ptašínského 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

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

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

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

Fakulta dopravní ČVUT v Praze
Konviktská 20
110 00 Praha 1

Fakulta stavební ČVUT v Praze
Thákurova 7
166 29 Praha 6

Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava
L. Podéště 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.
Branická 514/140
Praha 4 – Braník

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

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

SG Geotechnika a.s.
Geologická 4/988
152 00 Praha 5

SPRÁVA ÚLOŽIŠŤ
RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ
Dlážděná 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.
Dlážděná 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 6
821 07 Bratislava

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

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

BASF Slovensko, spol. s r.o.
Einsteinova 23
851 01 Bratislava

Basler & Hofmann Slovakia, s.r.o.
Panenská 13
811 03 Bratislava

Cognitio, s. r. o.
Rubínová 3166/18
900 25 Chorvátsky Grob

Doprastav, a.s.
Drieňová 27
826 56 Bratislava

DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Kominárska 141/2,4
832 03 Bratislava

DPP Žilina s.r.o.
Legionárska 8203
010 01 Žilina

Geoconsult, spol. s r.o.
Tomášikova 10/E
821 03 Bratislava

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

GEOstatik a.s.
Kragujevská 11
010 01 Žilina

HOCHTIEF CZ a.s.
o. z. Slovensko
Miletičova 23
821 09 Bratislava

HYDROSANING spol.s.r.o.
Poľnohospodárov 6
971 01 Prievidza

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 diaľničná spoločnosť, a.s.
Dúbravská cesta 14
841 04 Bratislava

Niedax, s. r. o.
Pestovateľská 6
821 04 Bratislava

OBO Bettermann, s.r.o.
Viničnianska cesta 13
902 01 Pezinok

OHL ŽS, a.s., o.z.
Tuhovská 29
831 06 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

Prírodovedecká fakulta UK
Katedra inžinierskej geológie
Mlynská dolina G
842 15 Bratislava

REMING CONSULT a.s.
Trnavská 27
831 04 Bratislava

Renesco a.s.
Panenská 13
811 03 Bratislava

Sika Slovensko, spol. s r.o.
Rybničná 38/e
831 07 Bratislava

SKANSKA SK, a.s. závod tunely
Košovská cesta 16
971 74 Prievidza

Slovenská správa ciest
Miletičova 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 4963/56
821 05 Bratislava

STU, Stavebná fakulta
Katedra geotechniky
Radlinského 11
813 68 Bratislava

TAROSI c.c., s. r. o.
Madáchova 33
821 06 Bratislava

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

Terraprojekt a.s.
Podunajská 24
821 06 Bratislava

TUBAU, a.s.
Pribylinská 12
831 04 Bratislava

TuCon, a.s.
K Cintorínu 63
010 04 Žilina – Bánová

Tunguard s.r.o.
Osloboditeľov 120
044 11 Trstené pri Hornáde

URANPRESS, spol. s r.o.
Čapajevova 29
080 01 Prešov

Ústav geotechniky SAV
Watsonova 45
043 53 Košice

VÁHOSTAV – SK, a.s.
Priemyselná 6
821 09 Bratislava

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 a milí čtenáři,

otevíráte čtvrté a poslední vydání dvacátého osmého ročníku časopisu Tunel.

Jako obvykle si v něm můžete přečíst plno informací ze světa tunelových staveb. A to i díky vašemu přispění. Je pravdou, že z celkového počtu sedmi hlavních článků se pouze dva z nich věnují tunelovým stavbám v realizaci (a navíc jen jeden je z České republiky). Na druhou stranu ale tři další prezentují projektová řešení připravovaných tunelových staveb. Věřme, že navzdory době, která našim tunelovým stavbám přeje méně než roky minulé, na jejich realizaci dříve či později dojde, a že si v časopise Tunel zajímavé poznatky z jejich výstavby přečteme.

Toto číslo 4/2019 je věnováno dvěma společnostem, projekční a konzultační kanceláři SUDOP Praha, a.s. a realizační firmě OHL ŽS, a.s.

SUDOP Praha, a.s., je jednou z našich nejstarších projekčně-inženýrských organizací, s kořeny sahajícími až do poloviny minulého století (vznikl v padesátých letech pod názvem Státní ústav dopravního projektování – SUDOP). Její specialisté dodali tři zmiňované příspěvky na téma projektového řešení připravovaných staveb. Kolega Uhrin popisuje technicky náročné křížení nového silničního tunelu v Plzni s existující železniční tratí. Kolegové Zítko a Poštek vás seznamují s přípravou tunelů na železniční trati Brno – Přerov, kde uvažují s použitím metody ražby SCL. Je to konvenční metoda ražby odvozená od NRTM, určená do prostředí měkkých hornin a zemin. Je založena na aplikaci tuhého ostění a ražbě s pokud možno kruhovým tvarem výrubu. A konečně kolegové Střižík a Jadrníček prezentují projekt rekonstrukce nelahozeveských tunelů. Řešení spočívá v ražbě nového jednokolejného tunelu a v přestavbě stávajících dvoukolejných tunelů na jednokolejné. Vše v obtížných geotechnických podmínkách ve svahu vltavského údolí.

OHL ŽS, a.s., patří k nejstarším stavebním firmám u nás, neboť na trhu působí již od padesátých let minulého století (tehdy jako Železniční stavitelství Brno). Její odborníci přispěli do tohoto čísla příspěvky z realizovaných staveb. Kolegové Čulík a Just popisují stavbu tunelu Čebrať. Určitě stojí zato tento projekt sledovat, protože se zde řeší úprava trasy během výstavby, vyvolaná geotechnickými riziky sesuvného území v trase původní. Kolega Just je rovněž autorem statě o tunelu Deboreč. Navazuje na minulé číslo Tunelu, kde jste si mohli o téže stavbě přečíst z pohledu geotechnického monitoringu.

Za pozornost stojí také dva další texty s teoretickým zaměřením. Těch je v našem časopise v posledních letech jako šafránu, a proto je dobře, že se tu sešly hned dva. První z nich je od kolegů Procházky, Jandekové a Válka z ČVUT v Praze na téma šíření rázové vlny v tunelu. Lapidárně řečeno autoři zkoumají vliv výbuchu na ostění tunelu. Tím druhým je závěrečná část článku kolegy Zapletala z kanceláře SATRA, spol. s r.o., o statice degradovaného primárního ostění a jeho spolupůsobení s ostěním sekundárním. Úvodní část, řešící degradaci homogenního primárního ostění, najdete v Tunelu 3/2019. V této části svého pojednání se autor zabývá degradací heterogenního primárního ostění.

Blíží se konec roku a to je doba přání. Přeji čtenářům časopisu Tunel za sebe i za celou redakční radu mnoho zdaru a hodně zdraví v roce 2020. Ať se z řady tunelů v přípravě, z nichž o některých si můžete přečíst v tomto vydání časopisu Tunel, brzy stanou stavby v realizaci. Držme si palce.

Zdař Bůh!

Ing. TOMÁŠ EBERMANN, Ph.D.
člen redakční rady

Dear readers,

you are opening the fourth and last issue of the twenty eighth year of TUNEL journal.

As usually, you can read lot of information from the world of the tunnel construction industry in it. It is so even thanks to your contribution. It is true that only two of the total number of seven main papers are dedicated to tunnel construction projects under construction (and, in addition, only one is from the Czech Republic). On the other hand, three others present design solutions for tunnel construction projects under preparation. Let us believe that, despite the time which favours our tunnel structures less than in the previous years, their realisation will begin sooner or later, and we will read interesting information from the construction in our TUNEL journal.

This issue No. 4/2019 is dedicated to two companies, SUDOP Praha, a.s., a designing and consulting company, and the realisation company of OHL ŽS, a.s.

SUDOP Praha, a. s., is one of our oldest design-consulting companies with its roots reaching the half of the past century. It was founded in the 1950s under the title Státní Ústav Dopravního Projektování – SUDOP (State Institute for Transportation Designing). Its specialists provided the three above-mentioned papers on design solution for the projects under preparation. My colleague Uhrin describes the technically complicated crossing of a new road tunnel in Plzeň with the existing railway track. My colleagues Zítko and Poštek acquaint you with the preparation of tunnels on the Brno – Přerov railway track, where excavation using the SCL method is under consideration. It is a conventional excavation method derived from the NATM. It is designed for environments formed by soft ground and soils. It is based on the application of a rigid lining and excavation of a circular geometry tunnel, if possible. And finally, my colleagues Střižík and Jadrníček present the design for the reconstruction of the Nelahozeves tunnels from double-track to single-track ones. All of that in complicated geotechnical conditions in a slope of the Vltava River valley.

OHL ŽS, a.s., belongs among the oldest civil engineering companies in the Czech Republic because of the fact that it has been operating on the market since the 1950s (similarly to Železniční stavitelství Brno). Its professionals contributed to this issue by papers from construction projects being under construction. It is certainly worth observing this project because of the fact that they solve a modification of the alignment during the course of the construction. The necessity is induced by geotechnical risks in a slide area existing on the original alignment. My colleague Just is also the author of the paper on the Deboreč tunnel. It is a follow-up to the previous TUNEL journal issue, where you could read about this project from the point of view of geotechnical monitoring.

Worth attention are also other two theoretically focused texts. Such texts have been rare in our journal in the past years and it is therefore very good that two of them came here together. The first of them, by my colleagues Procházka, Jandeková and Válek from the Czech Technical University in Prague, is on the topic of shock wave propagation in tunnel. Lapidarily speaking, the authors examine the influence of explosion on tunnel linings. The other paper is the final part of the paper by my colleague Zapletal from SATRA, spol. s r. o., about statics of the degraded primary lining and its composite action with the secondary lining. The opening part solving the degradation of a homogeneous primary lining is available in TUNEL issue 3/2019. In this part of his paper, the author deals with degradation of a homogeneous primary lining.

The end of the year is approaching and this is a time of wishes. I wish the readers of TUNEL journal on behalf of myself and the whole editorial board good luck and good health in 2020. Let many tunnels in preparation about which you can read in this TUNEL journal issue soon become projects under construction. Let us keep our fingers crossed.

God speed you!

Ing. TOMÁŠ EBERMANN, Ph.D.
Member of Editorial Board

VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

dovolte mi vás jménem společnosti SUDOP PRAHA a.s. pozdravit na stránkách tohoto časopisu. Rád bych se zde, společně s vámi, krátce ohlédl za aktuální situací kolem tunelových staveb. A upřímně, pohled to není zrovna veselý. Výstavba nových tunelů je totiž u nás v republice na dlouhodobém minimu. Zhotovitelské firmy aktuálně pracují převážně v zahraničí.

A důvod? Těch je hned několik. Tím zásadním je zřejmě fakt, že investory předepsaná metodika ekonomického hodnocení staveb tunelům prostě nepřeje. Co naplat, že to jsou prvky sice nejohleduplnější k životnímu prostředí i ke zdraví a pohodě obyvatel, když jsou to zároveň také jedny z finančně nejnáročnějších součástí celé infrastruktury. Jejich prosazení do realizace je tak za současných podmínek velmi náročné, leckdy bohužel i nemožné. Naštěstí se ale v poslední době situace mění. První vlaštovky jsou již v praxi viditelné mezi aktuálně vysoutěženými projekčními zakázkami. A tak doufám, že se tunelům blýská na lepší časy.

Projekční příprava projektů dnes běží poměrně intenzívně. Dobrou zprávou je, že v různých stupních přípravy se nachází poměrně velké množství železničních, dálničních a silničních tunelů, z nichž mnohé zaujmou délkou, technickými řešeními či plochou výrubu. V souvislosti se zvyšováním rychlosti na české železniční síti a zahájenou přípravou vysokorychlostních tratí navíc předpokládám, že další velké tunelářské výzvy nás čekají již ve velmi blízké budoucnosti.

Jsem přesvědčen, že jak projektování, tak i samotnou stavbu těchto náročných inženýrských objektů zvládnou čeští inženýři a technici bez větších problémů. Hlavní rizika na cestě ke zprovoznění těchto náročných dopravních staveb tak vidím především v legislativních podmínkách a komplikovaném vydávání všech požadovaných povolení a souhlasů. Důležitý je samozřejmě i dostatek finančních prostředků na tyto masivní investice. Věřme, že naši zákonodárci legislativu, a zejména rekodifikaci stavebního zákona, prosadí a příprava velkých dopravních staveb nebude otázka několika desetiletí, jako je tomu dnes, ale již pouze proces na jednotlivé roky. Stejně tak buďme optimisté, že se české ekonomice bude i nadále dařit a že důraz na dopravní infrastrukturu a její rozvoj zůstane prioritou i dalších vlád.

A co čeká v nejbližší budoucnosti samotný projekční trh? Již avizovanou přípravu vysokorychlostních tratí, společně s blížícím se povinným nástupem BIM projektování u velkých státních zakázek, považuji osobně za ohromnou profesní výzvu pro právě nastupující generaci mladých projektantů. Pokud se jim podaří maximálně využít zkušeností, kontaktů a zázemí již zavedených projekčních firem, pak v kombinaci s moderními technologiemi, procesy, postupy a nástroji mají šanci se stát tahouny budoucího rozvoje dopravní infrastruktury. Lídry trhu, a to nejen toho tuzemského. Hranice se totiž budou stále více stírat. Ty státní, i ty „businessové“.

U nás ve společnosti se přípravou dopravních infrastrukturních staveb zabýváme již více než 65 let a dovolím si tvrdit, že v této oblasti patříme mezi tuzemskou špičku. Máme za sebou významné a oceňované realizace u nás i v zahraničí. A to i proto, že má u nás otevřené dveře nejen profesní zkušenost, ale i inovativní a nadšené mládí. Investujeme do moderních procesů i nových technologií. Velmi rád u nás osobně přivítám všechny zapálené zájemce, kteří se rozhodnou svůj osobní „projekt století“ připravovat v budoucnu právě pod hlavičkou týmu SUDOP PRAHA.
U nás totiž děláme víc, než jen obyčejné projekty!

DEAR READERS,

Allow me to greet you on the pages of this journal on behalf of the company of SUDOP PRAHA a.s. I would like here, together with you, to briefly look back to the current situation around tunnel construction projects. And, frankly speaking, the view is not too merry. The reason is that the development of new tunnels in our republic is at the long term minimum. Contractor companies currently work mostly abroad.

And the course? There are several reasons. The fundamental one is obviously the fact that the methodology prescribed by project owners for economic assessment of construction projects is not on tunnels' side. What is it good for that they are elements on the one hand most considerate of environment as well as health and well-being of the population, when they are at the same time the ones of financially most demanding parts of the whole infrastructure. Enforcing them into realisation under the current conditions is very difficult, often, unfortunately, even impossible. Fortunately, lately the situation has been changing. First cases are already visible in the practice, among currently won orders for designing contracts. So I hope that tunnels are flashing for better times.

Preparation of designs for projects currently runs relatively intensely. Good news is that the construction of relatively great number of railway, motorway and road tunnels is at various stages of preparation. Many of them will attract interest by their length, technical solution or cross-sectional area of excavation. In connection with increasing the speed on the railway network and the starting preparation of high-speed rail tracks, I, in addition, assume that great tunnel construction challenges wait for us in the very near future.

I am convinced that both designing and the construction of demanding civil engineering structures itself will be coped with by Czech engineers and technicians without more serious problems. I can see the main risks on the way to bringing those demanding transport structures into service first of all in the legislative conditions and the complicated issuance of all prescribed permissions and approvals. Of course, sufficient funding for those massive investments is also important. Let us believe that our law makers will enforce the legislation, first of all recodification of the Building Law, and the preparation of large transportation construction projects will not be a matter of several decades, as it is so today, but only the process for single years. Likewise, let us be optimists that Czech economy will further thrive and the stress put on transportation infrastructure and its development will remain a priority even for future governments.

And what awaits the designing market itself in the nearest future? I personally consider the already notified preparation of high-speed rail tracks, together with the obligatory BIM designing for large governmental orders, to be a great professional challenge for the just coming generation of young designers. If they succeed at least in minimum use of experience, contacts and background available in already established designing companies, they have the chance, in combination with modern technologies, processes, procedures and tools, to become plodders of the future development of the transportation infrastructure, leaders of the market, not only domestic. It is so because borders, the state ones as well as the "business" ones, will be more and more removed. .

In our company, we have been dealing with the preparation of infrastructural transportation projects for over 65 years and I dare to maintain that we belong among domestic top companies in this field. We have completed important and appreciated designs in the Czech Republic and abroad. It is so even because of not only professional experience, but also the innovative and enthusiastic youth who have the doors open in our company. We invest into modern processes and new technologies. I will be happy to welcome personally all enthusiastic applicants who will decide to prepare their personal "design of the century" in the future under the banner of the SUDOP PRAHA team. In our company we do more than common designs!

Ing. TOMÁŠ SLAVÍČEK

generální ředitel SUDOP PRAHA a.s.
General Director of SUDOP PRAHA a.s.

VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

je mi ctí, že jsem dostal možnost napsat úvodník pro tak specializovaný časopis. I když jsem z profesního hlediska stavařem, obor podzemních staveb je svým způsobem specifický. Komunita tunelářů mě pozitivně inspiruje svojí semknutostí, tradicí a samozřejmě profesionalitou. Jsem hrdý na to, že i my máme mezi sebou její členy. Naše společnost má za sebou významné tunelové stavby, a to nejen ty, o kterých se na stránkách tohoto časopisu již psalo. OHL ŽS, a.s. se může pochlubit také významnými projekty ražeb štol v oblasti vodohospodářských staveb. I přesto, že je tunelových zakázek pomálu, jsme jedna z mála firem v české kotlině, která v této době realizuje tři tunely na železnici a dálnici. V aktuálním čísle vás s nimi prostřednictvím uveřejněných příspěvků krátce seznámíme.

První příspěvek je věnován výstavbě dálničního tunelu Čebrať na slovenské dálnici D1 v úseku Hubová – Ivachnová. Článek přináší informace o změně trasování části nově budovaného úseku dálnice z důvodů zjištění nepříznivých geologických podmínek v původní trase během výstavby a aktuálnímu stavu prací na ražbách průzkumných děl v obou tunelových troubách z východního portálu.

Druhý článek je zaměřen na nově budovaný dvojkolejný železniční tunel Deboreč na modernizovaném 4. koridoru v úseku Sudoměřice – Votice. Jelikož byl v minulém čísle časopisu tento tunel představen z hlediska prováděného monitoringu, náš příspěvek se podrobněji věnuje popisu projekčního řešení, jeho optimalizaci v rámci tvorby realizační projektové dokumentace a rovněž přináší informace z dosavadního průběhu realizace.

Původně plánovaný třetí článek věnovaný novému železničnímu tunelu Mezno v rámci stejného projektu bude z důvodu posunu zahájení prací po dohodě s vydavatelem publikován v některém z následujících čísel časopisu. Ražba tunelu byla oficiálně zahájena vysvěcením sošky svaté Barbory 11. září. V době, kdy budete mít možnost toto číslo číst, by již měla ražba tunelu naplno probíhat.

Rád bych popřál tunelářům mnoho zajímavých projektů. Doba, která nás čeká, bude jistě mnohem pozitivnější. Všichni z nás očekávají zejména zahájení prací na trase D pražského metra, na což se i naše kapacity intenzivně připravují.

Zdař bůh!

DEAR READERS,

I am honoured to have the opportunity to write an editorial for so much specialised journal. Even though I am a builder in terms of profession, the building industry is in a way specific. The community of tunnel builders inspires me positively by its tightness, tradition and, of course, professionalism. I am proud that even we have its members among us. Our company has significant tunnel construction projects behind, not only projects which have been written about on the pages of this journal. OHL ŽS, a.s. can also boast of significant projects for driving galleries in the area of water management works. Despite the fact that tunnel construction orders are rare, we are one of the companies operating in the Czech Basin which is realising three tunnels on railways and motorways. We will briefly acquaint you with them in the current issue through papers published in it.

The first paper is dedicated to the construction of the Čebrať motorway tunnel on the Slovak D1 motorway in the Hubová – Ivachnová section. The paper brings information on a modification of the alignment of the motorway section being newly constructed caused by discovering unfavourable geological conditions on the original alignment during the operations and the current state of the work on the excavation of exploratory workings in both tunnel tubes carried out from the eastern portal.

The other paper is focused on the newly built double-track railway tunnel, Deboreč, on the Corridor No. 4 being modernised in the Sudoměřice – Votice section. Because of the fact that this tunnel has been introduced in the previous issue from the aspect of the monitoring being conducted, our paper dedicates itself in more detail to the design solution, its optimisation within the framework of the development of the design of means and methods; it, in addition, brings information from the current progress of realisation.

The originally planned third paper dedicated to the new railway tunnel, Mezno, built within the framework of the same project, will be, in agreement with the publisher, postponed to one of the next journal issues with respect to the postponement of the deadline for the works commencement. The tunnel excavation will be officially started by consecration of a statuette of Saint Barbara on 11th September. At the time when you will be able to read that issue, the tunnel excavation should be in full swing.

I would like to wish the tunnellers lots of interesting projects. The time which awaits us will certainly be much more positive. All of us wait first of all for the commencement of the work on the Line D of Prague Metro and even our capacities are intensely preparing for it.

God speed you

Ing. ROMAN KOCÚREK

generální ředitel a 1. místopředseda představenstva OHL ŽS, a.s.

General Director and 1st vice-chairman of the Board of Directors of OHL ŽS, a.s.

PROJEKT ZÁRODKU SILNIČNÍHO TUNELU V PLZNI
DESIGN OF A STRUCTURAL BOX OUTSET FOR A ROAD TUNNEL IN PILSEN

MICHAL UHRIN

ABSTRAKT

Článek popisuje koncepci technického řešení zárodku silničního tunelu navrženého v místě křížení stávající železniční trati České Budějovice – Plzeň hl. n. s budoucí silnicí I/20 v Plzni, které je zároveň místem křížení investic SŽDC (rekonstrukce trati) a ŘSD (novostavba silnice). Protože příprava stavby dráhy je v předstihu před přípravou stavby silnice, předpokládá se několikaletý odstup v zahájení realizace. Stavba silnice, zahájená později, nesmí mít nepřiměřené dopady do v té době nově zrekonstruované dráhy a provozu na ní. V místě křížení povede silnice podjezdem pod tratí. Proto bylo navrženo v rámci stavby dráhy realizovat zárodek silničního tunelu, který v budoucnosti umožní rozšíření do tunelu plnohodnotného postupem s minimálními dopady na dráhu. K tomu bylo třeba mezi jednotlivými stranami dohodnout parametry budoucího silničního tunelu tak, aby umožnily dostatečnou flexibilitu v přípravě navazující stavby silnice. Tunel je navržen hloubený s čelním odtěžováním pod ochranou trvalých nosných konstrukcí stropní desky a podzemních stěn, dvoukomorový, obdélníkového tvaru, každá komora je jednosměrná se dvěma jízdními pruhy, kategorie T7,5/70. V rámci stavby dráhy budou provedeny svislé nosné konstrukce, stropní deska a zpětné zásypy. V rámci stavby silnice bude realizováno čelní odtěžování, stavba základové desky, stavební a technologické vybavení tunelu. Křížení silnice s tratí probíhá pod velmi ostrým úhlem (13°) na délce cca 200 m.

ABSTRACT

The paper describes conceptual design of a structural frame for a road tunnel proposed at the intersection of existing railway track České Budějovice – Plzeň hl. n. with planned trunk road I/20 in Pilsen, i.e. at the intersection of investments by SŽDC (railway track upgrade) and ŘSD (new road). Because the development of the railway project is significantly ahead of the road one, it is expected that the start of construction of the projects will be offset by several years. The road construction, commencing later, should not disproportionately affect the completed railway and its operation. At the intersection, the road will pass under the railway in a tunnel. Therefore, it was proposed that part of the road tunnel is constructed within the railway project in such an extent that will enable future enlargement into a full tunnel with minimum impact on the railway. To achieve that, it was necessary to agree the parameters of the future tunnel between all parties enabling enough flexibility for the subsequent planning of the road. The tunnel is proposed in the form of a rectangular box with two lanes per traffic direction, each direction accommodated in a separate cell, category T7,5/70, constructed cut & cover with diaphragm walls and cover slab. The railway project will deliver the vertical walls, cover slab and backfilling. The road project will complete the job by excavation inside the tunnel, construction of base slab and provision of the necessary civil and M&E accessories of the tunnel. The intersection is at a very acute angle of 13° over the length of approximately 200m.

ÚVOD

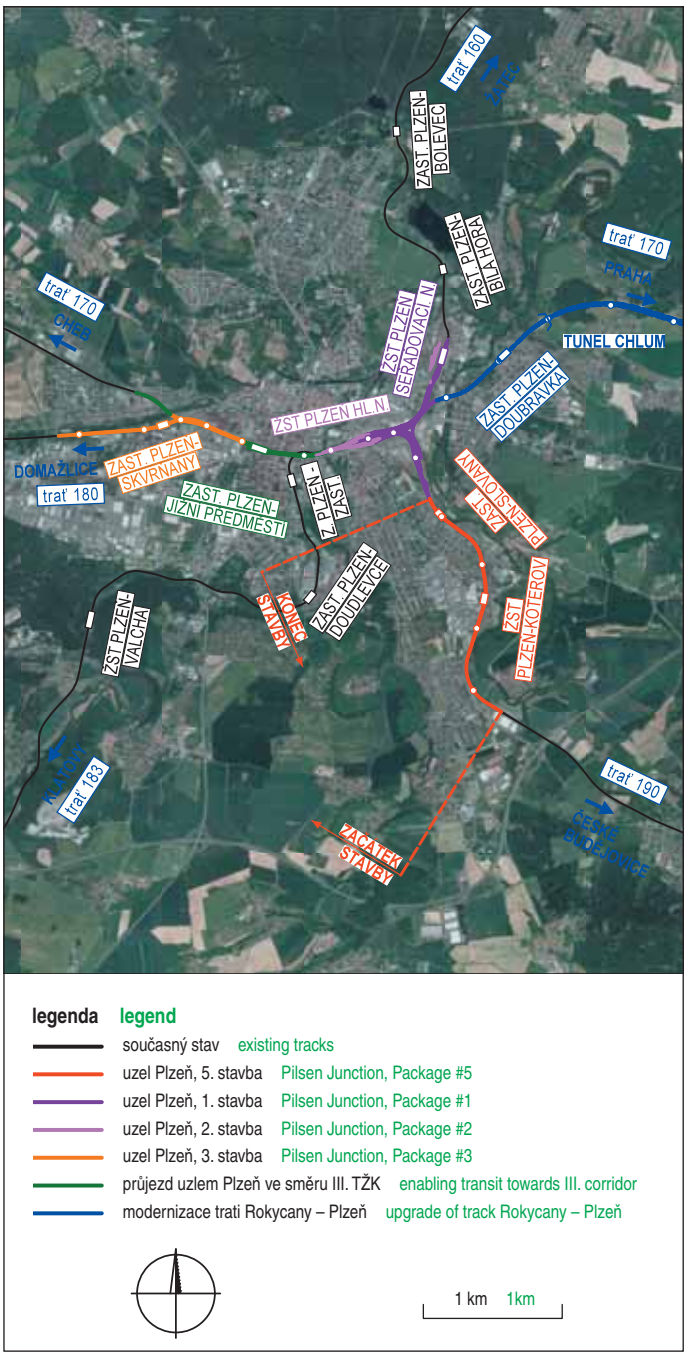
Správa železniční dopravní cesty (SŽDC) realizuje investiční akci Uzel Plzeň, jejíž podstatou je rekonstrukce stávající drážní infrastruktury. Akce je rozdělená do více staveb, z nichž některé jsou již úspěšně dokončené, jiné v realizaci a ostatní v projektové přípravě. Předmět článku spadá pod stavbu „Uzel Plzeň, 5. stavba – Lobzy – Koterov“ (obr. 1, červeně), k níž SUDOP PRAHA a.s. zpracoval dokumentaci pro stavební povolení (DSP). Nezávisle na tom připravuje Ředitelství silnic a dálnic (ŘSD) v Plzni novostavbu silnice I/20 (obr. 2), k níž SUDOP PRAHA a.s. zpracovává dokumentaci pro územní rozhodnutí (DÚR). Tyto stavby se kříží v oblasti ulic Velenická a Sušická (obr. 3, dráha červeně a silnice světle modře) v km 346,510 trati, přičemž silnice má být vedena podjezdem pod tělesem dráhy. Křížení tras vychází pod technicky nevýhodným ostrým úhlem cca 13°.

Vzájemný dopad těchto staveb byl zjištěn a koncepčně řešen při zpracování DÚR stavby dráhy. Na straně silnice byla v té době zpracována technická studie místa křížení. Klíčovým bodem pro posouzení popsané situace byl (a stále je) rozdíl ve stavu přípravy obou staveb. Protože příprava stavby dráhy je ve výrazném předstihu před přípravou stavby silnice, přirozeně se očekává, že i její realizace bude zahájena o několik let dříve. Respektive lze očekávat, že realizace stavby silnice bude zahájena až po, ale zároveň nedlouho po dokončení stavby dráhy. To vede k nutnosti zajistit,

INTRODUCTION

The Czech Network Rail Authority (SŽDC) is undertaking a project Pilsen Junction with the scope of refurbishment of existing railway infrastructure. The project is divided into several packages, some of which are already completed, other under construction and the rest in preparation. The subject of this paper falls under subproject package “Pilsen Junction, package #5 – Lobzy – Koterov” (Fig. 1, in red) the design for which was completed by SUDOP PRAHA at building permit stage of development. Independently, the Czech Highways and Roads Authority (ŘSD) plans to construct a new trunk road I/20 in Pilsen (Fig. 2) with design at zoning plan stage being developed also by SUDOP PRAHA. These two projects intersect between streets Velenická and Sušická (Fig. 3, railway in red and road in cyan colour) at ch. 346.510 of the railway with the intension for the road to underpass the track. The intersection comes out at a technically unfavorable acute angle of 13°.

The mutual impact of the projects was identified and addressed during development of zoning plan design for the railway project. Feasibility study of the intersection was carried out to put the road planning on board as well. The key driver behind the adopted approach was (and still is) the difference in the development of the projects. Because the development of the rail project is running significantly ahead of the road one, it is naturally expected that its construction will commence several years earlier. More specifically,



Obr. 1 Situační schéma akce Uzel Plzeň
Fig. 1 Plan layout for Pilsen Junction project

aby stavba silnice neměla v místě vzájemného křížení nepřiměřený dopad do v té době nově rekonstruované trati ani do provozu na ní.

Po zvážení různých přístupů bylo dohodnuto následující technické řešení této situace. V rámci stavby dráhy bude realizován tzv. zárodek budoucího silničního tunelu. Při jeho výstavbě bude v rámci možností využito výluk provozu na trati, výluk napěťových a příp. dostupných záborů pozemků, které by si stavba dráhy vyžádala tak jako tak bez ohledu na křížení se silnicí. Zárodek tunelu bude realizován v takovém minimálním rozsahu, aby zbytečně nenavyšoval objem stavby dráhy, ale zároveň v takovém rozsahu, aby bylo možné jej v budoucnu v rámci stavby silnice I/20 prohloubit, dostavět a vybavit do podoby plnohodnotného silničního tunelu, a to bez nepřiměřeného dopadu stavebních prací do v nadloží ležící trati nebo provozu na ní. Do té doby bude zárodek tunelu překryt vrstvami železničního spodku, svršku a terénními úpravami a bude přenášet zatížení působící v provizorním stavu.

Obr. 2 Situační schéma plánované novostavby silnice I/20 v Plzni
Fig. 2 Plan layout for planned new road I/20 in Pilsen

it can be expected that the construction of the road will commence shortly after completion of the rail project. Therefore, it is necessary to make sure that at the mutual intersection of the projects the road construction works will not disproportionately affect the newly refurbished rail and its traffic.

After assessment of various approaches, the following solution was agreed: The rail project will incorporate a structural frame outset of the future road tunnel. Its construction will benefit from planned timings of suspended rail traffic or traction power and available land acquisitions required by the rail project regardless of the road. The tunnel frame outset will be provided in such minimum extent that will not unnecessarily increase the rail project budget yet at that same in such extent that will enable future enlargement, completion and fit out into a full-fledged road tunnel without disproportionately negative impact on the track located above it and its rail traffic. Until that time the outset of the tunnel frame will be covered by layers of track subbase, railbed and other earthworks and will resist loads acting in the interim stage.

The proposed engineering approach must be accompanied by appropriate contractual and administrative treatment of a construction job carried out at the interface of projects developed by two separate public-funded bodies. This includes besides other topics the issues of source of financing, tender for contractor, supervision, handover and acceptance of works and related assurance. These issues will not be discussed further in this paper because they are still subject to discussions and the final arrangement is not yet confirmed. The paper will therefore focus on the concept of the engineering design only, with the assumption that information regarding contractual

Obr. 3 Místo křížení plánované silnice s dráhou
Fig. 3 Location of intersection of the planned road with existing railway

Druhou stranou mince k technickému řešení je smluvní zajištění nebo obecněji administrace této akce na rozhraní staveb dvou veřejných investorů. To zahrnuje mimo jiné otázky zdrojů financování, výběru zhotovitele, technického dozoru, předání a převzetí dokončeného díla a souvisejících záruk. Těmto tématům se článek nebude podrobněji věnovat, protože k nim ještě probíhají jednání a definitivní uspořádání vztahů tudíž není potvrzené. Článek se proto bude držet otázek koncepce technického řešení s tím, že detaily smluvního uspořádání stejně jako technické detaily spojené s prováděním objektu mohou být předmětem navazujícího článku publikovaného po dokončení realizace stavby.

PROSTOR VÝSTAVBY

Budoucí staveniště zárodku tunelu se nachází v Plzni v místě stávajícího železničního zářezu v lokalitě ohraničené ulicemi Sušická, Velenická a Strmá, ve vzdálenosti cca 300 m od řeky Úslavy (záhyby řeky jsou patrné na obr. 3). Při přípravě staveniště bude muset být provedeno odstranění několika stávajících jednopodlažních objektů garáží, které jsou v kolizi s budoucí trasou silnice.

Geologické poměry

Stavba bude probíhat na území říční terasy. Základní vrstvy horninového prostředí zastiženého provedenými geologickými průzkumy jsou (odshora): kvarterní pokryvy tvořené hrubozrnnou (štěrkovou) říční terasou s neprůběžnými jemnozrnnými vložkami a pod nimi skalní podloží, tvořené prachovci a břidlicemi.

arrangements, detailed design and construction will be published after successful completion of the subject works.

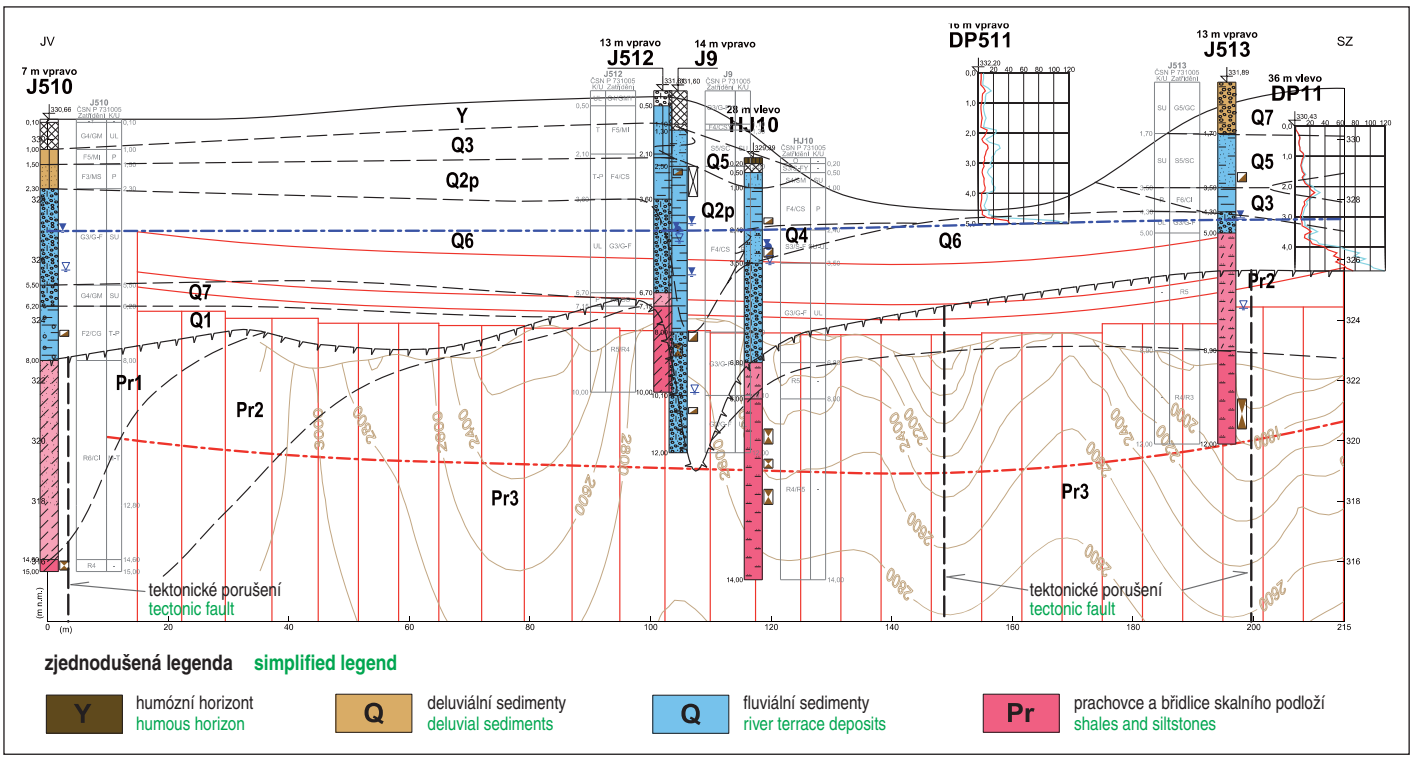
SITE LOCATION

The future construction site of the tunnel is located in Pilsen at an existing railway cut bounded by streets Sušická, Velenická and Strmá, about 300m from river Úslava (river folds apparent in Fig. 3). The enabling works will have to include demolition of several existing single storey garages colliding with the alignment of the future road.

Geological Conditions

The project is located in river terrace environment. The basic subsoil strata encountered by site investigation are (from above): quaternary covers, coarse-grained (gravel) terrace, discontinuous fine-grained interbeds and bedrock formed by siltstones and shales.

The rockhead is closest to the ground surface in northern part of the site. Depth to bedrock in this area is approx. 5–6m from ground surface (above the crown of the railway cut). That corresponds to a depth of approx. 1.0–1.5m from existing top of rail (ToR) in the railway cut and that in turn corresponds with data from trial pits dug in railbed. Further to the south, the rockhead declines and its character changes. Above the railway cut, it was encountered 7–8m below ground surface which corresponds to a depth of approx. 5,5–6,5m below existing ToR level. In the northern area of the site the bedrock character is siltstone and its surface layer strength class



Obr. 4 Geologický podélný profil (průmět tunelu zvýrazněn červeně a predikovaná úroveň HPV modře)
Fig. 4 Geological longitudinal profile (tunnel projection in red, predicted GWL in blue)

Skalní podloží je položeno nejblíže povrchu terénu v severní části staveniště. Hloubka povrchu skalního podloží je v této oblasti cca 5–6 m od stávajícího terénu (v oblasti nad korunou zářezu železniční trati). To odpovídá hloubce cca 1,0–1,5 m od stávající úrovně temene kolejnice (TK) v zářezu železniční trati, což koresponduje s kopanými sondami provedenými v kolejišti. Dále na jih skalní podloží upadá do větší hloubky a mění se jeho charakter. V oblasti nad zářezem železniční trati bylo skalní podloží zastiženo v hloubce 7–8 m pod stávajícím terénem, což odpovídá hloubce cca 5,5–6,5 m pod úrovní TK stávající trati. V severní části staveniště má skalní podloží charakter prachovců a jeho zvětralá vrstva má pevnost třídy R5, hlouběji pak přechází do třídy R4 nebo R5–R4 dle ČSN P 73 1005. V jižní části staveniště má skalní podloží charakter prachovců nebo břidlic a jeho zvětralá vrstva má pevnost třídy R6 dle ČSN P 73 1005, hlouběji pak přechází do třídy R5 nebo R6–R5.

Skalní podloží nebylo ve dvou atypických sondách předběžného průzkumu realizovaných do hloubky 12 m a 14 m zastiženo. Pro ověření této situace byly v rámci podrobného průzkumu záměrně odvrtány ověřovací sondy v bezprostřední blízkosti těch atypických. V těchto sondách však bylo skalní podloží zastiženo v obvyklé hloubce. Tato situace nasvědčuje existenci úzkých strží nebo koryt ve skalním podloží, se kterými je při realizaci stavebního díla nutno počítat.

Stěrková terasa je hrubozrnná a velmi propustná, třídy G3/G-F dle ČSN P 73 1005, typicky ulehlá. Obsahuje kameny a balvany o velikosti přesahující profil vrtu průzkumných sond. Mocnost této vrstvy je proměnná v závislosti na poloze povrchu skalního podloží a báze kvarterních pokryvů. Neprůběžné jemnozrnné vložky jsou třídy F4/CS příp. F6/CL dle ČSN P 73 1005 konzistence pevné.

Hydrogeologické poměry

Ve všech vrtaných sondách byla zastižena hladina podzemní vody (HPV), a to v hloubce 3,0–4,5 m pod stávajícím terénem. V kopaných sondách v kolejišti byla HPV zastižena zhruba v odpo-

is R5, deeper changing into class R4 or R5–R4 to ČSN P 73 1005. In the southern part of the site the bedrock character is siltstone to shale and its surface layer strength class is R6 to ČSN P 73 1005, deeper turning into R5 or R6–R5. The bedrock was not found in two atypical boreholes of preliminary site investigation bored to a depth of 12m and 14m. To verify these findings in the detailed site investigation new boreholes were carried out deliberately in close vicinity of the atypical ones. In the new ones the bedrock was encountered in the usual depth. Such result suggests that narrow troughs of channels may exist within the bedrock and construction works should allow for contingences in case they were encountered.

The terraced gravels are coarse-grained and permeable, grading class G3/G-F to ČSN P 73 1005, typically dense. They include cobbles and boulders of size exceeding the probing boreholes' diameter. The thickness of this stratum is variable depending on the rockhead level and base of covers. Intermittent fine interbeds are grading class F4/CS or F6/CL to ČSN P 73 1005, firm to stiff.

Hydrogeological Conditions

All boreholes encountered ground water table (GWL), specifically at depth 3.0–4.5m below existing ground surface. Trial pits in railbed encountered GWL at a roughly corresponding depth, i.e. approx. 1–2m below existing ToR. With respect to the structure under design the GWL is ±1.0m relatively to the ridge of the cover slab of the tunnel.

With respect to chemical attack on reinforced concrete (RC) the groundwater environment had to be classified based on the completed laboratory analyses as XA2 to ČSN EN 206.

Corrosion survey

The refurbished track will be electrified by AC traction. The corrosion conditions of the site were verified by specialist investigation and classified into grade 3 of basic protection measures according to guideline SŽDC (ČD) SR 5/7 (S) and grade 3 (without suction factor influence) or grade 4 (with suction factor included)

vídající úrovni, tedy cca 1–2 m pod úrovní TK stávající koleje. Ve vztahu k řešenému objektu je tato úroveň HPV ve výšce cca ±1,0 m vůči hřebeni stropní desky tunelu.

Z hlediska agresivity podzemní vody na železobetonové (ŽB) konstrukce je na základě provedených laboratorních rozborů nutné uvažovat se stupněm vlivu prostředí XA2 dle ČSN EN 206.

Korozní průzkum

Rekonstruovaná trať bude elektrifikována střídavou trakcí. Korozní podmínky ve stávajícím stavu byly ověřeny korozním průzkumem a klasifikovány stupněm 3 základních ochranných opatření dle předpisu SŽDC (ČD) SR 5/7 (S) a stupněm 3 (bez započtení sacího koeficientu), respektive stupněm 4 (při započtení sacího koeficientu) dle TP 124. Trať spadá z hlediska zatížení drážním provozem do 1. třídy dle českého národního dodatku k ČSN EN 1991-2.

KONCEPCE NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Budoucí tunel pro silnici I/20 byl s ohledem na míru zahloubení pod terén, geologické poměry a vzájemný průběh nivelety silnice a úrovně TK rekonstruované trati navržen jako hloubený, obdélníkové dvoukomorové konstrukce. Celková délka zárodku tunelu měřená podél staničení silnice je 220 m, délka zastropené části je 200 m, délka levé tunelové trouby 130 m a pravé tunelové trouby 180 m. Navržená délka objektu, resp. jeho jednotlivých trub, vychází z minimální délky potřebné pro realizaci podjezdu silnice I/20 pod provozovanou železniční tratí a pro proveditelnost navazujících konstrukcí při dané šikmosti křížení (13°). Vzájemné uspořádání „trať–tunel–silnice“ je ilustrováno na snímku z 3D CAD modelu (obr. 5). Silnice I/20 na tunel v budoucnosti naváže z obou stran hlubokým zářezem paženými zárubními zdmi.

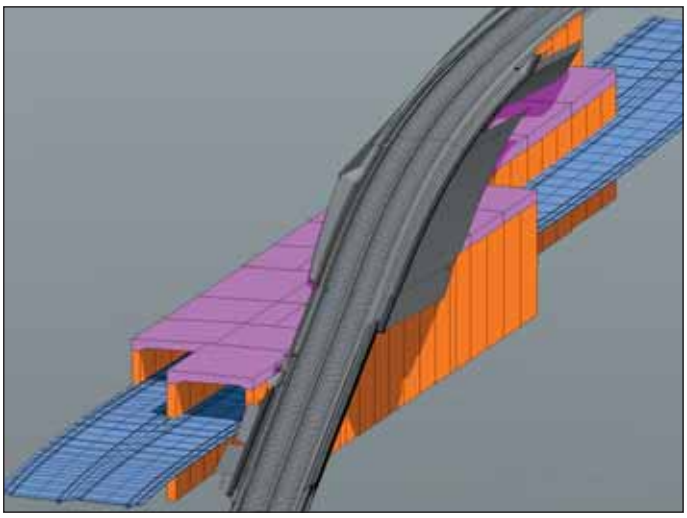
Tunel je po délce rozdělen na čtyři charakteristické úseky (rozsah staničení podle technické studie silnice):

- km 0,360–0,380 křídlo zárubní stěny vpravo, které zajišťuje proveditelnost budoucího navázání zářezu silnice I/20 proti náspu železniční trati vpravo;
- km 0,380–0,450 samostatná pravá tunelová trouba, na kterou v budoucnosti naváže zářez silnice I/20 vlevo;
- km 0,450–0,560 dvoukomorový tunel;
- km 0,560–0,580 samostatná levá tunelová trouba, na kterou v budoucnosti naváže zářez silnice I/20 vpravo.

V úsecích, kde silnice vede pouze v jedné tunelové troubě, se předpokládá, že zárubní zeď budoucího zářezu v sousedním dopravním směru bude rozpíraná trvalými rozpěrami do tubusu tunelu cca v úrovni stropní desky.

Dělení na zárodek tunelu a ostatní prvky

V příčném řezu budou součástí zárodku tunelu, a tudíž součástí výstavby realizované se stavbou dráhy, následující prvky: svislé nosné podzemní stěny, stropní deska, hydroizolace stropní desky, zpevněné podloží železniční trati v přechodových oblastech a dočasné pažící konstrukce potřebné pro realizaci výše uvedených položek z jednotné pracovní úrovně na dně těsněné stavební jámy. Součástí navazující stavby silnice I/20, tj. součástí rozšíření a vybavení zárodku tunelu do podoby plnohodnotného silničního tunelu, budou tyto prvky: dočasné pažící konstrukce potřebné pro realizaci navazujících zdí, zářezů a jam, čelní odtěžování pod ochranou stropní desky a podzemních stěn, základová deska, veškeré stavební a technologické vybavení tunelu, portály (čela) tunelových trub



Obr. 5 Snímek z 3D CAD modelu (silnice, trať a tunel)
Fig. 5 View from 3D CAD model (carriageway, track and tunnel)

to TP 124. The traffic loading of the track is class 1 to the Czech National Annex to ČSN EN 1991-2.

CONCEPT ENGINEERING DESIGN

The future tunnel for trunk road I/20 is proposed cut and cover, based on its depth, ground conditions and the mutual relation of the longitudinal profile of the track and the road, with rectangular double-cell structure. The full length of the outset structure measured along chainage is 220m, the length covered by roof slab is 200m, the length of the left-hand side tube 130m and right-hand side tube 180m. The length of the structure and its respective tubes follows from the minimum length required to undertake the underpass of the I/20 road below the operational railway track and for feasibility of the adjoining structures considering the given intersection angle (13°). The mutual “track-tunnel-road” arrangement is illustrated on snapshot from 3D CAD model (Fig. 5). The trunk road I/20 will be connected to the tunnel in the future by deep cuts from both sides, supported by retaining walls.

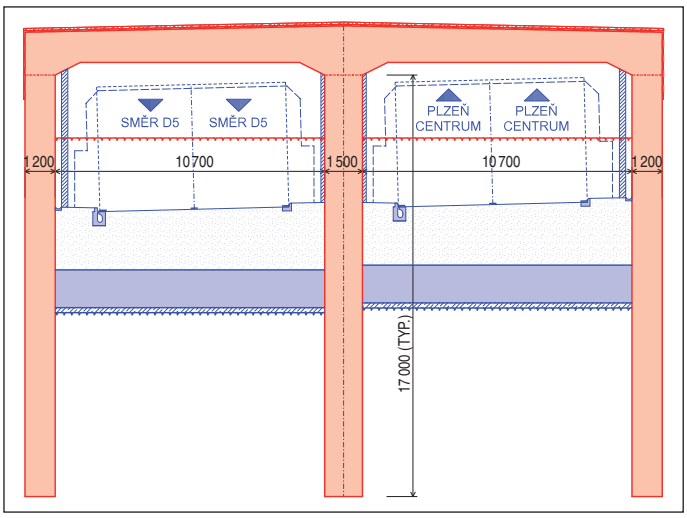
The tunnel is divided into four typical profiles along its length (chainage taken from intersection feasibility study):

- km 0.360–0.380 right-hand side wingwall, required for feasibility of future road cut connection and its support against the track;
- km 0.380–0.450 separate right-hand side tunnel tube that will be accompanied in the future by deep road cut on the left-hand side;
- km 0.450–0.560 double-cell tunnel;
- km 0.560–0.580 separate left-hand side tunnel tube that will be accompanied in the future by deep road cut on the right-hand side.

In the sections where the road is accommodated only in a single tunnel tube it is expected that the retaining wall supporting the road cut in the other traffic direction will be permanently propped against the tunnel approximately at its cover slab level.

Division into outset structure and remaining parts of the tunnel

In a cross section the outset structure of the tunnel which falls under the rail project delivery scope includes the following elements: diaphragm walls, cover slab incl. external waterproofing, mass fill below tracks in transition areas and temporary retaining walls required for construction of the mentioned items from a formation level at a bottom of a sufficiently watertight construction shaft.



Obr. 6 Schéma dělení na zárodek tunelu (červeně) a budoucí rozšíření (modře) v příčném řezu
Fig. 6 Cross-section scheme of works division into initial frame (in red) and future enlargement (in blue)

včetně potřebných zábradlí a oplocení a těsnění míst stavebního navázání konstrukcí. Dělení příčného řezu na zárodek tunelu a ostatní konstrukce a práce je schematicky zobrazeno na obr. 6. Z něj je pro zajímavost patrné, že část výkopu uvnitř tunelu proběhne již při výstavbě zárodku. K tomu bylo přistoupeno na základě dohody obou investorů proto, aby betonáž stropní desky mohla být realizována na skruži a aby po odskružení bylo možné provést kontrolu kvality stropní desky před převzetím díla i zespodu. Na obr. 6 nejsou zobrazeny detaily systému odvodnění tunelu, vrstev vozovky, skladby nouzových chodníků nebo kabelových vedení, protože tyto prvky budou teprve navrženy v rámci zpracování DÚR stavby silnice I/20, avšak byla pro ně odsouhlasená dostatečná prostorová rezerva.

Technologie výstavby

Tunel bude hloubený s čelním odtěžováním pod ochranou trvalých nosných konstrukcí stropní desky a podzemních stěn (milánská metoda). Svislé podzemní stěny z monolitického železobetonu budou realizovány z pracovní úrovně na dně předzářezu (stavební jámy). Stropní deska tunelu bude rovněž monolitická železobetonová. Obě tyto konstrukce jsou navrženy a budou provedeny jako vodonepropustné betonové konstrukce dle TP ČBS 04. Stropní deska bude navíc z vnějšku chráněna proti tlakové vodě vodotěsnou izolací zataženou pod pracovní spáru se stěnami.

Konstrukce tunelu budou realizovány z pracovních plošin na dně dočasné stavební jámy. Úroveň pracovní plošiny pro provedení podzemních stěn byla volena tak, aby v podloží nevznikal hydraulický gradient vedoucí k pohybu podzemní vody, který by mohl ovlivnit výslednou kvalitu ŽB podzemních stěn, ale zároveň tak, aby se zbytečně nekumulovala odchylka (tolerance) od svislosti při provádění, kterou je nutné vzít v úvahu při návrhu světlých rozměrů příčného řezu tunelem. Pracovní úroveň pro realizaci stropní desky (kolem tunelu) byla navržena na úrovni pracovní spáry mezi svislými stěnami a stropní deskou, s lokálními hlubšími rýhami pro provedení detailů. Rozsah dočasných výkopů byl volen tak, aby na velmi stísněném staveništi vytvořily dostatek prostoru pro rozvinutí zařízení staveniště, vč. potřebných technologií výstavby, a pro bezpečný pohyb stavební mechanizace.

Stavební jáma bude zajištěna dočasnou pažící konstrukcí. Pažící stěna je navržena jako – dočasně a přiměřeně – vodonepropustná, vetknutá do skalního podloží a uzavřená po celém svém obvodu tak, aby při realizaci konstrukcí z pracovní úrovně situované pod

The scope of the following road I/20 project, i.e. the enlargement, completion and fit out of the outset structure into a fully-fledged road tunnel, will include the following elements: temporary retaining walls required by the adjoining walls, cuts or shafts, excavation inside the tunnel under protection of its cover slab and diaphragm walls, base slab of the tunnel, all civil accessories and M&E fit outs, portals (headings) of the tunnel tubes incl. the necessary railing and fencing and ex post sealing of cold joints at civil interfaces. The cross-section division into the outset frame and remaining structures and works is schematically depicted in Fig. 6. In the figure an interesting fact stands out. Part of the excavation inside the tunnel will be carried out already during the outset structure construction. This approach was taken based on agreement of clients on both projects to enable casting of the roof slab of the tunnel onto formwork so that after its removal a quality inspection of the slab was possible also at its bottom face before handover. Fig. 6 does not depict details of tunnel drainage systems, carriageway layers, arrangement below emergency walkways or cable routes because the design of these items will be carried out within the scope of the trunk road I/20 zoning planning stage. However, sufficient space proofing for these elements was carried out and contingency provided.

Construction Methodology

Excavation inside the tunnel will be carried out under protection of its roof slab and diaphragm walls. The cast-in-place reinforce concrete diaphragm walls will be constructed from a working platform at the bottom of a construction shaft. The cover slab will be also cast-in-place reinforced concrete. Both these structures were designed and shall be constructed as watertight according to TP ČBS 04. The roof slab will be additionally tanked by external waterproofing terminated below construction joints with walls.

The tunnel structures will be constructed from working platforms at the base of a temporary construction shaft. The working platform for diaphragm wall construction was set at such level that does not generate hydraulic gradient, because groundwater movement could affect the resulting quality of RC diaphragm wall, but also with the aim to limit accumulation of verticality tolerance of the walls (accounting for workmanship deviations) which needs to be taken into account in space proofing for internal clearances of the tunnel cross section. The working platform (around the tunnel) for the cover slab construction was set at the level of the construction joint between the walls and roof slab of the tunnel, with local deeper trench around the tunnel provided for feasibility of waterproofing end details. The extent of temporary excavation was designed to generate reasonable space on the very constrained site allowing for site facilities, construction equipment and safe movement of plant.

The construction shaft will be supported by temporary retaining wall. The wall is designed temporarily watertight (as far as reasonably practicable), embedded into bedrock at its toe and closed around its perimeter so that the following works constructed from a formation level located below the surrounding GWL were carried out in a reasonably dry environment achievable by operational dewatering. This will also prevent the drop of the surrounding GWL which could lead to settlement of assets in the depression zone. Majority of the construction shaft perimeter will by supported by secant pile wall – considering the excavation depth, bedrock level, GWL and external load. Small stretch hardly accessible to piling plant will be supported by micropile wall sealed by jet grouting columns and anchored in multiple levels.

The pile wall will be either cantilevered (no anchors), supported by temporary prestressed ground anchors or propped by horizontal steel corner struts, always through reinforced concrete waler beams, in one or two levels. The first anchor or prop level is proposed at the pile wall head beam considering construction programme (speed). The second

úrovní okolní HPV bylo dosaženo přijatelně malých přítoků podzemní vody zvladatelných provozním čerpáním. Tím bude zároveň zabráněno poklesu okolní HPV, který by se mohl negativně projevit v podobě sedání objektů v rozsahu depresního kužele. Převážná většina obvodu stavební jámy bude zajištěna pomocí převrtávané pilotové stěny – s ohledem na hloubku výkopu, úroveň skalního podloží, polohu HPV a vnější zatížení. Malý úsek obtížně dostupný pro pilotážní techniku bude zajištěn mikrozáporovým pažením těsněným sloupy tryskové injektáže a kotveným ve více úrovních.

Pilotová stěna bude buď vetknutá (bez kotvení), kotvená dočasnými předpjatými zemními kotvami nebo v rozích rozepřená ocelovými rozpěrami, vždy přes železobetonové převázky, a to v jedné nebo ve dvou úrovních. První kotevní nebo rozpěrná úroveň je navržena s ohledem na harmonogram (rychlost) výstavby vždy v hlavě pilotové stěny. Druhá kotevní nebo rozpěrná úroveň, použitá v místech, kde jedna úroveň staticky nepostačí, je navržena nad předpokládanou úrovní okolní HPV, aby nebyla nutná realizace kotev pod HPV. Dočasná pažení jsou navržena na relevantní stálá a nahodilá zatížení včetně zatížení železniční dopravou (na stávající nebo objízdné trase) nebo silniční dopravou (na okolních komunikacích).

Pažení pomocí ocelových štětovnic nebylo navrženo s ohledem na charakter podloží (ulehlost a balvanitost štěrkové terasy) a vztah mezi hloubkou výkopu a polohou skalního podloží, protože štětovnice by nebylo možné zaberanit do staticky potřebné hloubky. Záporové pažení nebylo navrženo s ohledem na nedostatečnou těsnost proti pronikání podzemní vody do stavební jámy a s ohledem na nereálnost provádění ve zvodnělé štěrkové terase. Hybridní pažení (např. kombinace zápor nebo pilot s tryskovou injektáží) nebylo navrženo, protože by vyžadovalo podrobné konzultace s konkrétním specializovaným zhotovitelem, které v režimu podmínek červené knihy FIDIC nelze uskutečnit před zadáním stavby.

Postup a fáze výstavby

Konstrukce zárodku tunelu bude realizována ve dvou fázích výstavby s vybudováním dočasné objízdné trasy na železniční trati. První fáze výstavby bude probíhat nejprve za neomezeného (dvoukolejného) provozu na stávající trati. Poté bude vyloučena stávající kolej č. 2, rychlost provozu na koleji č. 1 bude omezena, budou přeloženy kolizní drážní sítě a na trakčním vedení bude s ohledem na bezpečnost před účinky vysokého napětí zřízeno v rozsahu staveniště neutrální pole. Součástí této fáze bude realizace konstrukcí

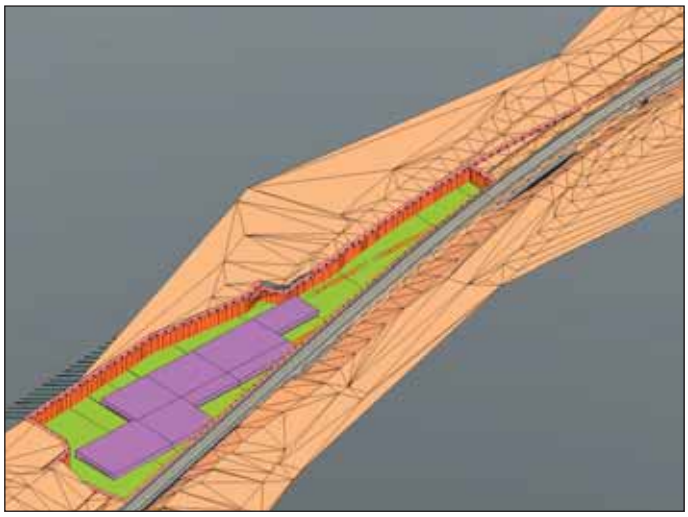
anchor or prop level, designed where one level of lateral support would be structurally insufficient, is proposed above the expected surrounding GWL so that construction of anchors below GWL was prevented. The temporary retaining walls are designed for relevant permanent and variable loads incl. railway traffic (on existing track or the temporary bypass) or road traffic (on adjacent streets).

Sheet piling was not proposed considering the ground conditions (density and boulders in the terraced gravels) and the relation between the required excavation depth and rockhead level, because it might not be feasible to drive the sheet piles into the structurally required depth. Soldier pile wall was also not proposed considering its water tightness and feasibility of construction in coarse grained ground under water table. Hybrid structure (e.g. combination of soldier piles and jet grouting) was not proposed because the design would require early contractor involvement that is not available under FIDIC Red Book design-bid-build conditions during the design phase.

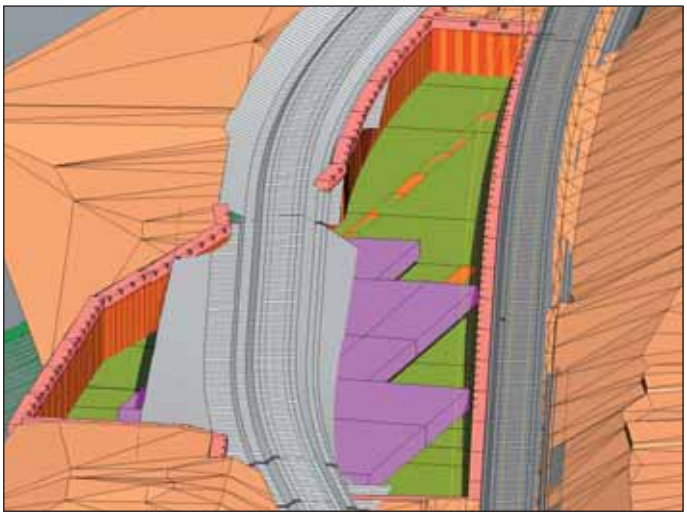
Construction Phases

The subject structure will be carried out in two construction stages with provision of temporary bypass track. First stage will commence during uninterrupted traffic on both tracks of the existing railway. Further on, traffic on existing track #2 will be suspended, speed on track #1 limited, colliding cable routes and utilities will be relocated and neutral field covering the construction site extent will be set up on traction systems to prevent risk from high voltage. This stage will include construction of works north of (to the right-hand side of) the existing track #1. First, the closed watertight construction shaft supported by temporary retaining wall will be created on the east side of the site, between existing tracks and on the north and south ends. From a working platform inside the shaft guide walls, diaphragm walls and cover slab units within the first stage extent will be completed one by one (Fig. 7) also incl. traction masts' footings located in the shaft. Then the completed north end of the tunnel will be backfilled and bypass track placed over it (Fig. 8) incl. traction and other accessories and connected into the new track #2 at both ends. By the end of the cover slab at the interface between the construction stages the embankment of the bypass track will be supported by L-shaped retaining wall from precast segments founded on the cover slab that will increase the safety of work at the interface in the second stage. The traction system on the bypass track will also be set up with a neutral field during the construction works to avoid risk of high voltage injury.

After diversion of rail traffic onto the temporary bypass track the



Obr. 7 Fáze výstavby 1 před provedením objízdné trasy (snímek z 3D CAD modelu)
Fig. 7 Construction stage 1 before completion of bypass track (view form 3D CAD model)



Obr. 8 Fáze výstavby 1 po provedení objízdné trasy (snímek z 3D CAD modelu)
Fig. 8 Construction stage 1 after completion of bypass track (view from 3D CAD model)

na sever (vpravo) od stávající koleje č. 1. Nejprve bude vytvořena uzavřená (těsná) stavební jáma zajištěná pažením – na pravé straně staveniště, mezi stávajícími kolejemi a na severním i jižním konci. Z pracovní úrovně ve stavební jámě pak budou postupně provedeny vodící zídky, podzemní stěny a úseky stropní desky v rozsahu fáze 1 (obr. 7) a základy definitivních trakčních stožárů umístěné v půdorysu stavební jámy tunelu. Následně bude realizován zpětný zásyp dokončené části tunelu a položena dočasná objízdná trasa železnice, vč. trakce a ostatního příslušenství přes dokončený úsek zastropeného tunelu (obr. 8), napojená na koncích do nového stavu koleje č. 2. Při konci stropní desky na rozhraní fází výstavby bude násep objízdné trasy podepřen úhlovou opěrnou zdí z prefabrikovaných drážních dílců uloženou na stropní desce tunelu, která přispěje ke zvýšení bezpečnosti práce v navazujícím úseku. Také u trakčního vedení objízdné trasy bude z hlediska bezpečnosti před účinky vysokého napětí zřízeno po dobu výstavby zárodku tunelu neutrální pole.

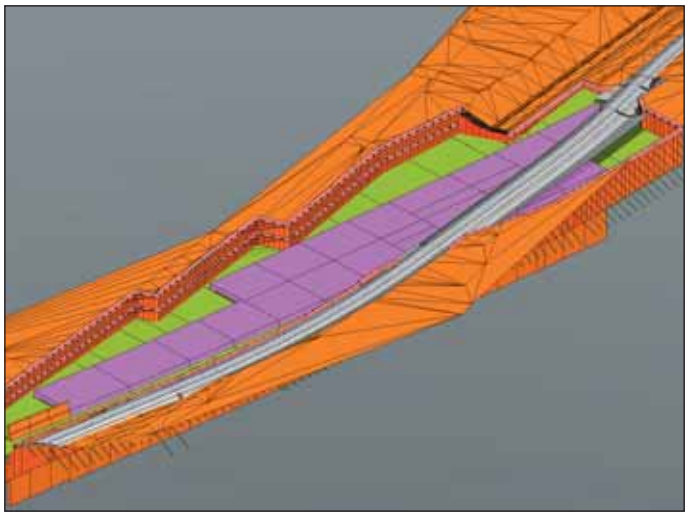
Po převedení železniční dopravy na objízdnou trasu může být vyloučena stávající kolej č. 1 a zahájena druhá fáze výstavby tunelu zahrnující realizaci zbývajících konstrukcí na jih (vlevo) od původní trati. Nejprve bude postupně dokončena uzavřená (těsná) stavební jáma zajištěná zbývajícími úseky pažení, ve které proběhne hloubení na pracovní úroveň zpevněného dna jámy. Bude také provedeno odstranění dále nepotřebných a kolizních úseků středové linie pažení (úsek mezi původními kolejemi). Z pracovní úrovně dna jámy budou provedeny vodící zídky, podzemní stěny a úseky stropní desky v rozsahu fáze 2 výstavby zárodku tunelu (obr. 9). Následně proběhne realizace základů definitivních trakčních stožárů situovaných v této oblasti, zásyp (vč. přechodových oblastí) a položení definitivní železniční trati s veškerým příslušenstvím. V tomto provizorním stavu bude zárodek tunelu čekat na zahájení navazující výstavby silnice (obr. 10).

VYBRANÉ DETAILY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Jedná se o krátký obousměrný směrově rozdělený hloubený městský silniční tunel pod železniční tratí, kategorie TD dle ČSN 73 7507, bez veřejně přístupných chodníků. Návrhová rychlost v tunelu je 70 km/h (shodná s návrhovou rychlostí komunikace v tomto úseku) a kategorie šířkového uspořádání T-7,5 dle ČSN 73 7507. V rámci profesní koordinace bylo odsouhlaseno směrové i výškové vedení trasy silnice v tunelu a nutný světlý prostor nad vozovkou (resp. nouzovými chodníky) po stropní desku i prostor pod vozovkou po základovou desku tunelu. Při sestavení příčného řezu tunelem byly uvažované prostorové rezervy pro:

- dopravní značení nad průjezdním prostorem tunelu;
- systémy odvodnění tunelu (pod vozovkou a chodníky), zejména kanalizační odvodnění srážkových vod ze zářezů pozemní komunikace navazujících na tunel;
- pokrytí tolerancí provádění, zejména s ohledem na toleranci svislosti podzemních stěn;
- průhyby konstrukce pod zatížením;
- zřízení drenážního žlábku pro odvedení případných průsaků podzemní vody skrze vnější podzemní stěny tunelu;
- zřízení krycí stěny s požadovanou povrchovou úpravou a požární odolností na vnitřním líci všech podzemních stěn.

S ohledem na délku tunelu (200 m), dopravní intenzity (kategorie TD) a podélný sklon nivelety nebylo nutné uvažovat nucené větrání, požární vodovod, SOS kabinky a propojky mezi tunelovými troubami. Poloha záchytné jímky znečištěných vod byla dohodnuta mimo půdorys tunelu.



Obr. 9 Fáze výstavby 2 s objízdnou trasou (snímek z 3D CAD modelu)
Fig. 9 Construction stage 2 with bypass track (view from 3D CAD model)

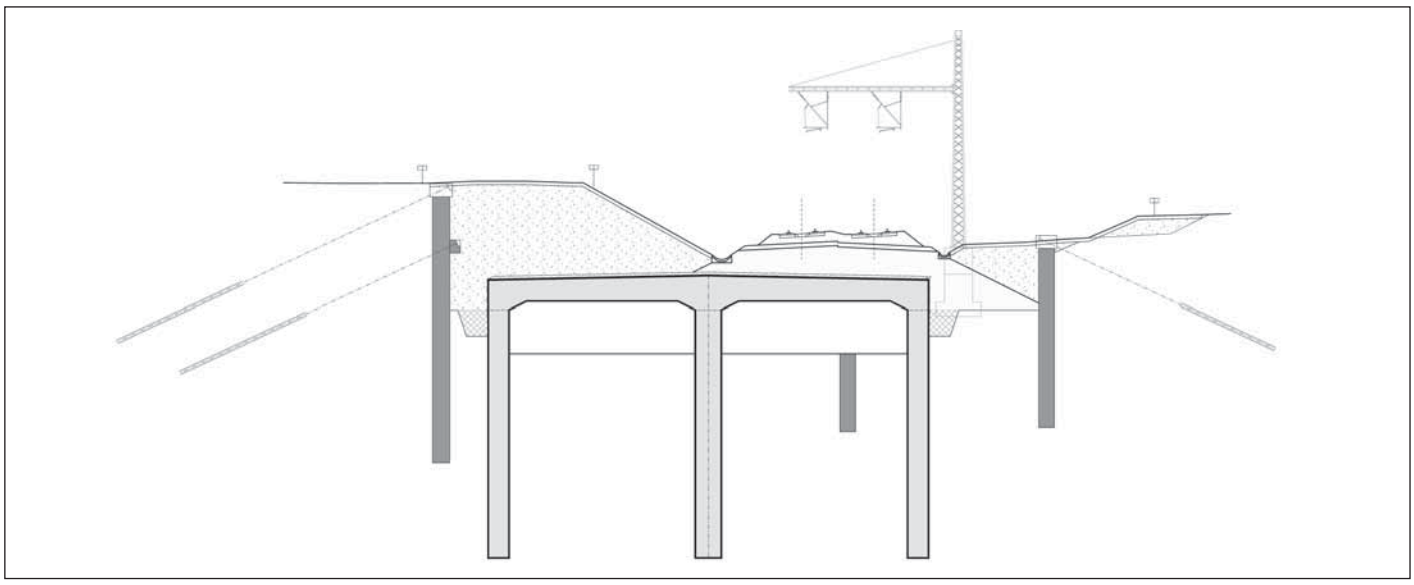
operation of the existing track #1 can be suspended and the second tunnel construction stage commenced to complete the remaining structures south of (to the left-hand side of) the former track. First, the construction shaft will be enlarged and closed with the remaining temporary retaining walls and excavated to the formation level. Parts of the central wall located between former tracks that are colliding or no longer necessary will be removed. Remaining guide walls, diaphragm walls and cover slab units will be constructed from the working platform (Fig. 9). This will be followed by construction of footings of definitive traction masts located here, backfill (incl. mass fill in transition areas) and placement of new tracks with necessary accessories. Thereby, the outset structure of the tunnel will be complete and waiting in the interim stage for following construction of the I/20 road (Fig. 10).

SELECTED TECHNICAL DETAILS

The subject structure is short bidirectional (with separate cell for each traffic direction) cut & cover urban road tunnel under railway track, category TD to ČSN 73 7507, without public access to its safety walkways. The design speed in the tunnel is 70km/h (identical to that on the adjoining open road) and its cross-section class is T-7,5 to ČSN 73 7507. The necessary interdisciplinary coordination included establishment of key parameters such as road alignment in the tunnel, vertical clearance above carriageway (and safety walkways) and well as space provided between the carriageway and base slab. The cross-section space proofing for the tunnel considered the following allowances for:

- envisaged traffic signage above traffic envelope;
- drainage systems (under carriageway and walkways), especially sewage collection of rainwater from adjoining open road cuts at both sides of the tunnel;
- workmanship tolerances, especially verticality of the diaphragm walls;
- structural deflection under load;
- drainage cavity for potential leakage through diaphragm wall along external walls;
- walls or layers covering the diaphragm walls intrados to give the required fire resistance and expected surface finish.

Based on the tunnel length (200m), traffic intensity (TD) and maximum longitudinal gradient it was not necessary to allow for mechanical ventilation, fire main, SOS boxes and cross passages. The location of retention sump for spoiled water was agreed outside the footprint of the tunnel.



Obr. 10 Vybraný příčný řez po dokončení fáze 2 výstavby zárodku tunelu
Fig. 10 Typical cross section after completion of construction stage 2

Konstrukční a statické řešení

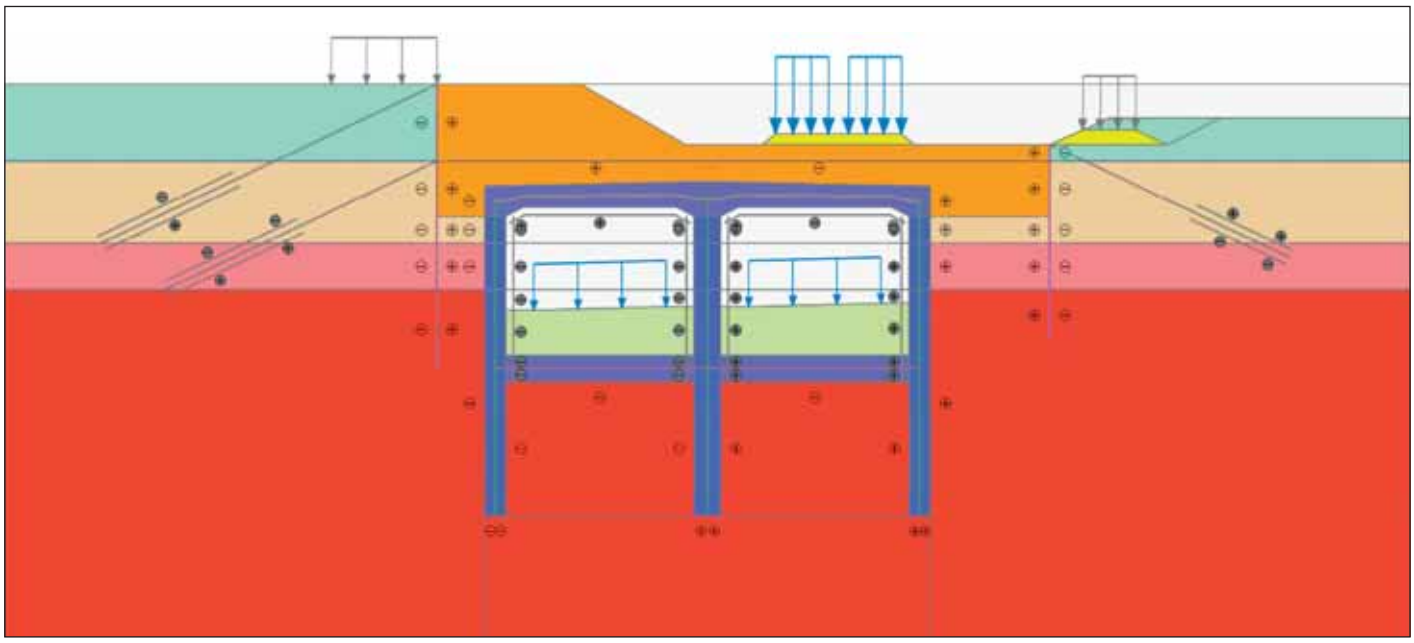
Všechny konstrukce byly navrženy a posouzeny dle Eurokódů. Pažící stěny byly analyzovány ve 2D řezech metodou závislých tlaků s modulem vodorovného odporu podle Schmitta (1995) i metodou konečných prvků (MKP), kde byly součástí řezů sestavených pro konstrukci tunelu. Únosnost injektovaného kořene kotvy byla posouzena s využitím dat shromážděných v článku Kleina a Mišoveho (1986).

Konstrukce tunelu působí jako rovinný rám, buď jednokomorový, nebo dvoukomorový, jehož statické schéma se mění v průběhu výstavby. Ve fázi zárodku tunelu není zespodu uzavřen základovou deskou, zatímco ve fázi definitivního tunelu ano. Konstrukce tunelu byla navržena pomocí výpočtových modelů v geotechnickém i statickém MKP softwaru a dále s ohledem na svislou únosnost i na vztlak. Uvažovány byly dynamické účinky železničního provozu. Betonové konstrukce byly navrženy jako vodonepropustné dle TP ČBS 04, přičemž k vyšetřování trhlin od tepelných účinků při raném smršťování bylo využito předpisu CIRIA C660.

Structural Design

All structures were designed and checked to Eurocodes. Temporary retaining walls were analysed in 2D sections using bedded beam models with subgrade modulus according to Schmitt (1995) as well as finite element models (FEM) in which they formed a part of the simulated construction sequence for the whole tunnel. Bearing capacity of the grouted tie-back anchors was evaluated using data presented in paper by Klein and Mišove (1986).

The structure of the tunnel forms a structural frame, either single-cell or double-cell, changing in components as the construction proceeds – in the interim stage the frame is not closed by base slab whereas in the final stage it is. The tunnel structure was designed using computational models in both geotechnical and structural FEM software and by hand calculations considering bearing resistance and uplift. Dynamic amplification of rail traffic load was also considered. Concrete structures were designed as watertight to TP ČBS 04 with assessment of cracking from thermal effects of early age shrinkage carried out to CIRIA C660.



Obr. 11 Snímek z výpočetního modelu v geotechnickém MKP (program PLAXIS)
Fig. 11 Snapshot from geotechnical FEM model in PLAXIS

Výhodou geotechnických MKP modelů (obr. 11) bylo věrnější vystižení interakce konstrukce se základovou půdou a možnost simulace jednotlivých kroků výstavby, jejichž vliv na napětí a přetvoření v základové půdě se postupně kumuluje. Nevýhodou těchto modelů s ohledem na geometrickou složitost objektu byl fakt, že každý je reprezentativní pouze pro svůj konkrétní řez. Pro překonání této nevýhody byly sestaveny modely statické, ve kterých je sice interakce se základovou půdou simulována pružinami a zemní tlak odpovídajícím zatížením, které však skrze systém zatěžovacích stavů, kombinací a tříd zatížení umožňují predikovat obálku účinků pro různé konfigurace zatížení podél tunelu.

Vrstva vyznačená zelenou barvou na obr. 11 představuje výplňové vrstvy pod vozovkou, resp. chodníky. Poměrně značný prostor mezi povrchem vozovky a povrchem základové desky tunelu byl uvažován jako prostorová rezerva na provedení drenáže, zejména s ohledem na kanalizační odvodnění srážkových vod ze zářezů pozemní komunikace navazujících na tunel. Řešení odvodnění bude předmětem navazujícího projektování. V tomto ohledu se očekává optimalizace vedoucí ke snížení skutečných rozměrů ve srovnání s uvažovanými rezervami.

V některých místech bude s ohledem na etapizaci výstavby nutné hloubit podzemní stěny přes piloty dočasných pažících stěn. V těchto úsecích bylo navrženo vyztužení pilot pomocí prutů ze sklolaminátu (GFRP). Pro pažící stěny byl dále vzhledem k jejich důležitosti (např. podepření provozované trati) navržen systém geotechnického monitoringu za pomoci inklinometrů, dynamometrů na kotvách a geodetických bodů.

ZÁVĚR

Poměrně náročná výstavba a robustní konstrukce tunelu bude sloužit k tomu, aby budoucí stavba silnice v místě křížení měla minimální dopad do dříve rekonstruované dráhy a veřejné prostředky vynaložené ve prospěch obou projektů tak byly použity co nejefektivnějším způsobem.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování autora patří zástupcům SŽDC, ŘSD a Magistrátu města Plzeň za věcný, aktivní a konstruktivní přístup při projednávání stavby.

Ing. MICHAL UHRIN,
michal.uhrin@sudop.cz, SUDOP PRAHA, a.s.

Recenzoval Reviewed: Ing. Jan Korejčík

The advantage of geotechnical FEM models (Fig. 11) was a more representative behaviour of ground-structure interaction and the possibility to simulate individual construction steps and their contribution to stress and strain accumulated in the ground. The disadvantage of these models with respect to the geometrical complexity of the project layout what the fact that each model represented only a short section of the tunnel. The structural models aimed to overcome this shortcoming. In these the ground structure interaction is simulated by springs and ground pressure by corresponding static load, however, through the use of multiple load cases grouped into combinations and design classes it was possible to predict the envelope of actions in the structure for various load configurations along the tunnel.

Green layer in Fig. 11 represents mass fill below carriageway and emergency walkways. The relatively large vertical distance between the top of carriageway and top of base slab represents the space proofing contingency for drainage system, considered mostly with respect to drainage of rainwater from the road cuts at both ends of the tunnel. Drainage system is included in the scope of the following design stages. In this respect, optimisation is expected leading to reduction of dimensions compared to the considered allowances.

At some locations, it will be necessary due to the construction staging to excavate the diaphragm walls through the temporary pile wall. In these areas, the piles will be reinforced by glass fibre (GFRP) instead of conventional steel reinforcement. Considering the importance of the temporary retaining walls (e.g. support of live rail tracks), they will be set up with inclinometers, pressure cells on anchors and geodetic survey points for observation by geotechnical monitoring.

CONCLUSION

The relatively complex construction and robust structure of the tunnel is proposed to minimize the impact of the future road construction onto the refurbished railway and to contribute to effective use of public funds considering the projects not just separately but also with their interconnection.

ACKNOWLEDGEMENT

Professional, proactive and constructive support from representatives of SŽDC, ŘSD and Pilsen Municipality is gratefully acknowledged.

MICHAL UHRIN,
michal.uhrin@sudop.cz, SUDOP PRAHA

LITERATURA / REFERENCES

[1] SCHMITT, P. Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm and sheet pile wall design. *Revue Francaise de Géotechnique*, 1995, N. 71, pp 3-10
[2] KLEIN, K., MIŠOVE, P. Únosnosť koreňa injektovanej kotvy v hornině. *Inženýrské stavby*, 1986, č. 5, s. 251–255
[3] TP 124: 2009. *Technické podmínky.* Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací. Praha: Vyd. MD ČR, OI, 2008. 120 s.
[4] SŽDC (ČD) SR 5/7 (S): 1997. *Služební rukověť*. Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů. Praha: Vyd. ČD, 1997. 53 s.
[5] TP ČBS 04: 2015. *Technická pravidla ČBS 04*. Vodonepropustné betonové konstrukce. Překlad německé směrnice a komentáře. Praha: Vyd. ČBS, 2015. 70 s.
[6] CIRIA C660: 2007. *Early-age thermal crack control in concrete.* London, UK: Pub. CIRIA, 2007. 271 p.
[7] ČSN P 73 1005: 2016. *Inženýrskogeologický průzkum*. Praha: Vyd. ÚNMZ, 2016. 48 s.
[8] ČSN EN 206+A1: 2018. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Vyd. ÚNMZ, 2018. 88 s.
[9] ČSN EN 1991-2 ed. 2: 2015. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Vyd. ÚNMZ, 2015. 158 s.
[9] ČSN 73 7507: 2013. Projektování tunelů pozemních komunikací. Praha: Vyd. ÚNMZ, 2013. 52 s.

NÁVRH TUNELŮ METODOU SCL NA STAVBĚ BRNO – PŘEROV
SCL METHOD USED AT BRNO – PREROV TUNNEL PROJECTS

TOMÁŠ ZÍTKO, MARCEL POŠTEK

ABSTRAKT

Sdružení spol. SUDOP BRNO, spol. s r.o. a SUDOP PRAHA a.s. v současné době pracuje na návrhu modernizace II. a III. stavby železničního spojení Brno – Přerov. Součástí prací je i technický návrh železničních tunelů ražených v jílovém prostředí při nízkém nadloží. Při hledání optimálního technického řešení se projektanti nechali inspirovat metodou dobře známou ve Velké Británii pod zkratkou SCL.

ABSTRACT

SUDOP BRNO and SUDOP PRAHA are currently working on the modernisation of the Package II. & III. of the Brno – Prerov Project. The project involves design of railway tunnels constructed in clay with a low overburden. When seeking for an optimal solution, engineers were inspired by the construction method called SCL (Sprayed Concrete Lining) widely used in the UK.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

Modernizace trati Brno – Přerov patří k přednostním projektům v rámci železniční osy č. 23 „Gdaňsk – Varšava – Brno/Bratislava – Vídeň“. Mezi její hlavní úlohy patří:

- kompletní rekonstrukce železniční infrastruktury;
- zdvoukolejnění trati;
- zvýšení návrhové rychlosti na 200 km/hod;
- dosažení technických parametrů pro třídu zatížitelnosti D4;
- zajištění prostorové průchodnosti tratě podle ložné míry UIC GC.

Celá modernizace je rozdělena do pěti dílčích staveb. Význam jednotlivých staveb z tunelářského hlediska je patrný z tab. 1.

Všechny ražené tunely jsou koncipovány jako dvě jednokolejné tunelové trouby a naopak všechny hloubené tunely jsou koncipovány jako dvoukolejné. Předmětem tohoto článku je návrh ražeb, proto se text nebude dále zabývat dopravním řešením, hloubenými tunely ani technologickým vybavením ražených tunelů, ale pouze návrhem ražeb jednokolejných tunelů v jílovém prostředí při nízkém nadloží.

GENERAL INFORMATION ABOUT THE PROJECT

Modernisation of the Brno – Prerov Project is a high priority project on the No. 23 railway corridor connecting Gdansk to Vienna via Warsaw, Brno and Bratislava.

Main tasks consist of:

- complete modernisation of railway infrastructure;
- construction of second track;
- increase of speed limit over the track to 200km/h;
- meeting technical parameters for D4 loading class;
- ensuring the UIC GC kinematic envelope.

The entire modernisation project is divided into five separate constructions.

All tunnels are designed as two single track tubes and conversely all cut-and-cover tunnels are designed as single double-track tubes. A main subject of this article is to elaborate on a design process of shallow tunnels excavated through clay. Any other technical disciplines such as cut-and-cover tunnels, route designs, tunnel utilities etc. are not discussed in further detail.

Tab. 1 Přehled tunelů na stavbě Brno – Přerov
Table 1 Tunnels located on the Brno – Prerov Project

stavba package	tunel tunnels	délka (raž.ú. + hl.ú.) length (mined/C&C)	zpracovatel designer
I. Brno – Blažovice I. Brno – Blazovice	–	–	–
II. Blažovice – Vyškov II. Blazovice – Vyskov	Holubický tunel Holubice tunnel	975 m (700 m + 275 m) 975m (700m + 275m)	SUDOP PRAHA a.s. SUDOP PRAHA
	Rousínovský tunel Rousinov tunnel	700 m (0 m + 700 m) 700m (0m + 700m)	SUDOP PRAHA a.s. SUDOP PRAHA
	Habrovanský tunel Habrovany tunnel	638 m (388 m + 250 m)* 638m (388m + 250m)*	SUDOP PRAHA a.s. SUDOP PRAHA
III. Vyškov – Nezamyslice III. Vyskov – Nezamyslice	Pustiměřský tunel Pustimerice tunnel	490 m (0 m + 490 m) 490m (0m + 490m)	SUDOP BRNO SUDOP BRNO
	Dřevnovický tunel Drevnovice tunnel	425 m (325 m + 100 m) 425m (325m + 100m)	SUDOP PRAHA a.s. SUDOP PRAHA
IV. Nezamyslice – Kojetín IV. Nezamyslice – Kojetin	Němčický tunel Nemcice tunnel	730 m (0 m + 730 m) 730m (0m + 730m)	METROPROJEKT Praha a.s. METROPROJEKT PRAHA
V. Kojetín – Přerov V. Kojetin – Prerov	–	–	–

*Pozn.: V současné době se zvažuje optimalizace trasy, která by vedla ke změně technického řešení Habrovanského tunelu z raženého na čistě hloubený.
*Note.: Currently, the route optimisation is being considered. This could result in a change in the construction method for the Habrovany tunnel from mined to cut-and-cover.

JÍLY A RIZIKA S NIMI SPOJENÁ

Všechny tunely jsou situovány do prostředí neogenních jílů. V převážné délce trasy se ve svrchní části nadloží vyskytuje sprašová vrstva proměnné mocnosti.

Z pohledu provádění ražeb je výhodou jílového prostředí dobrá rozpojitelnost a nízká propustnost pro podzemní vodu. Nevýhoda jílů spočívá v jejich nízké pevnosti a vysoké stlačitelnosti ve srovnání s poloskalními horninami a nulové využitelnosti rubaniny do náspů a zpětných zásypů.

S ražbou v jílovém prostředí se dále pojí dvě významná rizika. První je **výskyt oblastí tzv. potrhaných jílů**. Jedná se o prostředí s nižší pevností a vyšší stlačitelností, kde může docházet k lokálním puklinovým průtokům podzemní vody a k blokovité rozpadavosti masivu (riziko nenadálých pohybů bloků po předdefinovaných plochách rozpukání). V praxi to znamená vyjíždění mohutných jílových bloků z čelby. Pro snížení výskytu a eliminaci dopadů tohoto rizika se využívá členění profilu (např. pomocí tzv. pilotního tunelu), příp. návrh mikropilotových či jehlových deštníků a kotvení čelby dlouhými sklolaminátovými kotvami.

Druhým významným rizikem je **výskyt hrubozrnných čoček** (jež ovšem mohou půdorysně pokrývat plochu o velikosti např. fotbalového hřiště), kanálů či rozsáhlejších vrstev vklíněných v rámci jinak homogenního jílového masivu. Tyto pískové vrstvy / čočky tvoří propustný materiál obklopený a zatížený nepropustným plně nasyceným jílem. Riziko zde představuje tlaková voda, která při zastižení čočky může způsobit náhlé vyplavení nesoudržného materiálu a vznik kaverny. Výskyt těchto oblastí je nahodilý, nemusí být proto odhalen průzkumem a tak mu musí být předcházeno systémovou aplikací preventivních opatření (nejčastěji provádění ověřovacích předvrtů, kterými je možné, při detekci pískových čoček, vodu kontrolovaně odčerpat a příp. písek ještě proinjektovat).

METODA SCL

Při návrhu ražeb projektanti využili zkušenosti získané v Londýně, pro který je jílové podloží typické. Ražené tunely jsou navrženy konvenční metodou SCL (Sprayed Concrete Lining), která byla odvozena od NRTM speciálně pro geologické prostředí „soft ground“, tj. prostředí jemnozrnných zemin, jejichž typickým představitelem jsou neogenní jíly. Okolnosti vzniku této metody souvisí s kolapsem železničního tunelu pod letištěm Heathrow v roce 1994, po kterém následoval plošný zákaz používání NRTM ve Velké Británii. Pečlivé analyzování příčin kolapsu primárního ostění vedlo k úpravě zásad při konvenčních ražbách v jemnozrnných zeminách, což dalo vzniknout metodě známé pod zkratkou SCL. Tato metoda byla poté úspěšně použita na celé řadě významných projektů především v Londýně, ale i mimo něj.

Mezi základní zásady metody SCL pro ražbu v tuhých jílech patří:

- Primární ostění musí být oválné, v optimálním případě kruhové nebo velmi blízké kruhu. U SCL je výrub považován za zajištěný až ve chvíli, kdy dojde k uzavření prstence (na některých projektech ve Velké Británii byl dokonce uzavřením prstence definován mezník, kterým se odpovědnost za stabilitu výrubu přesouvala ze zhotovitele na projektanta). Protiklenba proto vždy následuje kalotu (k uzavření prstence by mělo vždy dojít nejpozději do vzdálenosti od čelby rovnající se jednomu průměru výrubu). V případě, že by z nějakého důvodu nemohla být po kalotě ražena klenutá počva, musí být prováděna dočasná protiklenba. Ponechání pracovního prostoru pro rozvinutí dalšího pracoviště bez včasného uzavírání výrubu nepřipadá v úvahu.
- Vyztužování výrubu má zabránit měknutí jílového masivu. U ražeb v poloskalním prostředí se hovoří o předcházení roz-

RISKS ASSOCIATED WITH TUNNELING IN CLAYS

All tunnels are located in the geology formed by Neogene clays overlain with a silt layer of variable thickness.

Advantages of tunneling in clayey soils, with respect to the construction works, includes good breakability and low permeability preventing excessive ground water inflow. Disadvantages are primarily low strength, high compressibility in comparison to weak rock and very limited use of muck as backfill.

There are two significant risks associated with tunneling in clays. The first risk is **presence of areas with fissured clay** characterised by reduced strength and higher compressibility. The fissured clay is prone to higher ground water inflows and blocky disintegration of ground (risk of sudden movements of blocks along predefined slip planes). In practice, this means large blocks of clay sliding out from the heading. In order to reduce the occurrence and eliminate impacts of the heading failures, the following mitigation measures are used: division of the heading (i.e. with an aid of a pilot tunnel), utilisation of a micropile umbrella, forepoling or heading stabilisation with long composite anchors.

The second considerable risk is a **presence of coarse-grained soil lenses** (in size of a football field), former river channels or larger layers wedged in the otherwise uniform ground. These sandy pockets are embedded within the fully saturated clay and exposed to a high ground water pressure. When encountered during the excavation, the pressurised water confined inside the pockets is responsible for a sudden washout of the cohesionless material and formation of cavities. Such conditions are difficult to predict with investigations, therefore, the construction utilises application of mitigation measures in advance of the excavation. Verification boreholes drilled ahead of the face are used to identify, de-water and occasionally grout the encountered sand pockets.

SPRAYED CONCRETE LINING (SCL) METHOD

The proposed design was based on lessons learned by the designers in London where so called SCL methodology is applied to tunneling in stiff clay. This method has been derived from the NATM and amended for particular soft ground conditions. Circumstances of the method origin are related to the collapse of a railway tunnel under the Heathrow Airport in 1994. Since then, the use of the NATM has been blanketly banned in the UK. A complex analysis of the reasons which ultimately led to the failure of primary lining resulted in modification of conventional tunneling rules in fine-grained soils. The new set of recommendations gave a birth to a method known as SCL. The SCL method has been successfully used on a number of significant projects in London and elsewhere.

Basic principles of the SCL method, for excavation in stiff clays, are following:

- The excavation should be of circular shape or very close to it. The excavation is deemed secure at the moment when the supporting ring is fully closed. Sometimes in the UK practice, closing the supporting ring off sets a construction milestone when a liability for the excavation stability is moved from a contractor to a designer. Therefore, securing the invert always follows shortly after the crown. Closing of segmental lining should always be completed within the distance from a face equal to one diameter of the excavation profile at most. A temporary invert must be constructed in a case when the bottom arched invert cannot be excavated immediately after the top heading. Continued excavation under incomplete ring is not acceptable.
- Immediate lining installation prevents softening of clay. This is analogy to the prevention against loosening of a natural pressure arch in excavations undertaken in weak rock material. Although,

volňování horninové klenby. Ačkoli se zdají být obě tyto zásady identické, v mnoha ohledech se liší. Rozdíl mezi rozvolňováním horninové klenby a měknutím jílu spočívá především ve výrazně rychlejším průběhu porušení v případě měknutí. Z tohoto důvodu není možné v jemnozrnných zeminách využívat observace tak hojně, jak je tomu u ražeb v poloskalních horninách (při rozběhnutí mechanismu porušení v jílovém prostředí není dostatek času k nasazení účinných mechanismů spolehlivě bránících kolapsu výrubu, proto se zajištění výrubu v jílech musí navrhovat více konzervativně ve srovnání se zajištěním v poloskalním horninovém prostředí). S měknutím jílu souvisí i další charakteristika SCL vyplývající z omezené únosnosti krátkých svorníků a kotev. Nelze vyloučit, že po jejich osazení budou vykazovat požadovanou únosnost, ale při započetí měknutí náhle značnou část své původní únosnosti ztratí a začnou se vytahovat společně s deformujícím se ostěním (jedná se o tzv. progresivní porušení). Metoda SCL proto v tuhých jílech svorníky nevyužívá.

- V jemnozrnných zeminách se nosnosti primárního ostění nedociluje svázáním tenké pružné membrány s horninou tvořící základní stavební materiál, ale aplikací dostatečně tuhého kruhového ostění. Snaha je navrhovat ostění zatížené významnou tlakovou silou s minimálním ohybovým momentem (proto uzavřený kruhový průřez). Navyšování únosnosti se provádí zvyšováním tuhosti ostění, nikoli doplněním ostění o svorníky a kotvy.
- Zajištění výrubu stříkaným betonem musí proběhnout v co nejkratším čase. Zeminová klenba se aktivuje už při malých deformacích. S přibývajícím časem dochází u nezajištěného výrubu k měknutí jílového masivu a následně ztrátě stability. Někdy se uvádí pravidlo 40 m^2, které vychází z myšlenky, že aby bylo technologicky možné výrub včas zajistit, neměla by plocha dílčího výrubu kaloty převyšovat právě oněch 40 m^2, což odpovídá odtěžení 40 m^3 rubaniny při záběru 1 m. Zároveň je tato výměra vnímána jako hraniční z pohledu přijatelného rizika vyjíždění nebo vypadávání bloků z čelby.
- Primární ostění musí celoplošně přiléhat k líci výrubu. To je nutné z důvodů dokonalého přenosu sil (interakce konstrukce-zemina), eliminace sedání nadloží způsobeného vtláčením jílového materiálu do dutin v ostění a také z důvodu zamezení migrace vody za tunelovým ostěním.
- Betonáž sekundárního ostění se provádí až po ustálení deformací primárního ostění (samotné konvergence primárního ostění jsou díky kruhovému profilu a vyšší tuhosti primárního ostění obvykle nižší, než je běžné u tunelů v poloskalních horninách).

Z výše uvedených zásad je zřejmé, že metoda SCL při aplikaci v tuhých jílech nedává projektantovi/zhotoviteli takovou volnost, jaká vyplývá např. z obecných pravidel NRTM. Je to dáno jak bezpečnostními důvody (mechanismus porušení v jílovém prostředí má výrazně rychlejší průběh, než je tomu v poloskalních horninách), tak i ekonomickými důvody (zvyšování únosnosti lze provádět prakticky pouze zvyšováním tloušťky ostění, což s sebou u dopravních staveb s jasně definovaným průjezdným průřezem přináší nutnost zmáhání výrubu). Návrh ražeb v jemnozrnných zeminách tak vyžaduje výrazně konzervativnější přístup.

Samotní Britové povětšinou metodu SCL v tuhých jílech nepovažují za observační metodu, protože se zde nenavrhují technologické třídy výrubu (je navržen jednotný způsob zajištění v daném místě trasy, ze kterého nelze slevit, a doplňková opatření pro případ zastižení např. potrhaného jílu, pískových čoček, starých důlních děl apod.). Na druhou stranu se zde používají nástroje pro observační metodu typické, jako např. rada monitoringu nebo záběrové listy.

these two principles may seem identical, the differences exist. In particular, clays loosen more rapidly than weak rock. For this reason, it is difficult to use observation results in fine-grained soils as an input for primary lining design as is the case of excavations in weak rocks. When the clay softening is underway there is not enough time to utilise any effective means which would reliably prevent collapse of the excavation. Hence the lining design is always more conservative for clays than for weak rock materials. The second difference is the limited bearing capacity of short bolts and anchors in clays. The capacity of bolts is generally sufficient shortly after the installation, however, as the softening of clay progresses, bolts lose its initial capacity and start to pull out together with the deforming lining. This process is called "progressive failure". Therefore, the SCL method does not utilise short bolts and anchors in stiff clay.

- Contrary to the conventional excavations in weak rocks, where bearing of the primary lining is achieved by coupling a thin shotcrete shell with rock to form a basic construction material, the SCL method uses a sufficiently stiff circular lining. The idea is to design a lining which is loaded predominantly by axial forces with limited shear and bending (hence the circular profile). The bearing capacity is increased by strengthening and stiffening of lining instead of bolts and anchors installation.
- Supporting the excavation with shotcrete should be carried out in the shortest time possible, because the natural pressure arch is being activated even with very small deformations. Softening of the unlined excavation progresses over time and may result in loss of stability. There is a rule of 40m^2 which was developed based on the time needed to secure the excavation. About 40m^3 of muck is usually excavated in one pull. At the same time, an excavation volume of 40m^2 is considered as a borderline amount of material which can be extracted in one pull with an acceptable risk of soil blocks and wedges sliding out from the heading.
- The primary lining must be in full contact with the excavation around the entire profile. This condition is required due to the number of reasons such as good soil-structure interaction, elimination of the surface settlement potentially caused by clay material filling the voids inside the lining and prevention of groundwater flows along the structure.
- Concreting of the final lining is completed when deformations of the primary lining are negligible. The final deformations of the primary lining are generally smaller than what is typical for the excavations conducted in weak rocks. This is mainly due to the circular shape and higher stiffness of the primary lining.

From the principles stated above is evident that the SCL method used in stiff clays does not offer as many options for optimisation compared to the NATM practice. First, because of the safety reason (clays are generally more prone to rapid deterioration than weak rock) and secondly, because of the economic risks (strengthening of the lining is only possible by thickening of the shotcrete layer which consequently may collide with the required tunnel clearance so the deformed section would have to be locally re-excavated). Therefore, the excavations design for fine-grained soils is substantially more conservative.

UK engineers often do not consider the SCL method in stiff clays as an observation method, mainly because excavation and support classes are not proposed. A uniform support system is designed for whole tunnel with no option to ease up on the requirements despite the favourable conditions encountered. Mitigation measures can be utilised when fissured clay, coarse-grained soil lenses, old mine tunnels or other unfavourable conditions are observed. On the other hand, tools typical for the observation methods such as a SRG or advance sheets are also being used.

PILOTNÍ TUNEL

Z výše zmiňovaného pravidla 40 m^2 vyplývá, že dopravní tunely nelze razit na plný profil (běžná plocha výrubu jednokolejného tunelu je 80–90 m^2). Zde se s výhodou uplatňuje návrh tzv. pilotních tunelů.

Pilotní tunel je tunel menšího průřezu (D ≈ 6 m) umístěný v prostoru kaloty finálního profilu, jehož hlavními úkoly jsou:

- **rozčlenit čelbu** finálního tunelu a tím ji stabilizovat (pilotní tunel tvoří tuhý výztužný prvek v čelbě finálního profilu);
- **snížit objem rubaniny** těžený při ražbě finálního profilu.

Ražba pilotního tunelu má ale i řadu dalších výhod, jako např.:

- slouží k **ověření předpokládaného chování konstrukce** (jak již bylo uvedeno výše, tuhost podpůrného systému nelze navyšovat svorníky, ale zvyšováním mocnosti ostění, což naráží na dodržení požadovaného průjezdného průřezu; oproti tomu tloušťka ostění pilotního tunelu může být libovolně navyšována, protože se jedná pouze o dočasnou konstrukci; je tedy výhodné si návrh primárního ostění finálního tunelu ověřit na chování ostění pilotního tunelu);
- lze využít jako **průzkumné dílo** (mohou z něho být vrtány průzkumné vrty pro detekci pískových čoček);
- může být využit jako **ventilační tunel** v době přerážení na finální profil (není nutné osazovat ventilační lutny);
- v případě mimořádné události může sloužit jako **úniková a záchranná cesta**;
- při nutnosti zahájení betonáže sekundárního ostění před dokončením ražeb může sloužit k **dopravě materiálu a odvozu rubaniny**.

PILOT TUNNEL

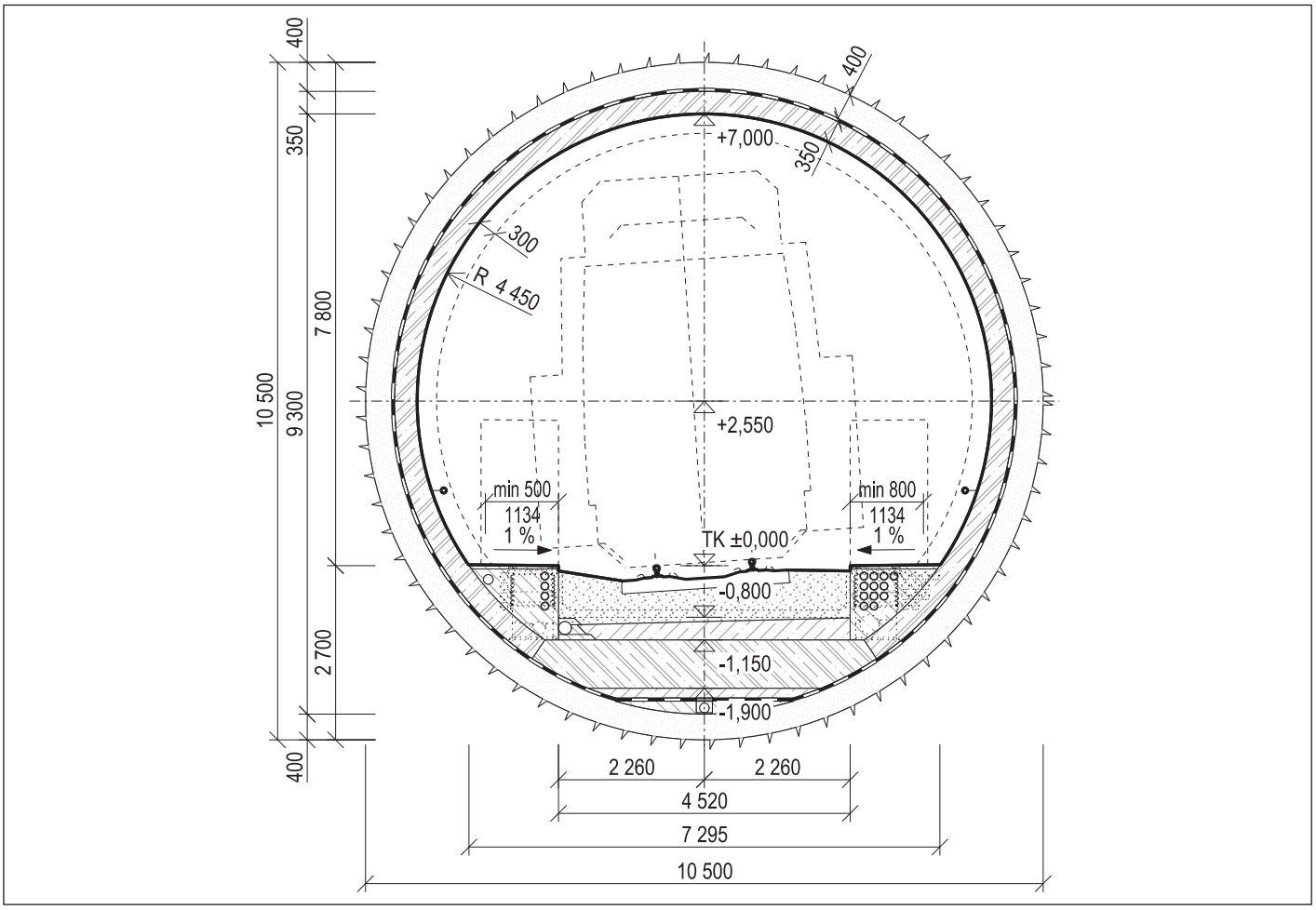
From the rule of 40m^2 stated above is evident that a typical single-track tunnel with a section of 80–90m^2 cannot be excavated full face. Pilot tunnels can be used to address this issue.

The pilot tunnel is a small diameter tunnel (D ≈ 6m) usually placed within top heading of the tunnel's final profile. The pilot tunnel main objectives are to:

- **Divide the heading** of the final tunnel and stabilise it. The pilot tunnel forms a stiff reinforcing ring within the tunnel face.
- **Reduce the volume of muck** extracted during the excavation of the final profile.

An excavation of the pilot tunnel has several other advantages. These include the following:

- Observed deformations of the pilot tunnel may be used **to predict the behaviour of the final structure** and are subsequently used to confirm and refine the design of primary lining of the final profile. This is especially important due to the fact that the final lining cannot be strengthen by means of additional bolts or anchors and strengthening can only be achieved by increasing thickness of the shotcrete layer. However, a lining too thick may be in conflict with the required clearance of the tunnel. On the other hand, the pilot tunnel lining thickness is not limited and can be arbitrarily increased due to the tunnel´ s temporary nature.
- The pilot tunnel also serves as an **exploratory shaft** which is used to drill forward and lateral investigative boreholes in order to identify potential problems such as coarse-grained lenses, areas of fissured clay etc.



Obr. 1 Vzorový příčný řez Holubického tunelu
Fig. 1 Typical cross section of the Holubice tunnel

RAŽENÉ TUNELY NA STAVBĚ BRNO – PŘEROV

Pro všechny ražené tunely navržené v rámci modernizace trati Brno – Přerov platí:

- koncept dvou jednokolejných tunelových trub;
- dvouplášťové ostění s mezilehlou izolací (uzavřený hydroizolační systém);
- návrh podle principů metody SCL včetně návrhu pilotních tunelů;
- ostění pilotních tunelů je ze stříkaného drátkobetonu tl. 300 mm (pro usnadnění rabování těchto dočasných konstrukcí jsou navrženy bez použití pevné výztuže);
- primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu tl. 400 mm, vyztužené pomocí příhradových rámů z betonářské výztuže a svařovaných sítí po obou lících;
- sekundární ostění je navrženo ze železobetonu s tloušťkou v koruně 350 mm;
- příčný řez tunelových tubusů odvozen ze vzorového listu SŽDC pro jednokolejené tunely (příloha 11, mechanizovaná ražba, rychlost od 161 do 230 km/h, kolejové lože, převýšení 0–160 mm), ačkoli se jedná o tunely ražené konvenčně, byl upřednostněn příčný řez pro mechanizovanou ražbu pro jeho kruhový tvar (viz zásady SCL výše);
- průjezdný průřez vyhovuje prostorové průchodnosti Z-GC;
- železniční svršek řešen formou štěrkového lože;
- odvodnění štěrkového lože řešeno pomocí drenážního potrubí umožňující čištění pomocí revizních šachet umístěných v chodníku.

Vzorový příčný řez Holubického tunelu navrženého v rámci II. stavby Modernizace trati Brno – Přerov je znázorněn na obr. 1.

POSTUP RAŽEB NAVRŽENÝ NA STAVBĚ BRNO – PŘEROV

Ražbám tunelových tubusů předcházejí ražby pilotních tunelů (standardně se razí po 1m záběrech průměrnou rychlostí 4 až 6 záběrů za den). Po vyražení pilotních tunelů bude provedeno přerážení na plný profil. Předpokládá se vždy ražba dvou jednometrových záběrů kaloty následované ražbou dna v jednom

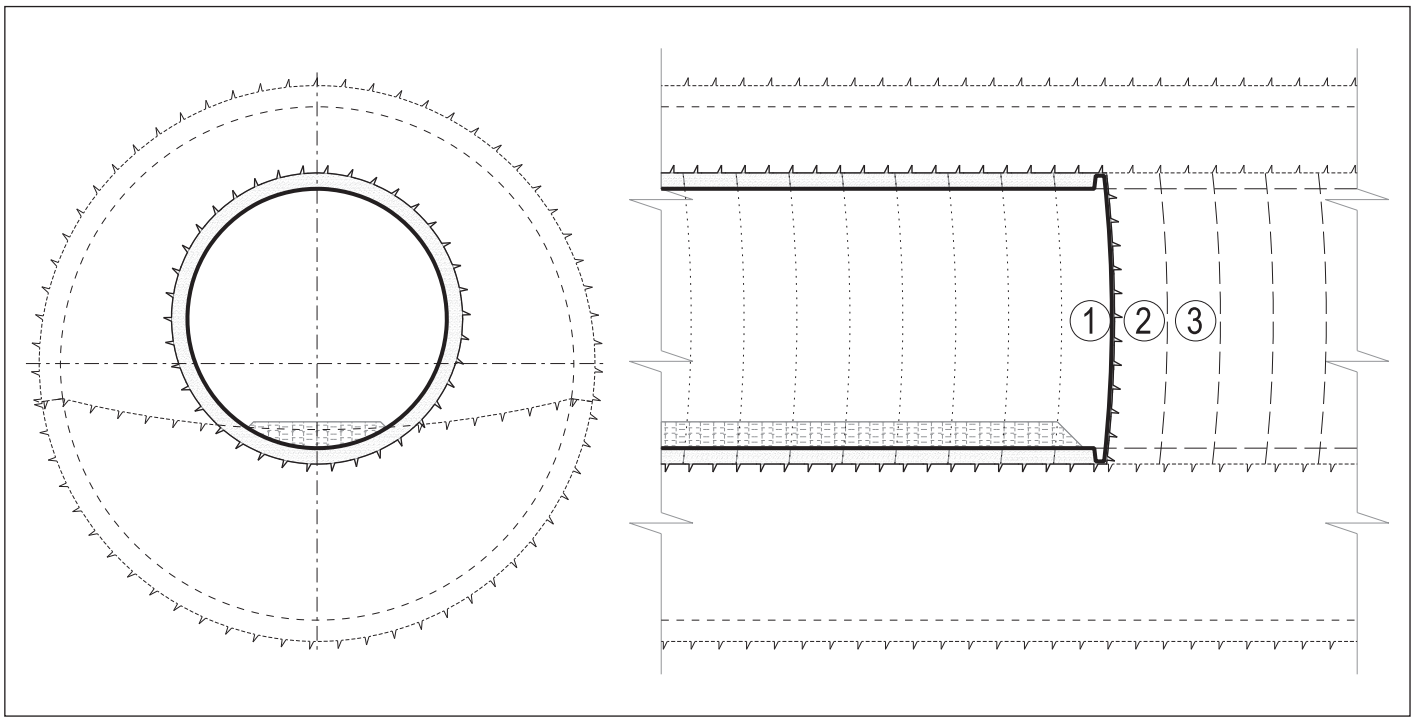
- It can be utilised as a **ventilation shaft** when the final profile is being excavated without a need for any auxiliary ventilation system.
- In case of an incident the pilot tunnel serves as an **emergency exit**.
- If concreting of the final lining takes place before the excavations are finished, the pilot tunnel is used for **transport of construction material and excavated muck**.

SCL TUNNELS ON THE BRNO – PREROV PROJECT

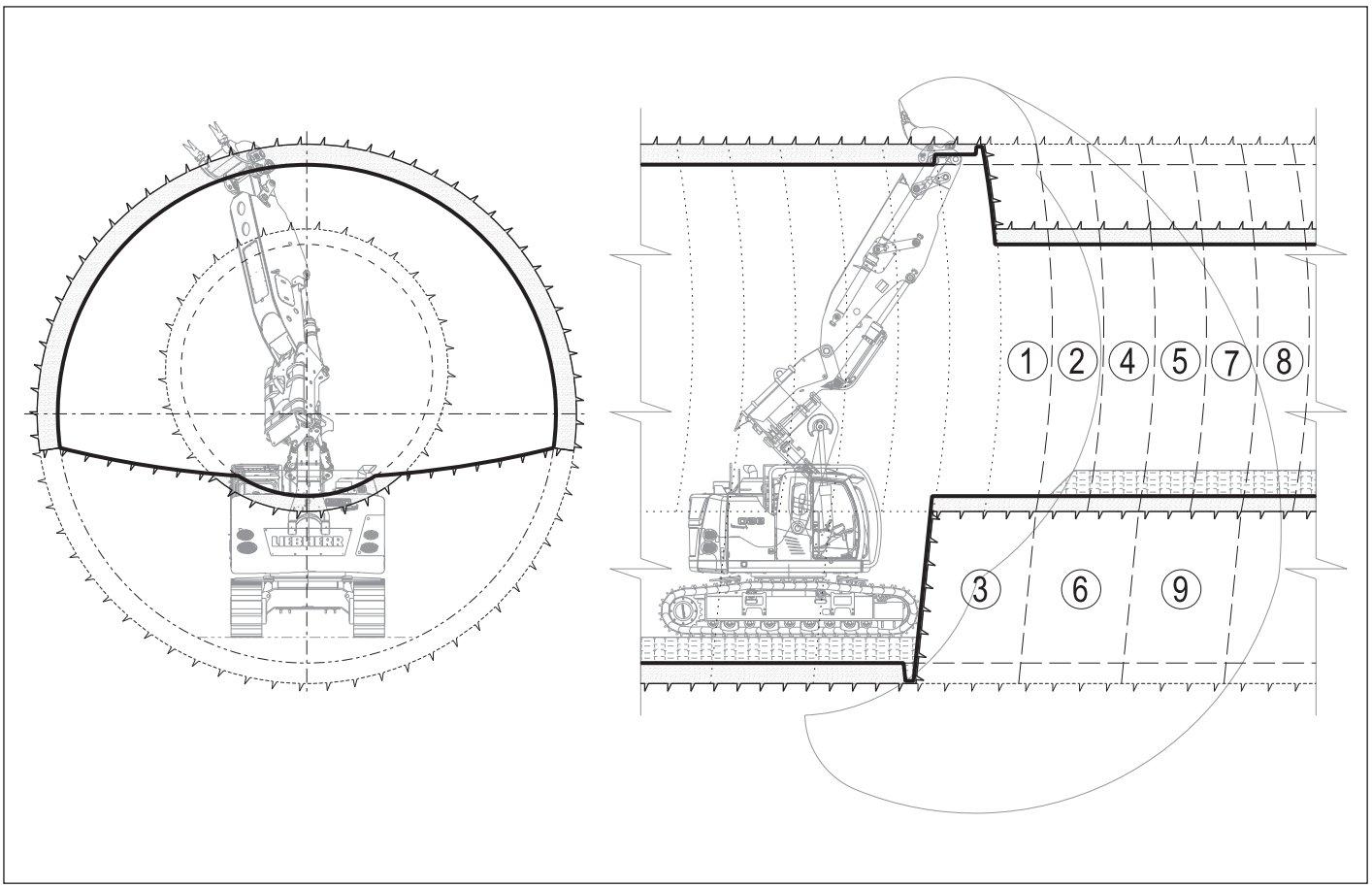
The basic characteristics of the SCL tunnels on the Brno – Prerov Project are as follows:

- Tunnels are designed as two single-track tubes
- A double-shell lining with intermediate sheet waterproofing membrane (undrained system) is proposed.
- Design of the tunnels (pilot tunnels included) was carried out in accordance with principles of the SCL method.
- A lining of the pilot tunnel is made of a 300mm thick layer of fiber-reinforcement shotcrete. Avoidance of solid steel reinforcing bars is beneficial when the lining will be removed.
- The primary lining is designed as a 400mm thick shotcrete layer reinforced by steel lattice girders and wire mesh.
- The final lining is designed as 350mm thick reinforced cast-in-place concrete.
- Typical section of the tunnel tube was derived from the national standards for a single-track tunnel. Although, the tunnels are conventionally excavated. The typical section was chosen based on the standards designed for TBM due to circular profile which suits better for soft ground conditions.
- Tunnel opening meets the requirements of the Z-GC kinematic envelope.
- The trackbed is made of ballast.
- The drainage system of the track is designed to allow maintenance via manholes located in walkway.

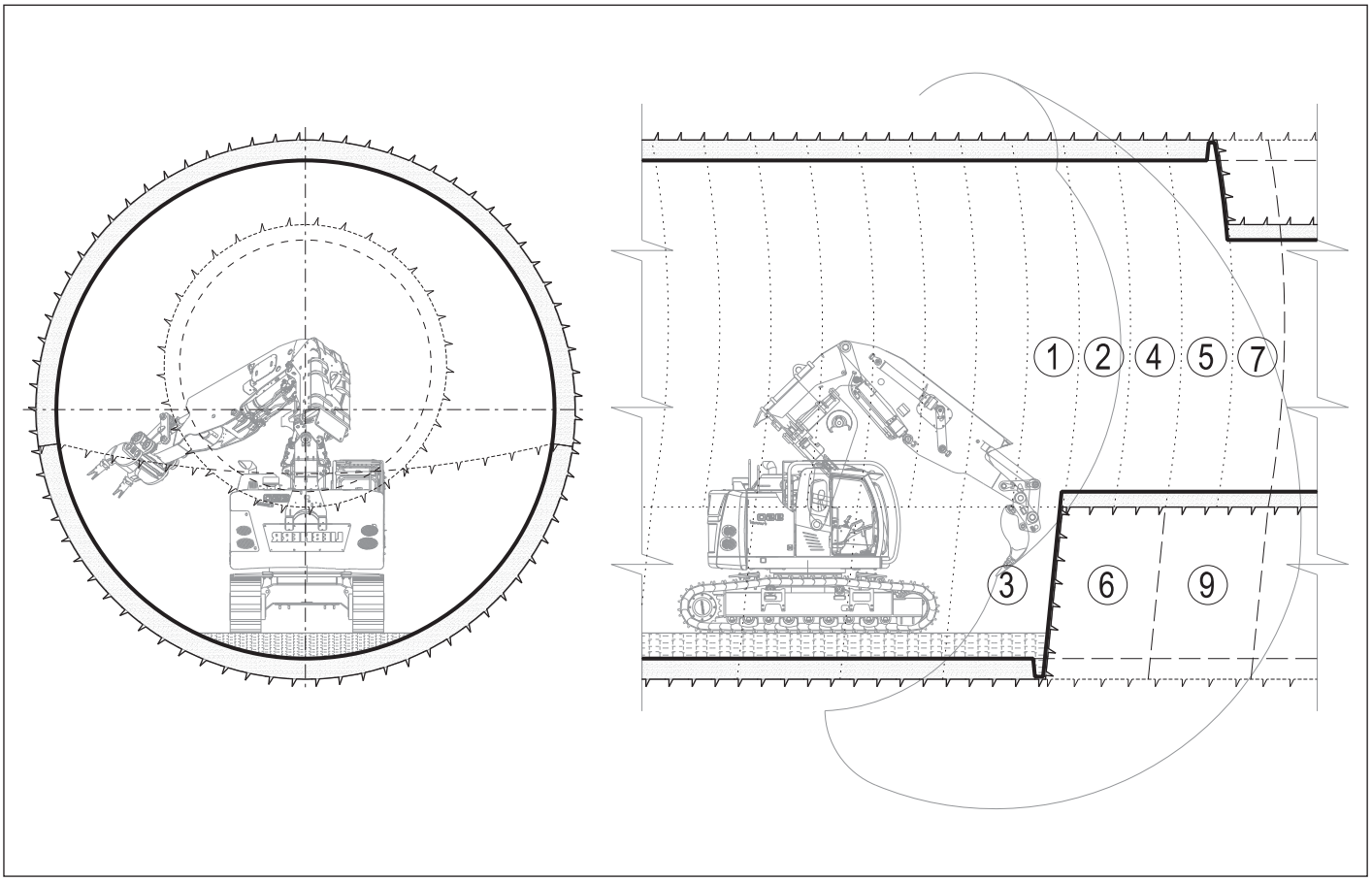
A typical cross section of the Holubice tunnel, which was designed as part of the Brno – Prerov Project is shown in Figure 1.



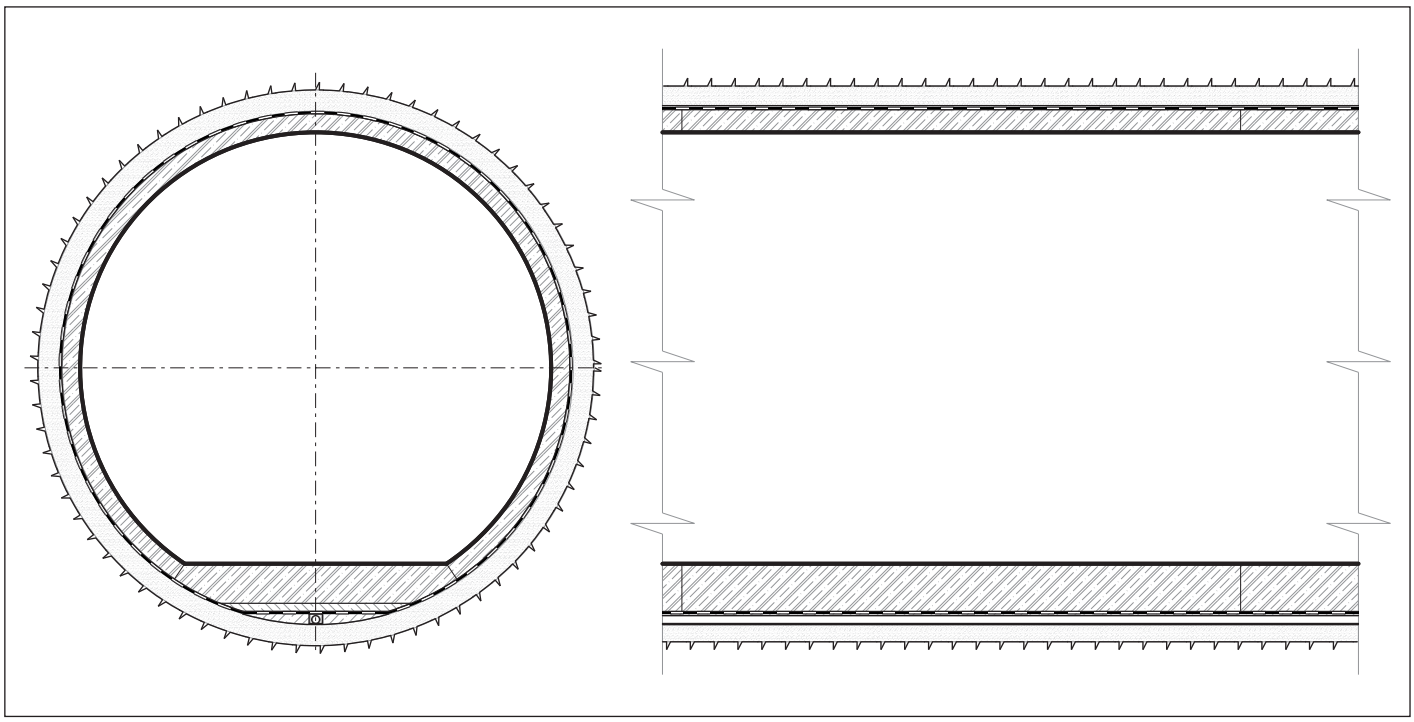
Obr. 2 Postup výstavby – I. ražba pilotního tunelu
Fig.2 Construction sequence – I. Pilot tunnel excavation



Obr. 3 Postup výstavby – II. ražba kaloty
Fig. 3 Construction sequence – II. Top heading excavation



Obr. 4 Postup výstavby – III. ražba dna
Fig. 4 Construction sequence – III. Bench excavation



Obr. 5 Postup výstavby – IV. instalace hydroizolace & betonáž sekundárního ostění
Fig. 5 Construction sequence – IV. Installation of waterproofing membrane & final lining

dvoumetrovém záběru. Mezi kalotou a dnem se nechává odskok v délce 0,5 až 1,0násobku délky záběru. Tímto způsobem je výrub uzavírán vždy ve vzdálenosti 0,5 až 3,0 m od čelby. Schematické znázornění postupu výstavby je na obr. 2 až 5.

Čelba musí být po dokončení každého jednotlivého záběru opatřena tenkou vrstvou stříkaného betonu (zpravidla 50 až 75 mm). V případě, že by bylo nutné ražbu dočasně přerušit (např. z důvodů vánočních svátků), je nutné dorazit dno na úroveň kaloty, čelbu mírně zaklenout a vytvořit plombu ze stříkaného betonu mocnosti cca 500 mm s výztuží ze svařovaných sítí po obou površích.

ZÁVĚR

V České republice nebylo zatím mnoho železničních tunelů raženo konvenčním způsobem v jílovém prostředí. Návrh tunelů na stavbě Brno – Přerov se snaží aplikovat ověřené principy a postupy standardně využívané ve Velké Británii, kde jsou ražby tunelů v jílech stejně běžné, jako u nás ražby v poloskalním horninovém prostředí. Nezbývá než doufat, že se stavba co nejrychleji posune od návrhu k realizaci a bude možné čerpat i z praktických zkušeností, získaných při ražbách těchto specifických báňských staveb.

Ing. TOMÁŠ ZÍTKO, CEng MICE, EUR ING,
tomas.zitko@sudop.cz,
Ing. MARCEL POŠTEK,
marcel.postek@sudop.cz,
SUDOP PRAHA a.s.

Recenzoval Reviewed: Ing. Petr Salák, CEng MICE, EUR ING

EXCAVATION SEQUENCE PROPOSED FOR BRNO – PREROV TUNNELS

The pilot tunnels will be excavated prior to the final railway tunnels. Anticipated round length is 1m and productivity 4–6 advance rounds per day. The final profile will be excavated sequentially – two 1m long advances of top heading followed by one 2m long advance of bench. The ring will be enclosed within a distance of 0.5m to 3.0m from face.

A schematic procedure of the excavation sequence is shown in Figures 2–5.

Each face must be supported by 50–75mm thick layer of shotcrete and if the works are to be put on hold for longer i.e. during Christmas holiday, the face has to be arched and supported by roughly 500mm layer of shotcrete reinforced with wire mesh at the both faces.

CONCLUSIONS

There were not many railway tunnels constructed in the Czech Republic with sequential excavation in clay. The proposal has an ambition to apply principles proven in the UK where tunneling in clay is as ordinary as tunneling in weak rock in the Czech Republic. Hopefully the project will quickly move forward and the Czech engineers will have chance to gain also the practical experiences of such interesting tunnels construction.

Ing. TOMÁŠ ZÍTKO, CEng MICE, EUR ING,
tomas.zitko@sudop.cz, SUDOP PRAHA a. s.
Ing. MARCEL POŠTEK,
marcel.postek@sudop.cz, SUDOP PRAHA a.s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] SUDOP BRNO, spol. s r.o. & SUDOP PRAHA a.s. Dokumentace Modernizace trati Brno – Přerov, 2. stavba Blažovice – Vyškov, část D.E.1.7, 11/2018
[2] SUDOP BRNO, spol. s r.o. & SUDOP PRAHA a.s. Dokumentace Modernizace trati Brno – Přerov, 3. stavba Vyškov – Nezamyslice, část D.E.1.7, 11/2018

REKONSTRUKCE NELAHOZEVESKÝCH TUNELŮ
MODERNISATION OF NELAHOZEVES TUNNELS

JAKUB STŘIŽÍK, KAREL JADRNÍČEK

ABSTRAKT

Článek je věnován akci Rekonstrukce nelahozeveských tunelů, přičemž se soustřeďuje pouze na problematiku tunelů. Věnuje se rekonstrukci stávajících tunelů, ražbám svážné štoly a nového tunelu s podrobnějším popisem předstihových prací v okolí budoucích portálů. V době vydání článku byla zpracovávána dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR) a počítalo se se začátkem prací v roce 2024.

ABSTRACT

The article below elaborates on tunneling details of the Modernisation of Nelahozeves Tunnels project. Main topics are modernisation of the existing tunnels, excavation of the haulage incline providing access and excavation of the new tunnel including a description of preparation works in the area of the future portals. At the time of issuing this article, the project is at preliminary design stage and construction is planned to commence in 2024.

ÚVOD

Místem stavby je trať Praha – Bubeneč – Děčín hl. n. Trať je součástí dráhy celostátní, I. tranzitního koridoru st. hranice SRN – Děčín – Praha – Česká Třebová – Brno – Břeclav – st. hranice Rakousko a náleží do TEN-T, globální sítě osobní i nákladní dopravy.

Rekonstruovaný traťový úsek leží mezi Kralupy nad Vltavou a Nelahozevsí v km 438,010 až 440,500.

Cílem stavby je rekonstrukce předmětného úseku, a to konkrétně:

- zajištění prostorové průchodnosti Z-GC a kódu kombinované dopravy (KD) P/C 80/410, tím umožnění jízdy zásilek překračujících stávající kód KD nebo takových, jejichž přeprava je možná jen sníženou rychlostí a jen po 2. koleji;
- zvýšení traťové rychlosti (tím i zkrácení cestovních dob);
- zvýšení spolehlivosti a bezpečnosti provozu.

STÁVAJÍCÍ TUNELY

Na zájmovém traťovém úseku se nacházejí tři tunely (obr. 1: tunel č. I – nejkratší provozovaný tunel české železniční sítě délky 23,3 m, tunel č. II – délky 41,0 m a tunel č. III – délky 191,0 m). Tyto tunely byly vyraženy těsně za sebou v pískovcovém masivu v bezprostřední blízkosti levého břehu Vltavy. Tunel č. III je v délce cca 40 m od výjezdového portálu proveden jako hloubený. Tunely byly od svého postavení v roce 1848 až do roku 1942 provozovány jednokolejně. Poté došlo ke zvětšení profilu a následnému zahájení dvoukolejného provozu. Zmíněnou reprofilaci doprovázela v tunelech č. I a III vestavba, resp. přestavba obezdívky. V tunelu č. I šlo o 40 až 70 cm tlustou pískovcovou obezdívku v klenbě. Stejným způsobem byl, v cca prvních dvou třetinách své délky, vyztužen i tunel č. III. Ve zbylé části je celý profil tunelu obezděn řádkovým zdivem z ruly.

Portály tunelů č. I a II jsou skalní (nemají žádnou obezdívku). Vjezdový portál tunelu č. III má vlevo vyzděnou asi třímetrovou opěru navazující na opěrnou zeď před portálem. Výjezdový portál tunelu č. III navazuje na obezdívku tunelu a je vyveden v neogotickém stylu (obr. 2).

Dalšími úpravami prošly tunely v letech 1976–1985, a to v souvislosti s elektrifikací trati. Dno tunelů bylo prohloubeno o 400 mm a zdivo ve výšce 4150 mm nad temenem kolejnice (TK) bylo kvůli trakčnímu vedení osekáno do hloubky 150 mm. Současně proběhla i sanace obezdívky tunelů.

INTRODUCTION

The site is located on the Praha – Bubeneč – Děčín stretch of the national corridor I. which connects Germany via Děčín, Praha, Česká Třebová, Brno, Přerov to Vienna. The line is part of the TEN-T global railway network of passenger and freight transport.

The section of the proposed modernised line is located between the towns of Kralupy nad Vltavou and Nelahozeves at the mileage 438.010–440.500.

The construction goals are following:

- ensure that a tunnel profile complies with the Z-GC clearance together with the combined transport code P/C 80/410, such clearance will enable transport of goods exceeding the existing code KD or such for which safe passage requires slow speed and ride on the track No. 2 only;
- increase sped limit over the track for shorter travel times;
- improve reliability and safety.

EXISITING TUNNELS

There are three tunnels on the subjected section (Fig. 1): tunnel No. I, the shortest railway tunnel in operation, is 23.3m long, tunnel No. II 41.0m long, tunnel No. III 191.0m long. These tunnels were excavated closely behind each other in sandstone rock in the proximity of the Vltava River left bank. There is 40m of cut and cover tunnel at the north portal. Since the completion in 1848 the tunnels were operated as a single line until 1942. The tunnels were enlarged for double line traffic after 1942. The reprofiling works included altered lining of the No. I and No. III tunnels. The altered lining was 40–70cm thick sandstone masonry in the arch. Approximately two thirds of the tunnel No. III was also modernised with the same materials. The remaining third was lined with gneiss masonry around the entire profile.

The portals of tunnels No. I and No. III are made in bare rock with no masonry lining. The entrance portal of the tunnel No. III has approx. 3m high masonry support on the left which connects to the retaining wall in front of the portal. The exit portal of the tunnel No. III is joined to the tunnel lining and was designed in neo-gothic architectural style (Fig. 2).

The tunnels underwent further alterations between 1976–1985 which were related to the line electrification. Tunnel bottoms were deepened by 400mm and masonry lining was chipped off by 150mm at the height of 4150mm above the tops of rails. This work

Obr. 1 Stávající situace v okolí tunelů
Fig. 1 Existing layout plan in vicinity of tunnels

GEOLOGICKÉ POMĚRY NOVĚ BUDOVANÉHO TUNELU

Z regionálně geologického hlediska se zájmové území nachází na rozhraní dvou geologických celků – Středočeského permokarbonu a České křídové tabule. Oblast Středočeského permokarbonu je tvořena sedimentárními horninami – jílovci, aleuropelity, arkózovými pískovci a slepenci. Horniny permokarbonu jsou překryty křídovými sedimenty – pískovci až prachovci s vložkami jílovců. Horniny skalního podkladu jsou překryty kvartérními sedimenty charakteru písčitých štěrků, štěrkopísků a písků.

Na okraji zájmového území se nachází tzv. Kralupský zlom, na který je navázáno množství poruchových zón, které umožnily intenzivnější zvětrání a následnou erozi. Důsledkem toho je například erozní rýha v blízkosti stávajícího severního portálu.

Obr. 2 Stávající severní portál tunelu č. III
Fig. 2 Existing northern portal of tunnel No. III

was completed in order to fit the traction lines within the tunnel profile. Concurrently, remediation of the tunnel lining was carried out.

GEOLOGICAL CONDITIONS AT LOCATION OF NEW TUNNEL

From a regional geology perspective, the subjected area is located at the borderline of two geological territorial units. These are Středočeský Permocarbonian formation and Czech chalk plateau. The area of Středočeský Permocarbonian formation is formed by sedimentary rocks including claystones, aleuropelite feldspathic sandstones and conglomerates. The rocks of Permian and Carboniferous periods are overlain by chalk sediments consist of sandstones to siltstones with interbedded claystones. The bedrock is overlain with quaternary sediments of sandy and gravelly nature.

There is the Kralupský fault located at the north end of the subjected area which forms a greater system of fractured zones allowing more intense weathering and subsequent erosion. The erosion gully in the vicinity of the northern portal is the result of this weathering process.

The excavation will be carried out primarily through the Carboniferous sandstones. Exploratory boreholes encountered coarse to medium graded sandstones with a clay filling in discontinuities which changes in fine conglomerates with depth. The quality of retrieved rock samples ranges from completely weathered to slightly weathered classified as R3. Some sandstone samples contained significant content of clastic coal.

PROPOSED SOLUTION

The proposed solution comprises construction of new single-track tunnel and alteration of the existing double-track tunnels into single line tunnels. The layout drawing is shown in Fig. 3. The following sequence of works is anticipated:

- excavation of the acces gallery;
- break out of the new tunnel in two directions;
- preparation of the portal areas;

Obr. 3 Navržená situace v okolí tunelů
Fig. 3 Proposed layout plan in vicinity of tunnels

Ražby budou převážně probíhat v karbonských arkózových pískovcích. Průzkumnými vrty byly zastiženy hrubozrnné až střednězrnné pískovce s jílovitým tmelem, které plynule přechází do jemnozrnných slepenců. Jde o horniny od zcela zvětralých, přes silně a mírně zvětralé, až po navětralé třídy R3. V některých vrtech byly zastiženy pískovce s výrazným obsahem detritického uhlí.

NAVRHOVANÉ ŘEŠENÍ

Navrhované řešení počítá s vybudováním nového jednokolejného tunelu a přestavbou stávajících dvoukolejných tunelů na jednokolejné. Situace je znázorněna na obr. 3.

Předpokládá se následující návaznost pracovních postupů:

- ražba svážné štoly;
- rozrážky nového tunelu;
- příprava připortálových oblastí;
- dokončení nového tunelu;
- převedení provozu do nového tunelu;
- rekonstrukce stávajících tunelů.

Veškeré ražby budou prováděny podle zásad NRTM. Na základě předpokládaného geologického prostředí jsou navrženy čtyři technologické třídy – TT III, TT IV, TT Va a TT Vb.

Příprava připortálových oblastí zahrnuje zhotovení skalního odřezu (jižní portál), hřebíkového svahu (severní portál) a předstihových podpůrných opatření (oba portály). Postupně budou provedeny tyto činnosti:

- upevnění provizorní sítě na skalní stěnu, předstihová podpůrná opatření na severním portálu (s výjimkou mikropilotového deštníku);
- odstřel skalní stěny, hřebíkování svahu;
- dočištění skalní stěny;
- zajištění skalní stěny proti vypadávání horninových úlomků do prostoru trati;
- předstihová podpůrná opatření na jižním portálu, instalace mikropilotového deštníku na severním portálu.

- completion of the new tunnel construction;
- divert traffic to the new tunnel;
- modernisation of the existing tunnels.

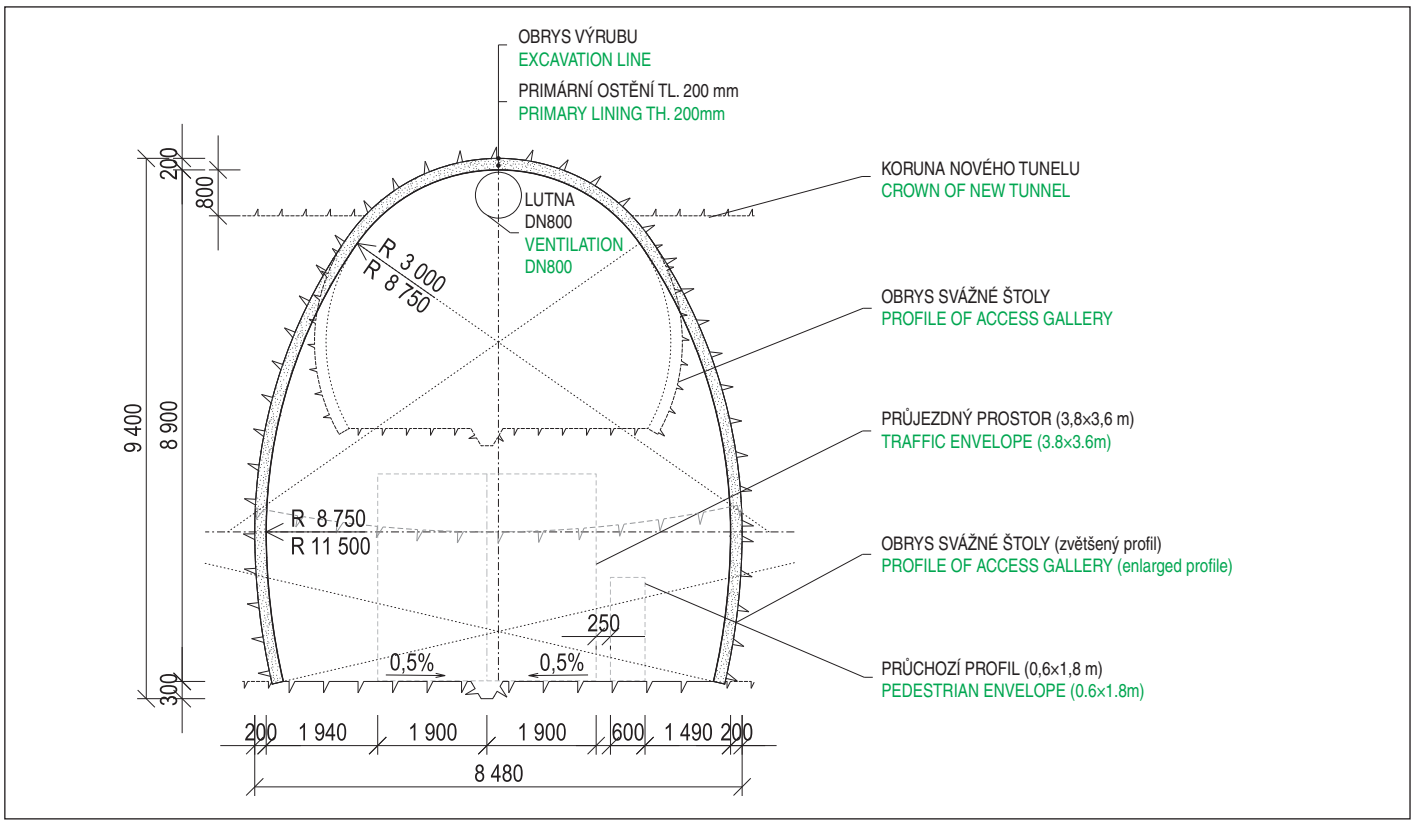
All excavations will be carried out in accordance with the principles of the NATM. Based on the geological conditions of the rock mass design specifies four excavation and support classes – TT III, TT IV, TT Va a TT Vb. Preparation works in the portal areas consist of rock cuts at the southern portal, soil nailing and ground improvement measures conducted in advance of construction at the northern portal. The following works will be completed in the portal areas:

- installation of temporary netting preventing flying rocks during blasting, ground improvement measures in the area of the northern portal (excluding a canopy tube pre-support);
- rock blasting for portal cuts, soil nailing;
- smoothening of rock cuts faces;
- securing the portal cuts against falling of rock fragments into the track area;
- ground improvement measures in the area of the southern portal, installation of a canopy tube pre-support at the northern portal.

Lateral access gallery

The new tunnel will be excavated from the middle in two directions accessed via a lateral access gallery. Such construction procedure was chosen in order to minimise the lockout period on the corridor I. railway line. The lateral access gallery, including the excavation pit, is 240m long. The basic profile will be completed as full-face excavation and the enlarged profile will be divided in a top heading and a bench (Fig. 4). A crown and side-walls of the lateral access gallery will be reinforced with arched lattice girders, welded wire mesh, sprayed concrete and proprietary anchoring system. An invert is not proposed. A length of each excavation round and reinforcement rate will be dictated by the actual excavation and support class.

The lateral access gallery will be backfilled after the completion of definite lining in the new tunnel.



Obr. 4 Vzorový příčný řez svážnou štolou
Fig. 4 Typical cross-section of lateral access gallery

Boční svážná štola

Ve snaze o minimalizaci výluk na tomto I. tranzitním koridoru bude tunel realizován boční svážnou štolou délky cca 240,0 m (délka včetně hloubené stavební jámy). Ražba základního profilu svážné štoly bude na plnou čelbu, rozšířený profil bude horizontálně členěn na kalotu a dno (obr. 4). Klenba a opěří svážné štoly budou vyztuženy obloukovými příhradovými ocelovými rámy, svařovanými ocelovými sítěmi, stříkaným betonem a systémovým kotvením. Protiklenba není navržena. Délky záběrů a dimenze vyztužení budou záviset na technologické třídě výrubu.

V místě napojení na plánovanou trasu nového tunelu dojde k rozrážkám do obou stran, a bude se tak razit současně směrem k oběma portálům.

Svážná štola bude po dokončení sekundárního ostění v novém tunelu zasypána.

Nový tunel

Je uvažován světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu podle Vzorového listu SŽDC, příloha 2, tj. konvenční ražba, kolejové lože, rychlost do 160 km/h. Tunel bude po 25,0 m opatřen oboustrannými bezpečnostními výklenky, únikovými chodníky šířky 800 mm a požárním suchovodem. Příčné řezy novým tunelem jsou vidět na obr. 5, 6 a 7. Délka nového tunelu bude 471,675 m.

Ražby budou úpadní s horizontálním členěním na kalotu a dno. Způsob vyztužení tunelu je shodný s vyztužením svážné štoly. Navíc je zde navrženo ŽB sekundární ostění tloušťky 300 mm. Mezi primárním a sekundárním ostěním je rovněž navrženo hydroizolační souvrství tloušťky 35 mm (HI fólie + geotextilie min. 500 g/m^2).

Technicky náročné budou úseky přilehlé k oběma portálům.

U vjezdového portálu tunel zabíhá do více než 40 m vysoké skalní stěny pod velmi nepříznivým ostrým úhlem. Z bezpečnostních důvodů je navržena celá řada předstihových podpůrných opatření. Nejprve dojde pod ochrannou sítí k začištění skalní stěny. Ta bude zbavena výrazných výčnělků a bude upravena tak, aby se na ní ne-

New tunnel

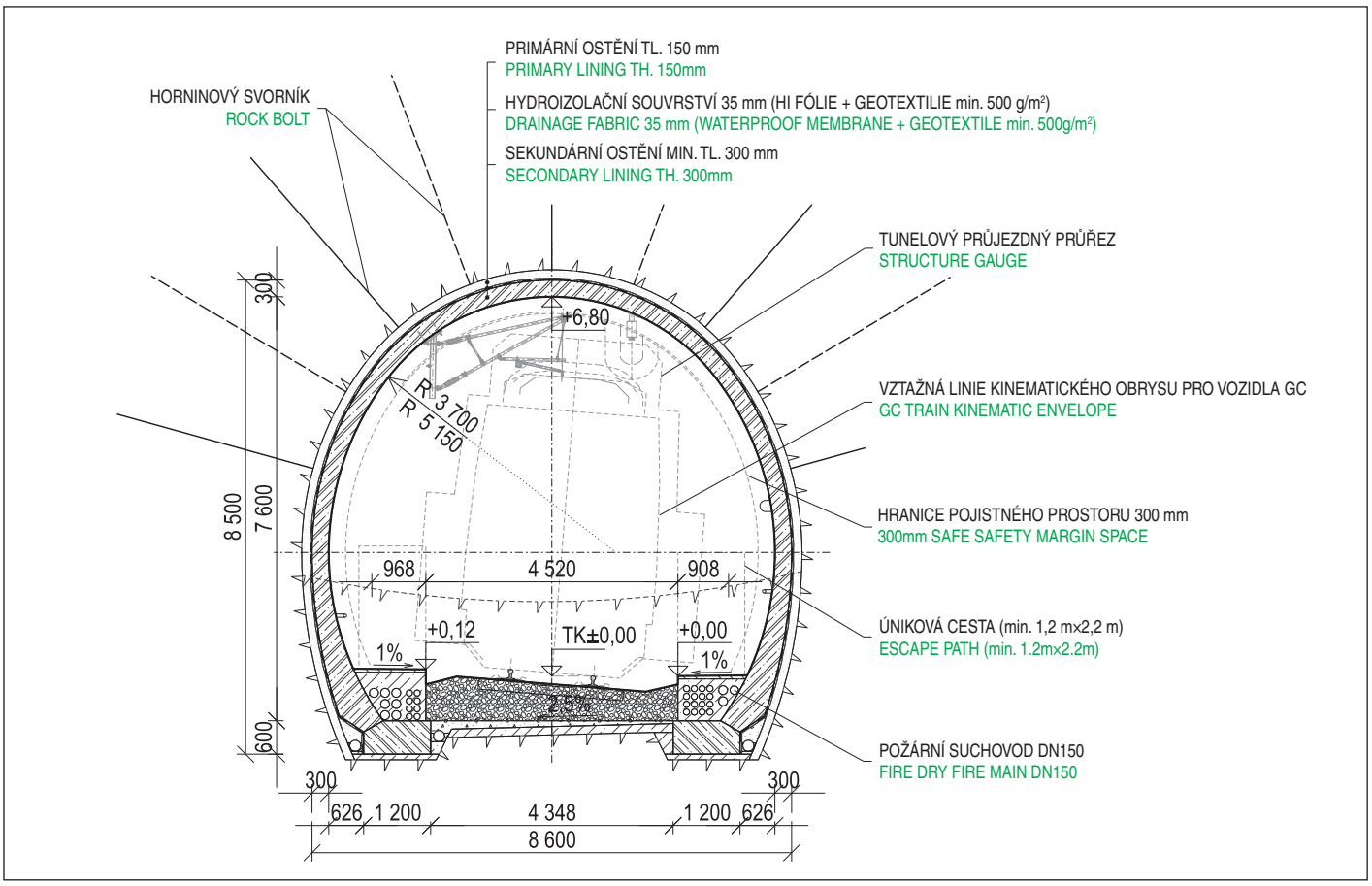
The single-track tunnel gauge is considered in accordance with the SŽDC standard sheets appendix 2. This implies a conventional excavation technique, a ballast trackbed and speed limit over the track up to 160kph. The tunnel will be fitted with safety recesses on both sides every 25.0m, escape footpaths 800mm wide and fire main. Typical cross sections of the tunnel profile are shown in figures 5, 6, 7. The new tunnel will be 471.675m long.

The excavations are dip advanced divided horizontally into a top heading and a bench. Reinforcing measures of the new tunnel are identical with the lateral access gallery. Additionally, a 300mm thick definite lining will be constructed. A waterproofing system is 35mm thick and comprises a PVC membrane and protection geotextile (min 500g/m^2).

Geological conditions and topography in the areas at the both future portals are considered technically difficult.

The track is proposed to enter the 40m high rock face at very steep angle which causes complications. Several supporting measures are proposed primarily for safety reasons.

At first, scaling of the rock face will be carried out under a protection netting to ensure there are no protruding features and that no water or snow can retain on the face or benches. Subsequently, the rock face will be partially cut under the protection of self-drilling anchors and a large reinforced concrete waler cast into the cut. The waler is anchored with temporary stranded anchors. Following the installation of the waler, the rock face is covered with netting to prevent rockfall. The netting consists of double-twisted wire mesh strengthen with wire cables and is secured with rock bolts. Foundations for the supporting reinforced concrete wall comprise a concrete beam propped with multiple pairs of inclined micropiles. The supporting concrete wall is shaped identically as the tunnel definite lining. Space of the future tunnel, between the supporting wall and rock mass, will be filled with lean concrete. Formwork will



Obr. 5 Vzorový příčný řez novým tunelem
Fig. 5 Typical cross-section of new tunnel

mohla zadržovat voda či sníh. Na to se, pod ochranou ze samozávrtných svorníků, ve stěně provede zářez, do kterého se vybetonuje masivní ŽB převázka pro dočasné pramencové kotvy. Následně se stěna zajistí proti vypadávání horninových úlomků, a to pomocí pleteného kompozitu z dvouzákrutového pletiva s integrovanými lany z vysokopevnostní oceli. Dále se provede zářez ve spodní části stěny, zhotoví se základové mikropiloty a vybetonuje se základ pro podpůrnou ŽB stěnu, která tvarově odpovídá tunelovému ostění. Prostor budoucího tunelu pak bude zabetonován hubeným betonem. Jako bednění bude použit trapézový plech, který současně poslouží k lepšímu spolupůsobení/propojení podpůrné ŽB stěny a primárního ostění tunelu. Poloha podpůrné ŽB stěny bude zabezpečena mikropilotami a dočasnými předpjatými kotvami (obr. 8). Na závěr se po levé straně kaloty ještě navrtá mikropilotový deštník. Pro ten budou použity silnostěnné ocelové trubky 108/16, délky 15,0 m à 0,5 m.

Po dokončení výše uvedených opatření může dojít k samotné prorážce.

V této části je rovněž navrženo zesílené primární i sekundární ostění. Sekundární ostění je navíc doplněno o základovou desku. Ostění tak bude schopné účinně odolávat nerovnoměrnému zatížení od horninového prostředí i po degradaci lanových kotev osazených nad tunelem.

Druhým technicky náročným místem bude oblast před výjezdovým portálem.

V tomto místě je nízké nadloží, zhoršená geologie (lokalita se nachází blízko tektonické poruchy) a nový tunel se přibližuje ke stávajícímu tunelu č. III. Ten byl v těchto místech navíc vybudován hloubeným způsobem. Dalším faktorem výrazně ovlivňujícím technické řešení je skutečnost, že stávající tunely budou po celou dobu výstavby nového tunelu v provozu.

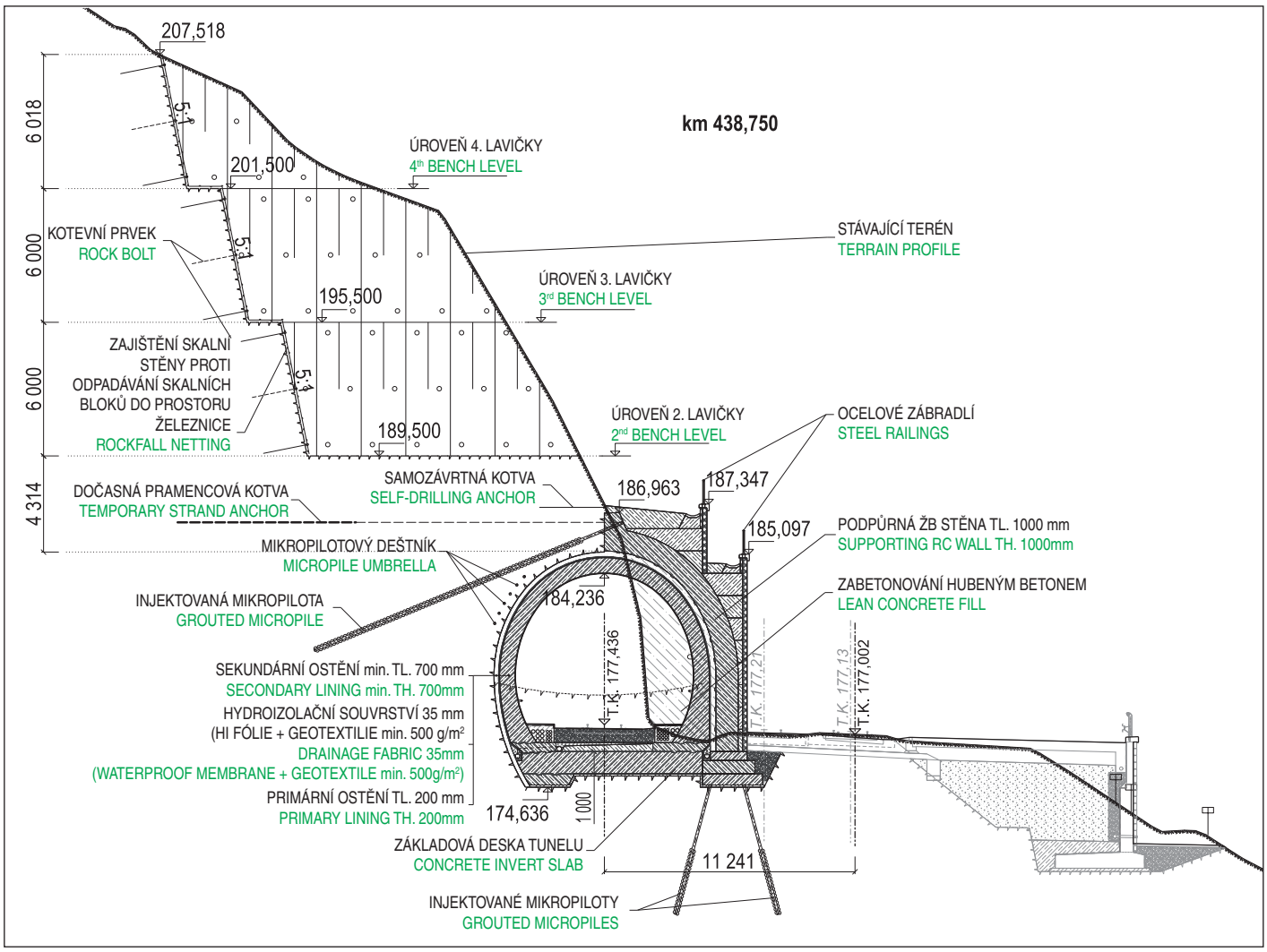
be made with corrugated iron sheeting and is envisioned to function as an interface which structurally couples the supporting reinforced wall and primary lining of the tunnel. Position of the supporting concrete wall will be fixed with the foundation micropiles and temporary post-tensioned anchors with strand tendons (Fig. 8). The preparation works will be concluded with construction of a micropile umbrella along the left perimeter of the top heading. The canopy tube pre-support is designed from thick-walled steel pipes 108/16 which are 15.0m long and spaced every 0.5m.

After completion of all the supporting measures outlined above, tunnel excavation may commence.

Both, the primary and definite linings are strengthened in vicinity of the southern portal. Also, the definite lining is founded on the concrete slab. It is envisaged that the tunnel lining will be able to effectively resist the irregular loading exerted by the rock mass even after degradation of the temporary anchors.

The second technically challenging location is the area of the northern portal. This location is characterised by a low overburden height, poor geological conditions due to the presence of the fault zone and mutual proximity with the existing tunnel No. III. The existing tunnel No. III was, at this location, constructed using a cut-and-cover method. Another significant factor which influences adopted technical solution is a condition to keep the existing tunnels operational while the new tunnel is being constructed.

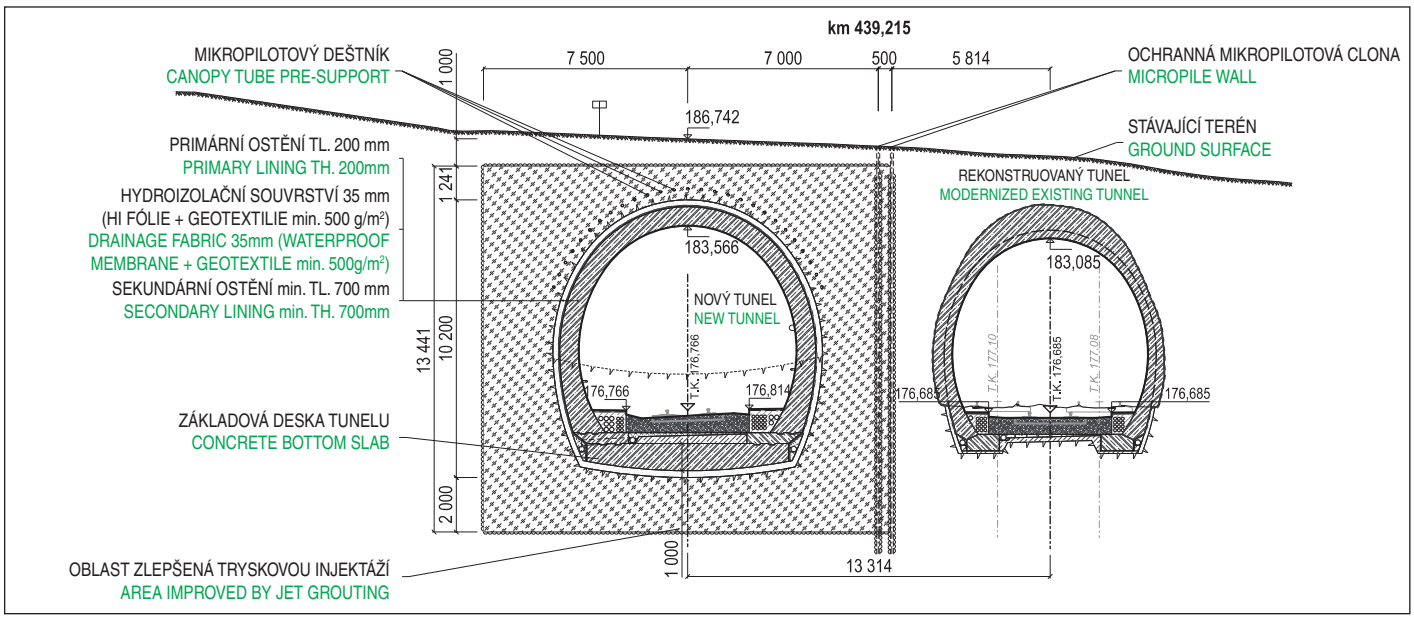
For the reason explained above, ground improvement by means of jet grouting is proposed at the area of the northern portal. The extent of the improved ground is circa 2.5m to the sides, 2.0m below the foundations and 4.0m above the crown. Therefore, total dimensions of the improved ground are 14.0m broad, 16.0m high and 30.0m long. The exact extent of ground improvement will be determined based on supplementary investigations. Beside the



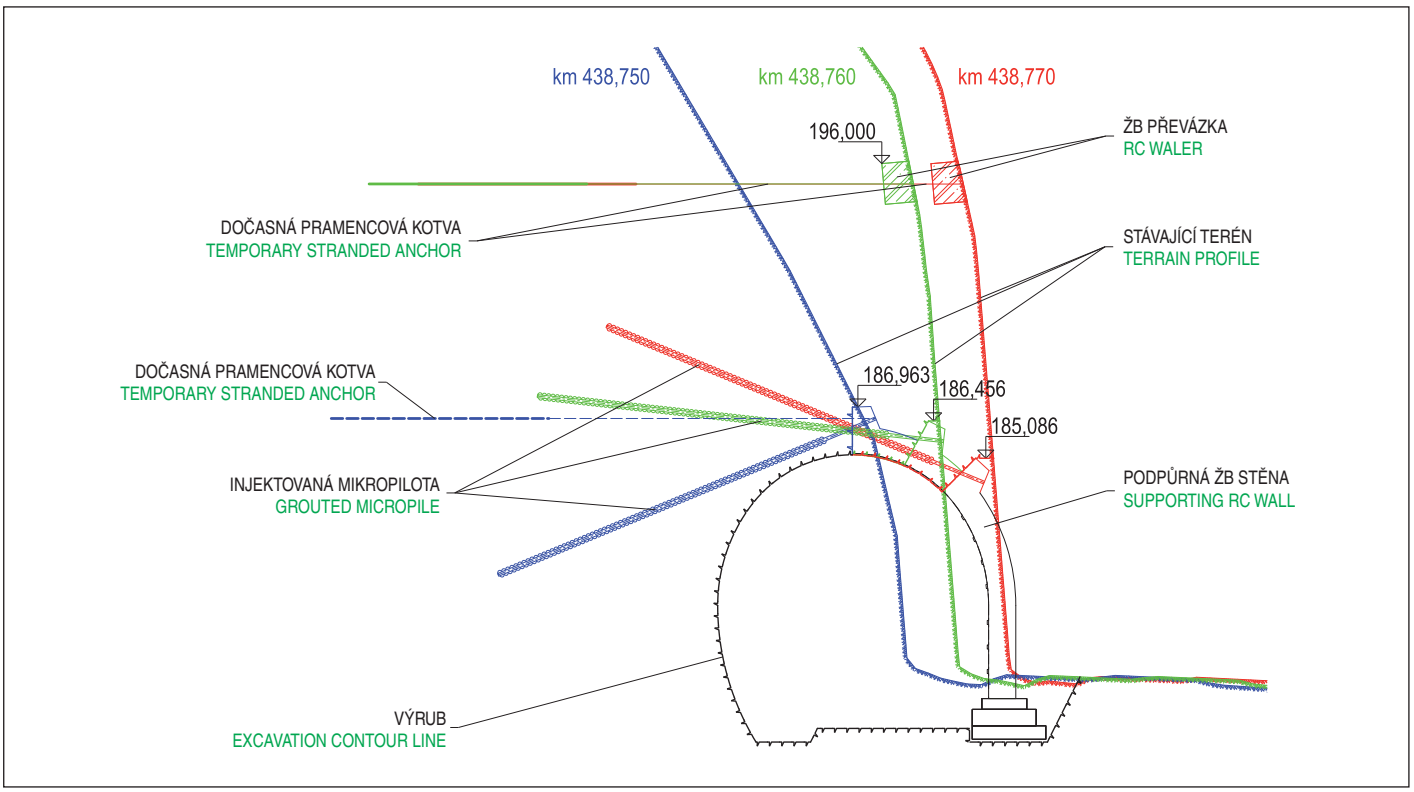
Obr. 6 Charakteristický příčný řez novým tunelem – jižní portál
Fig. 6 Cross-section of new tunnel at southern portal

Z těchto důvodů je u výjezdového portálu navrženo zlepšení geologického prostředí. V současné době je počítáno s tryskovou injektáží (TI), a to v předpokládaném rozsahu cca 2,5 m do boků, 2,0 m pod základy a 4,0 m nad korunu tunelu. Celková šířka tedy bude

necessary earthworks, a micropile wall must be constructed between the existing and proposed tunnels. The micropile wall is designed with thick-walled 108/16 steel pipes placed in 0.5m spacings to the depth of 16.0m. The length of this diaphragm wall is 30.0m.



Obr. 7 Charakteristický příčný řez tunely – severní portál
Fig. 7 Cross-section of tunnels at northern portal



Obr. 8 Schematické znázornění změny tvaru podpůrné stěny
Fig. 8 Changing shape of supporting wall shown schematically

14,0 m, výška 16,0 m (u nižšího nadloží se TI ukončí cca 1,0 m pod terénem) a délka 30,0 m. Přesný rozsah určí podrobný inženýrsko-geologický (IG) průzkum. Kromě nezbytných terénních úprav musí být před zahájením TI ještě mezi tunely zhotovena ochranná clona z mikropilot. Jsou navrženy silnostěnné ocelové trubky 108/16 délky 16,0 m à 0,5 m. Délka této clony je 30,0 m.

Po ukončení TI bude nad kalotou tunelu navrtán ochranný mikropilotový deštník – opět budou použity silnostěnné ocelové trubky 108/16, délky 15,0 m à 0,5 m, vrtané přes portálovou stěnu. Poté dojde k samotné prorážce.

Stejně jako u vjezdového portálu je i zde navrženo zesílené primární i sekundární ostění. Sekundární ostění je taktéž doplněno o základovou desku.

Jakmile bude provoz převeden do dokončeného nového tunelu (na kolej č. 1), vyloučí se provoz ve stávajících tunelech a započne jejich rekonstrukce.

Rekonstruované tunely

Hlavními nedostatky stávajících nelahozeveských tunelů jsou především absence tunelových záchranných výklenků, a to že nevyhovují požadované prostorové průchodnosti. Důležitým faktorem ovlivňujícím způsob rekonstrukce je stav a mocnost horninového prostředí za stávající obezdívkou tunelů. Rozsah rozrušení horninového prostředí lze de facto jen odhadovat a limitující je také šířka horninového pilíře za pravým opěřím (3,0 až 5,0 m u tunelu č. I).

Na základě výše popsaného se přistoupilo k takovému návrhu, který spočívá ve vestavění ŽB sekundárního ostění do stávajícího profilu. Z tohoto důvodu bylo nutné upravit světlý tunelový průřez předepsaný Vzorovým listem SŽDC. I přes minimalizaci tunelového průřezu bude nutné prohloubení dna tunelů o cca 300 až 400 mm v celé jejich délce. Toto by však nemělo představovat taková rizika jako zásah do obezdívky kleneb tunelů. Nejvýraznější komplikace se dá očekávat v části tunelu č. III, kde je tunel opatřen řádkovým zdivem z ruly. Zde bude nutné spolu s prohlubováním dna zároveň podchytávat základy stávajícího ostění.

After completion of the micropile diaphragm wall, jet grouting in the northern portal area takes place. Once the improved material is sufficiently set a protection canopy tube pre-support will be installed through the portal wall with the same technical parameters as what is proposed at the southern portal.

When all the preparation works described above are successfully completed a tunnel breakthrough can be finished.

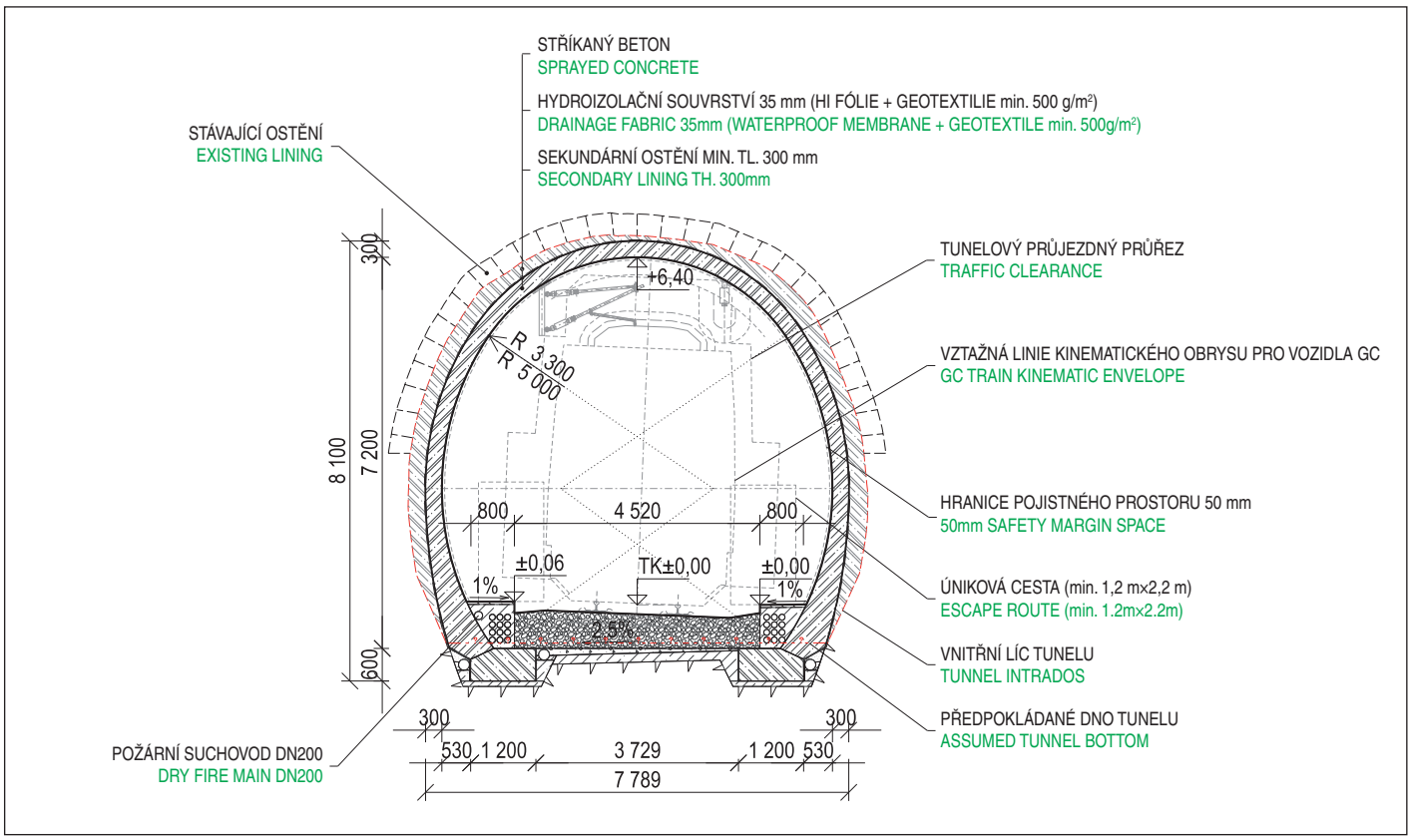
Similarly, to the southern portal, the primary and definite lining is strengthened and the foundation slab is also used.

As soon as the new tunnel is completed, the railway traffic will be diverted to the new route (track No.1) and modernisation of the existing tunnels may commence.

Existing tunnels modernisation

Two major flaws of the existing tunnels are the missing safety niches and insufficient clearance. An important factor which governs the modernisation method is a thickness and condition of the rock mass behind the existing masonry lining. A rate of decay of the rock mass is unknown and can only be estimated. Also limiting is the thickness of the rock pillar behind the right side-wall at the tunnel No. I location which is 3.0–5.0m.

Based on the previously stated, the modernisation design comprises of casting a new reinforced concrete definite lining within the existing profile. Adding an extra thickness of the new lining resulted in the reduced tunnel profile which is not compliant with the minimum profile clearance required in the SŽDC standard sheets. Additionally, in order to ensure the minimum design clearance, the bottom must be deepened by 300–400mm along the entire length of the existing tunnels. However, this approach doesn´ t pose such a high risk which would be associated with the alteration of the existing lining. The most significant complications are expected in parts of the tunnel No. III which are lined with gneiss masonry. Underpinning of the existing foundations will be required in conjunction with the bottom deepening.



Obr. 9 Vzorový příčný řez rekonstruovanými tunely
Fig. 9 Typical cross-section of modernised tunnels

Před vybetonováním sekundárního ŽB ostění se ještě provede drenážní systém – rubové drenážní potrubí DN200 a HI fólie + geotextilie min. 500 g/m².

Rekonstruované tunely budou stejně jako nový tunel opatřeny únikovými chodníky šířky 800 mm, požárním suchovodem a bezpečnostními výklenky. Ty budou v tomto případě budovány pouze jednostranně (v osové vzdálenosti 20,0 m) tak, aby nedošlo k dalšímu oslabení už tak zvětralého horninového pilíře po pravé straně opěří. Vzorový příčný řez je zobrazen na obr. 9.

ZÁVĚR

Při zpracování dokumentace je kladen značný důraz na minimalizaci výluk na trati, jen minimum prací se tedy bude provádět za zcela vyloučeného provozu. To, spolu s omezenou přístupností staveniště a s celkově stísněnými podmínkami v dané lokalitě (vysoká skalní stěna vlevo a řeka Vltava vpravo od trati), představuje jak pro projektanta, tak pro budoucího zhotovitele nelehký úkol, a to zejména při plánování a koordinaci navazujících prací.

Ing. JAKUB STŘIŽÍK, jakub.strizik@sudop.cz,
Ing. KAREL JADRNÍČEK, karel.jadrnicek@sudop.cz,
SUDOP PRAHA a.s.

Recenzoval Reviewed: Ing. Štefan Ivor

The proposed drainage system consists of 500g/m² geotextile, a waterproofing membrane and sidewall drainage pipes DN200. The waterproofing membrane will be installed on the existing lining before the new concrete lining is cast.

The modernised tunnels as well as the new tunnel are designed with the 800mm wide escape footpath, dry fire main and safety niches. The safety recesses inside the existing tunnels are proposed on one side only with a 20m spacing. A further reduction in thickness of the already weathered rock pillar behind the right side-wall could be potentially critical. Refer to Fig. 9 for a typical cross-section of the modernised tunnels.

CONCLUSIONS

During the design process, main emphasis was paid on minimising track closures, thus only a minority of works is to be undertaken in totally excluded operation. In conjunction with a difficult access, topographically constrained site including high cliffs on one side of the tracks and the Vltava river on the other, this project represents a very challenging task for both designers and contractors. Major constraints include the planning, site organisation and sequencing of the works.

Ing. JAKUB STŘIŽÍK, jakub.strizik@sudop.cz,
Ing. KAREL JADRNÍČEK, karel.jadrnicek@sudop.cz,
SUDOP PRAHA a.s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] SUDOP PRAHA a.s. Dokumentace Rekonstrukce nelahozeveských tunelů, část D. 2. 1. 07, 9/2019
[2] Geotechnický a stavebně technický průzkum. Praha; 4G consite s.r.o., 9/2018
[3] Doplňující geotechnický a stavebně technický průzkum stávajících tunelů a portálových oblastí nového tunelu. Praha; 4G consite s.r.o., 3/2019

TUNEL ČEBRAŤ NA ZMENENEJ TRASE DIAĽNICE D1 HUBOVÁ – IVACHNOVÁ
ČEBRAŤ TUNNEL ON THE MODIFIED ROUTE OF HUBOVÁ – IVACHNOVA SECTION OF D1 MOTORWAY

PETER ČULÍK, TOMÁŠ JUST

ABSTRAKT

Prvá časť príspevku sa zaoberá zmenou trasy diaľnice D1 Hubová – Ivachnová, ktorá zásadným spôsobom rieši problematiku v kritickom úseku zosuvných území, a to zmenou trasy posunutím severnejšie (zapustením do masívu), čo je riešené tunelom Čebrať dĺžky 3 600 m. Zmena je navrhnutá na základe spresňujúcich informácií o aktivite a rozsahu zosuvov v pôvodnej trase. Druhá časť príspevku opisuje technické riešenie tunela a skúsenosti s prebiehajúcim razením.

ABSTRACT

The first part of the paper deals with the modification of the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway which solves the problem of a critical section of land-slide areas in a fundamental way, by changing the D1 route shifting it north (by sinking into the massif). It has been solved by the 3600m long Čebrať tunnel. The modification is designed on the basis of refining the information about the activity and extent of landslides on the original route. The second part of the paper describes the technical solution to the tunnel and experience with the progressing tunnel excavation.

1. ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE

Predmetný úsek diaľnice D1 Hubová – Ivachnová nadväzuje na pripravovaný úsek D1 Turany – Hubová na západnej strane a pripája sa na prevádzkovaný úsek D1 pri odpočívadle Ivachnová na východnej strane. V súčasnosti je celá doprava vedená po ceste I/18, ktorá svojou kapacitou, technickými parametrami a stavom v niektorých úsekoch súčasnému dopravnému zaťaženiu cesty nevyhovuje, naviac prechádza intravilánom mesta Ružomberok. Tunel Čebrať je súčasťou zmeny trasy, navrhnutý ako dialničný dvojrúrový tunel kategorie 2T–7,5/ 100 dĺžky 3 600 m.

Stavba bola pripravovaná podľa „žltého FIDIC“, kde súčasťou prác zhotoviteľa je aj dopracovanie realizačnej projektovej dokumentácie. Záväzným podkladom bola pôvodná dokumentácia pre stavebné povolenie a platné územné rozhodnutie a stavebné povolenie.

Realizáciu predmetného úseku zabezpečuje ako vedúci združenia spoločnosť OHL ŽS, a.s. so společnosťou Váhostav SK. Projektovanie novej trasy rieši projektové združenie Dopravoprojekt a Geoconsult, projektantom tunela je Basler & Hofmann Slovakia a Geoconsult.

2. ZMENA TRASOVANIA A TECHNICKÉHO RIEŠENIA ČASTI TRASY DIAĽNICE

2.1 Dôvody a popis prijatých zmien

Pred začiatkom výstavby sa v úseku km 2,0–4,0 trasy prejavili nepredvídateľné okolnosti z hľadiska stability územia. Realizovaný geotechnický monitoring (Geoexperts s.r.o.) upozornil na možné riziká realizácie stavby. Výsledky meraní zhrnuté v záverečnej správe odporúčali pokračovať v monitoringu a prepočítať stabilitu svahov v zosuvných územiach na základe nových skutočností.

V problematickom úseku km 2,0–4,0 pôvodnej trasy boli v dokumentácii pre stavebné povolenie navrhnuté hlboké zárezy SO 232-00 a SO 233-00 (obr. 1). Stabilizačné riešenie týchto zárezov počítalo s potenciálnou šmykovou plochou v hĺbke do 9 m. V čase vypracovania projektu DSP pre D1 v úseku Hubová – Ivachnová neboli totiž k dispozícii inklinometrické merania aktivity zosuvov (doc. RNDr. M. Kopecký a kol.) a trasa sa potom hodnotila len na základe mor-

1. BASIC INFORMATION

The Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway is a continuation of the Turany – Hubová section of the D1 which is under preparation on the western side and on the eastern side, connects to the operating section of the D1 at the Ivachnová rest area. Currently, entire traffic runs along the I/18 road. The capacity, technical parameters and condition of the road do not meet the current requirements in some sections. Moreover, it runs across the urban area of the town of Ružomberok. The Čebrať tunnel is part of the modification of the route designed as a 3600m long, 2T–7,5/100 category, double-tube motorway tunnel.

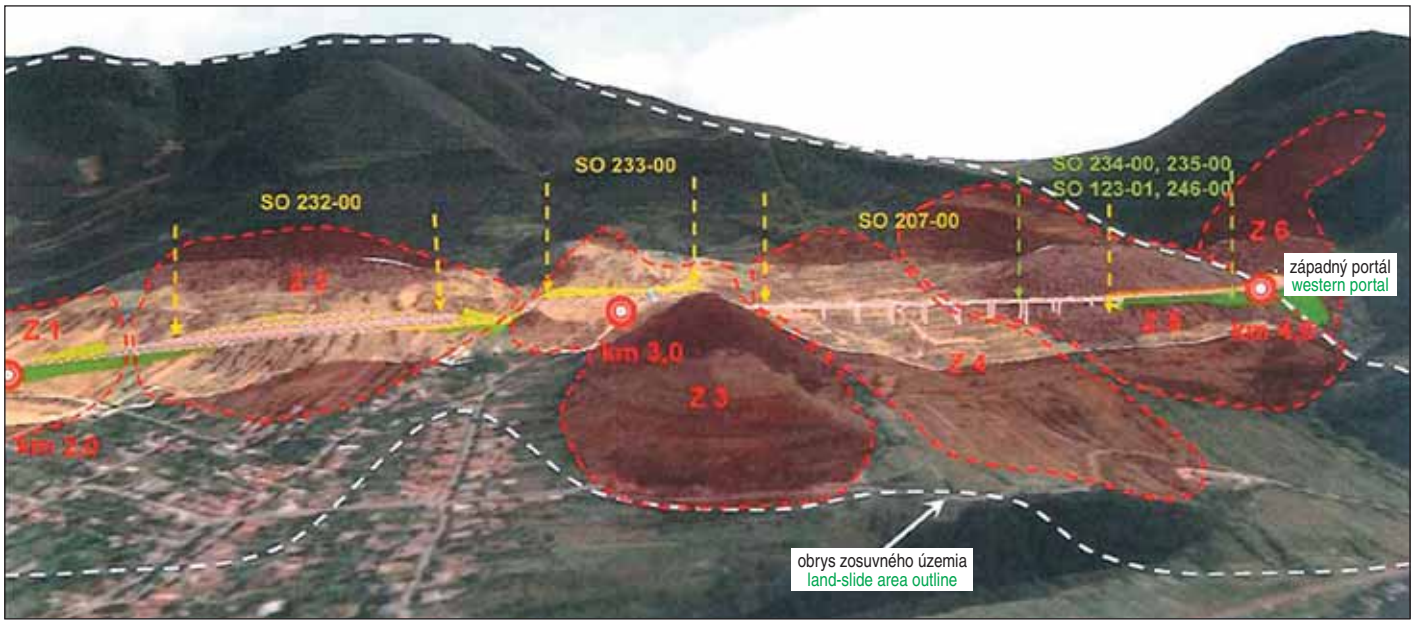
The project was being prepared according to the “FIDIC Yellow Book”, where completing the final design (design of excavation and support) is part of contractor‘s work. The binding source documents comprised the original tender design, the valid zoning and planning decision and the construction permission.

The realisation of the section in question is ensured by OHL ŽS, a.s., the leader of the consortium, together with Váhostav SK a.s. Designing for the new route is solved by a consortium consisting of Dopravoprojekt and Geoconsult; the design for the tunnel is provided by Basler & Hofmann Slovakia and Geoconsult.

2. ROUTE ALIGNMENT MODIFICATION AND TECHNICAL SOLUTION TO THE PART OF THE MOTORWAY ROUTE

2.1 Reasons for and description of adopted changes

Unpredictable circumstances regarding the stability of the area manifested themselves before the commencement of construction operations in the route section between kilometres 2.0 and 4.0. Geotechnical monitoring carried out by Geoexperts s. .o. gave notice of possible risks for construction operations. The measurement results summarised in the final report recommended that the monitoring should be continued and the stability of slopes in land-slide areas recalculated on the basis of the new facts.



Obr. 1 Pôvodná trasa – SO 232-00 a SO 233-00 – zárezy v zosuvnej oblasti km 2,0–4,0
Fig. 1 Original route – SO 232-00 and SO 233-00 – cuttings in the land-slide area, chainage km 2.0–4.0

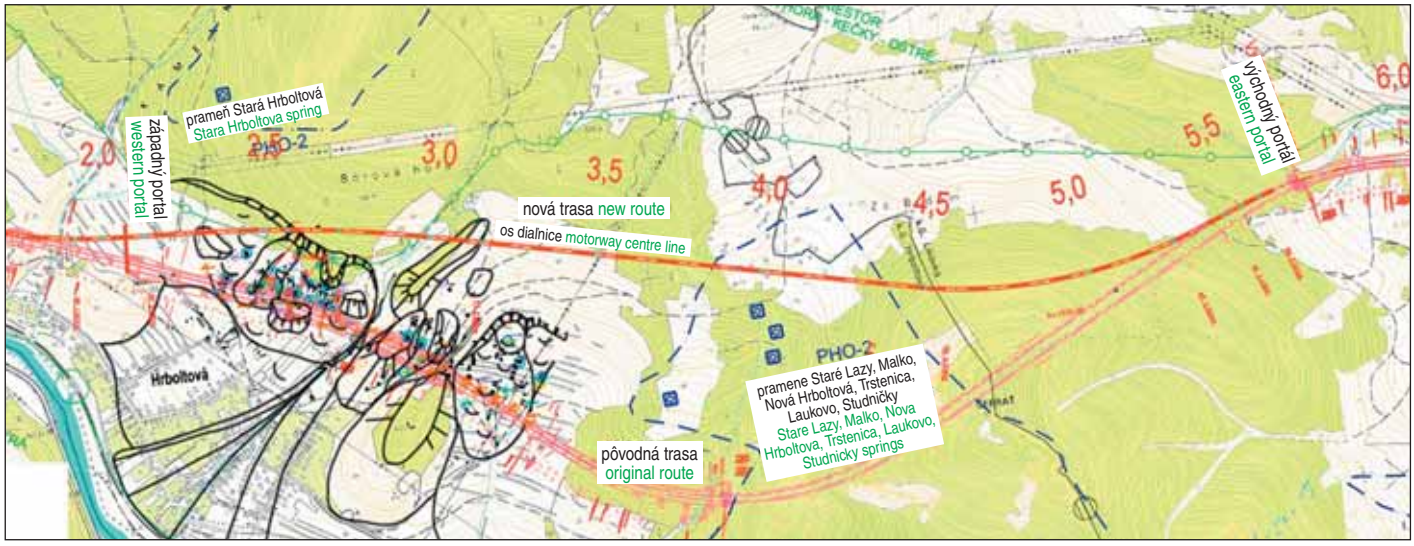
fologických (terénnych) prejavov. Preto sa väčšina zosuvov v trase D1 z hľadiska aktivity hodnotila ako potenciálne až stabilizované, len ojedinele ako aktívne územie. Tomu bolo prispôsobené aj vtedajšie projekčné riešenie.

Na základe výstupov geotechnického monitoringu (GTM) boli v tomto úseku realizované doplňujúce monitorovacie inklinometrické vrty. Pri realizácii prieskumných vrtov do hĺbky 45–50 m boli dokumentované poruchové zóny v hĺbkach 15–33 m, 35–38 m a 41–43 m. Po vyhodnotení IG vrtov a inklinometrických meraní bolo toto územie vyhodnotené ako zosuvné s výraznou aktivitou už pred samotnou výstavbou diaľnice. Pôvodné projektové riešenie sa ukázalo v predmetnom úseku ako nedostatočné z hľadiska stability územia, a preto bolo potrebné prehodnotiť stabilizačné opatrenia.

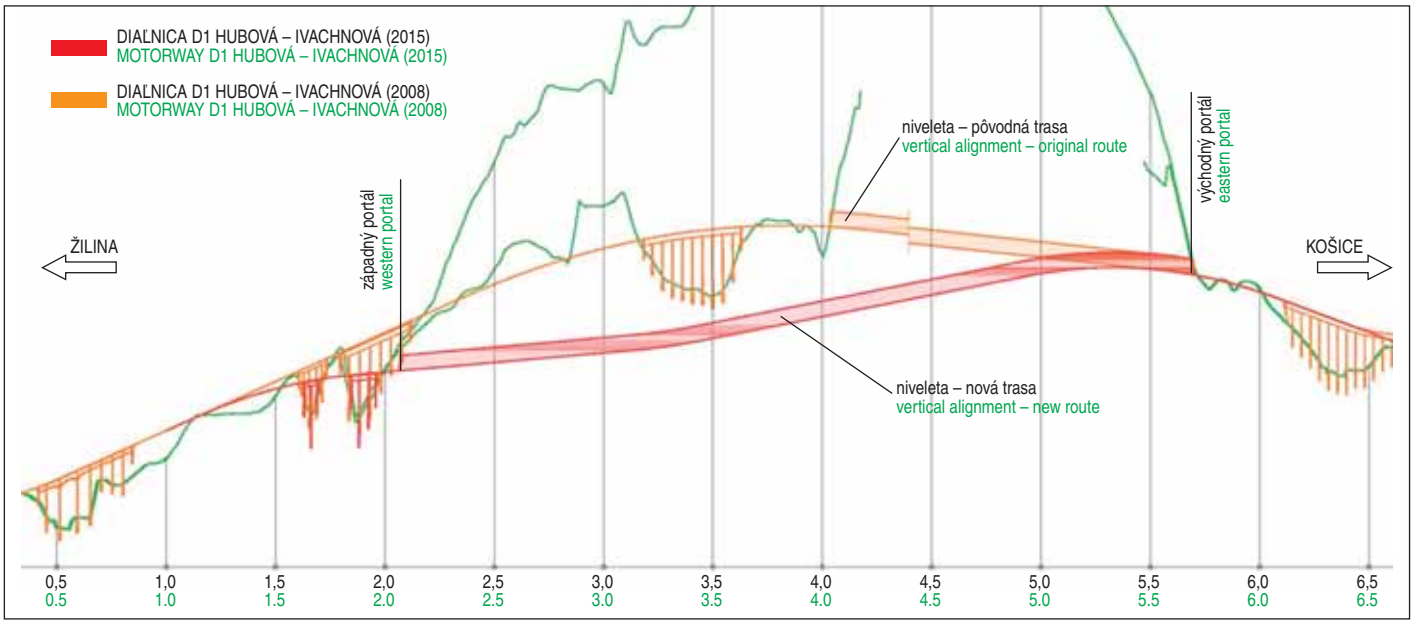
V rámci koncepčnej štúdie bolo navrhnuté nové riešenie v pôvodnej trase pomocou pilótových kotvených stien v troch úrovniach. Hlavným princípom stabilizácie svahu bol veľmi náročný systém pre trvalé zníženie hladiny podzemnej vody pomocou hlbokých šácht a studní. Šachty boli navrhnuté do hĺbky až 60 m kotvené horninovými kotvami dl. 50–100 m. Odvedenie vody by bolo realizované čerpaním vody zo studní, ktoré by museli byť trvale prístupné a monitorované. Toto

Deep cuttings SO 232-00 and SO 233-00 were contained in the final design for the problematic section of the original route, between kilometres 2.0 and 4.0 (see Fig. 4). The stabilisation solution to those cuttings counted on a potential slipping plane at the depth smaller than 9m. The reason was that inclinometer measurements of the activity of landslides (Doc. RNDr. M. Kopecký et al.) were not available at the time of the work on the final design for the Hubová-Ivachnová section of the D1 motorway and the activity was assessed only on the basis of morphological (terrain relating) manifestations. For that reason the majority of landslides on the D1 route were assessed from the aspect of the activity as potentially even stabilised and only sporadically as active ones. At that time the design solution was adapted to this fact.

Supplementary monitoring inclinometer boreholes were carried out in this section on the basis of the outputs of the Geotechnical Monitoring (GTM). Fault zones were documented during the realisation of survey boreholes up to a depth of 45–50m, at the depths of 15–33m, 35–38m and 41–43m. After assessing the EG boreholes and evaluating the inclinometer measurements, this area was assessed as a slide area with considerable activity existing even before the construction of the motorway. The original design solutions turned



Obr. 2 Situácia pôvodnej a novej trasy diaľnice v km 1,0–6,0 vrátane tunela Čebrať
Fig. 2 Map of the original and new routes of the motorway at chainage km 1.0–6.0 including the Čebrať tunnel



Obr. 3 Schématický pozdĺžny profil – niveleta novej a pôvodnej trasy
Fig. 3 Schematic longitudinal section – vertical alignment of the new and original routes

riešenie bolo vyhodnotené ako nevyhovujúce z dôvodu rizikovosti a bezpečnosti počas prevádzky diaľnice a prinieslo by vysoké trvalé prevádzkové náklady.

Závery geotechnického monitoringu, štúdií a posudkov, ktoré zhodnotili reálny stav inžinierskogeologických (IG) podmienok a pôvodné riešenie trasy s realizovaním zárezov v tomto území, jednoznačne doporučili opustiť územie a hľadať alternatívnu trasu.

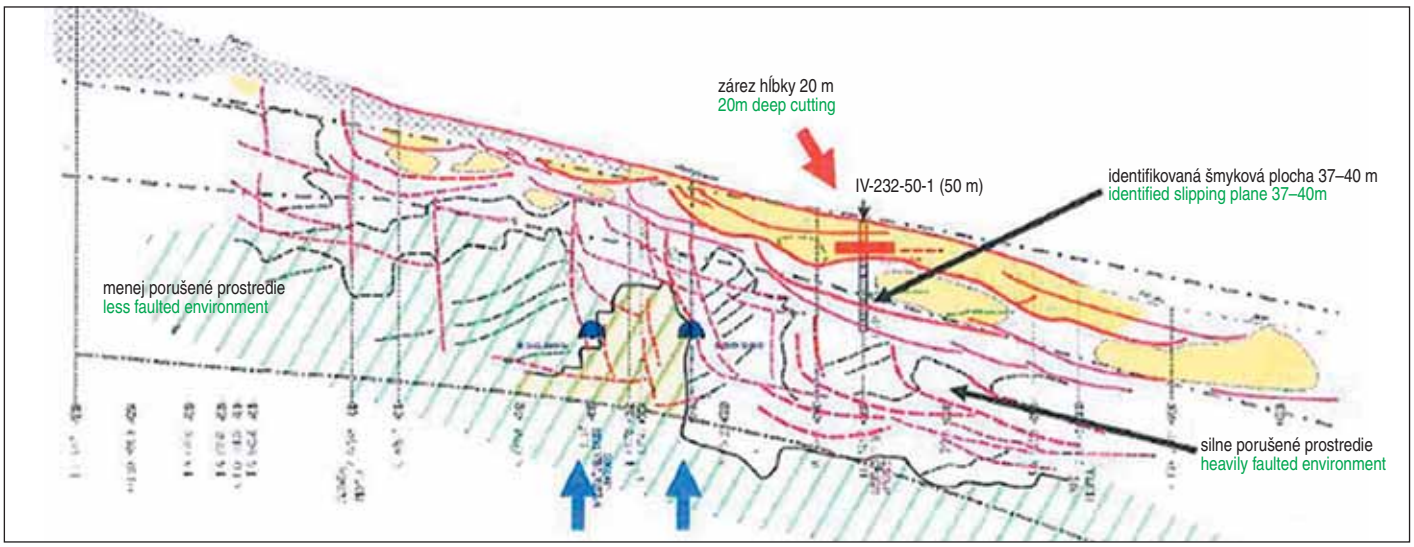
Pre posúdenie horninového prostredia – vhodnosti vedenia novej trasy boli vypracované doplňujúce štúdie na základe geofyzikálnych meraní. Geofyzikálne profily boli situované v svahu nad pôvodnou trasou diaľnice. Na základe georadarových meraní bolo preukázané, že horninové prostredie sa severne od pôvodnej trasy postupne s hĺbkou javí ako stabilné.

Technická štúdia pre návrh koncepčného riešenia nového úseku diaľnice (spracovateľ Basler & Hofmann Slovakia s.r.o.) na základe doplňujúcich prieskumov navrhla novú trasu severne od pôvodnej trasy so zmenou a predĺžením tunela Čebrať na 3600 m a s novou polohou západného portálu (porovnanie smerového a výškového vedenia pôvodnej a novej trasy je na obr. 2, 3). Východný portál tunela zostáva nezmenený. Navrhnuté nové vedenie trasy diaľnice prechádza stabil-

out to be insufficient in the respective section from the aspect of the stability of the area; it was necessary to reassess the stabilisation measures.

A new solution maintaining the original route and applying pile walls anchored at three levels was proposed within the framework of the conceptual study. The main principle of the slope stabilisation lied in a very complicated system for permanent lowering of the water table by massive shafts and wells. The shafts were designed to reach up to the depth of even 60m, to be anchored by 50–100m long ground anchors. Evacuation of groundwater would be realised by pumping from wells, which would have to be permanently accessible and monitored. This solution was assessed as unsatisfactory for the reason of riskiness and safety during the operation of the motorway and, in addition, it would have brought high permanent operating costs.

Conclusions of the geotechnical monitoring, studies and assessments which evaluated the real state of engineering geological (ERG) conditions and assessed the original solution to the route with cuttings to be realised in this area, unambiguously recommended that the area was abandoned and an alternative route was searched for.



Obr. 4 Interpretácia geofyzikálneho profilu GF-2 v km 3,02 so zakreslením tunelových rúr novej trasy
Fig. 4 Interpretation of the geophysical profile GF-2 at chainage km 3.02, with the tunnel tubes on the new route drawn in it

ným územím. Na základe navrhnutej novej trasy bol v rámci projektovej prípravy realizovaný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum (IGHP), ktorý preukázal správnosť umiestnenia novej trasy (obr. 4). Pri tejto alternatíve sa nepredpokladajú nepriaznivé účinky na životné prostredie, nakoľko zmena trasy je situovaná v podzemí. V prospech zmeny trasy sa bralo do úvahy hlavne bezpečné štandardné riešenie, jednoznačnejšie definovaná doba výstavby a menej riziková údržba a prevádzka.

2.2 Predpokladané prínosy zmeny trasy diaľnice

Smerové a výškové vedenie posunulo trasu severnejšie (zapustením do masívu). Pri tejto alternatíve se nepredpokladajú nepriaznivé účinky na životné prostredie. V prospech zmeny trasy hovorí hlavne:

- vypustenie realizácie rizikových objektov diaľnice v pôvodnej trase v staničení 2,0–4,0 km;
- štandardné a spoľahlivé technické riešenie nového úseku trasy;
- menej riziková údržba a prevádzka počas životnosti stavby;
- jednoznačnejšie definovaný rozsah, náklady na výstavbu a doba výstavby;
- optimalizácia výškového vedenia trasy – nižšie celkové prevýšenie, skrátenie dĺžky pozdĺžneho sklonu +4,5 % (z 3285 m na 1515 m) a skrátenie trasy diaľnice o 353 m;
- počas užívania stavby priaznivé účinky na zvýšenie bezpečnosti dopravy, menšia spotreba pohonných hmôt, úspora času pre užívateľov a vypustenie prídavného pruhu pre pomalé vozidlá v celom rozsahu;
- zníženie zaťaženia emisiami a hlukom z výstavby a prevádzky diaľnice a tým zlepšenie životného prostredia pre obyvateľov.

Posúdenie stavby diaľnice z hľadiska širších vzťahov bolo riešené v multikriteriálnej analýze, ktorá zhodnotila pôvodnú a novú trasu diaľnice komplexne z viacerých hľadísk – technických, ekonomických, dopravných a environmentálnych, doby výstavby, vplyvov na obyvateľstvo a z hľadiska rizík predmetného projektu. Nová trasa diaľnice vo všetkých ukazovateľoch dosiahla najlepšie hodnotenie vo všetkých hodnotiacich hľadiskách.

3. TUNEL ČEBRAŤ – TECHNICKÉ RIEŠENIE NA ZMENENEJ TRASE

3.1 IG pomery

Na základe IGHP z povrchu v osi navrhovaného smerového a výškového vedenia bolo spracované zhodnotenie inžinierskogeologických a hydrogeologických pomerov (pozdĺžny IG profil obr. 5). Max nadložie je do 340 m nad niveletou tunela.

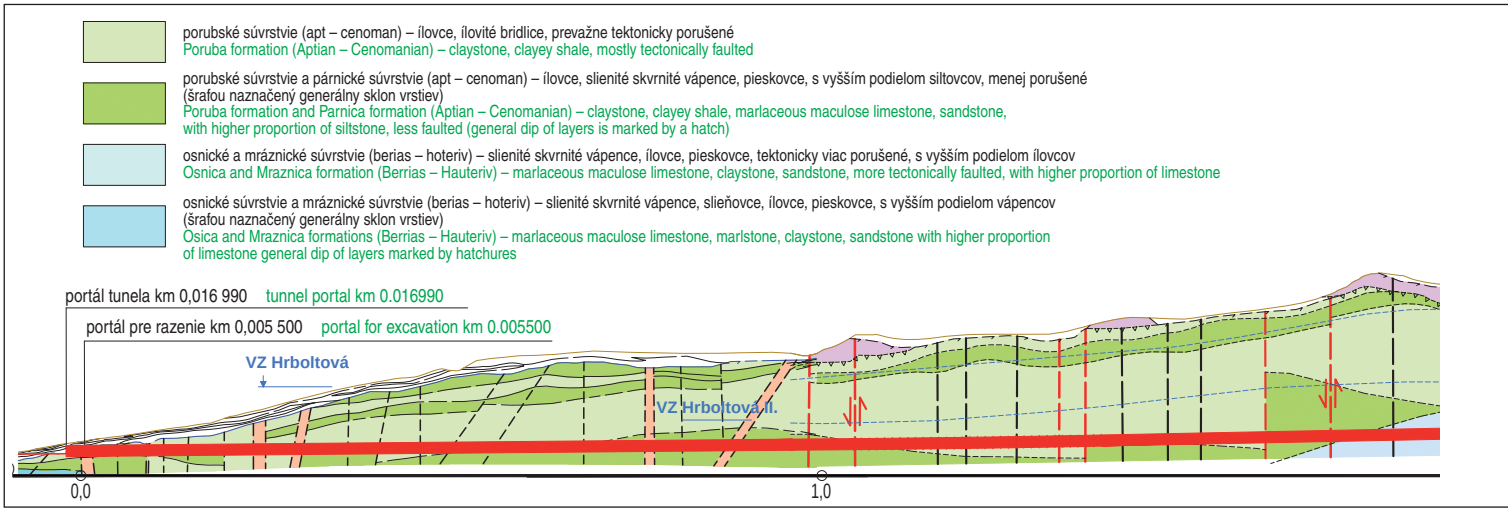
Supplementary studies based on geophysical measurements were developed for the purpose of assessing the ground environment – suitability of the new route alignment. The geophysical profiles were installed on the slope above the original motorway route. It was proved on the basis of GPR measurements that the ground environment appears to be stable with the growing depth.

A technical study on the proposal for the conceptual solution to the new motorway section (conducted by Basler & Hofmann Slovakia s.r.o.) proposed a new route on the basis of supplementary surveys running north of the original route, comprising a change in the tunnel, an extension of its length to 3600m and a new location of the western portal (the Comparison of the horizontal and vertical alignment of the original and new route is in Figures 2 and 3). The eastern portal of the tunnel remains unchanged. The proposed new motorway route alignment runs across a stable area. The engineering geological survey and hydrogeological survey (EGHS) which was carried out on the basis of the newly designed route within the framework of the design preparation proved that the placement of the new route was correct (see Fig. 4). No adverse environmental impacts are expected at this alternative since the changed route is located underground. The safe standard solution, more unambiguously defined duration of the construction works and less risky maintenance and operation were the main aspects taken in the consideration in favour of the changed route.

2.2 Expected benefits of the motorway route modification

The changed horizontal and vertical alignment moved the route north (by embedding it to the massif). No adverse environmental impacts are expected at this alternative. The benefits of the new route are brought first of all by

- leaving out the realisation of risky structures existing on the original route of the motorway at chainage km 2.0–4.0;
- the standard and reliable technical solution to the new section of the route;
- the less risky maintenance and operation during the construction life;
- the more unambiguously defined construction works scope, construction costs and construction works duration;
- the optimisation of the vertical alignment of the route – a smaller difference in elevation, reduction in the length of the longitudinal gradient +4.5% (from 3285m to 1515m) and reduction in the motorway length by 353m;



Obr. 5 IG pozdĺžny profil – na základe IGHP realizovaného z povrchu
Fig. 5 EG longitudinal profile – based on the EGHS realised from the surface

IG pomery – v úrovni nivelety tunela – ako charakteristické horniny sa predpokladajú slienité vápence, ktoré by mali byť dominantné, ďalej slieňovce, bridlice, ílovce, siltovce a pieskovce.

Hydrogeologické pomery v trase tunela sú z hľadiska geologickej stavby len mierne komplikované, uplatňuje sa jednoduchý spôsob obehu podzemnej vody. Zrážkové vody infiltrujú v priepustnom prostredí dolomitov a vápencov, ktoré tvoria odkrytú vrcholovú časť územia. Vody, ktoré sa infiltrujú do triasových karbonátov, postupujú podľa sklonu nepriepustného podložia slienitých vápencov a vyvierajú ako vrstvové pramene na odkrytom kontakte týchto hornín, alebo pokračujú v hĺbke zvetralinového plášťa a vystupujú na povrch aj v oveľa nižších polohách pod kontaktom.

Dôležitú úlohu pre cirkuláciu vôd zohráva tektonika a hustá sieť puklín viazaných na zóny tektonického porušenia. Podľa klasifikácie priepustnosti hornín ide o porušené až zdravé horninové prostredie slienitých vápencov, ílovcov s polohami pieskovcov ako slabo priepustné, až veľmi slabo priepustné prostredie, s triedou priepustnosti VI až VII. Porušené až silno tektonicky porušené súvrstvie ílovcov, brekcií, vápencov a slienitých vápencov tvorí mierne priepustné prostredie s triedou priepustnosti IV až VI. Na základe požiadaviek Správy o hodnotení vplyvov na životné prostredie (EIA) je potrebné počas razenia monitorovať vodné zdroje a prijímať opatrenia na zníženie prítokov horninovej vody do tunela tak, aby nebola významne znížená výdatnosť vodných zdrojov.

3.2 Technické riešenie tunela v novej trase

Tunel Čebrať dĺžky 3600 m je navrhnutý ako diaľničný dvojrúrový tunel kategorie 2T–7,5 /100 s jednosmernou prevádzkou, s návrhovou rýchlosťou 100 km/h. Východný portál tunela, ktorého stavebná jama bola vybudovaná už v roku 2014 a boli z nej vyrazené úvodné metre tunelu v pôvodnej trase, zostáva nezmenený. Smerom k západnému portálu proti smeru staničenia sa trasa tunela odkláňa severne, aby sa vyhla zosuvnému územiu. Súčasne sa priaznivo mení aj niveleta zmeneného úseku trasy a tunela, čím sa znižuje celkové prevýšenie trasy.

V každej tunelovej rúre sú navrhnuté po max 750 m 4 jednostranné núdzové zálivy dĺžky 50 m vybavené vodiacim tlmičom nárazu. Tunelové rúry sú prepojené z jednostranných zálivov prejazdnými priečnymi prepojeniami pre obslužné a záchranné vozidlá a medzi zálivmi priechodnými priečnymi prepojeniami po max. 250 m pre možnosť úniku osôb do druhej tunelovej rúry. V niektorých priechodných prepojeniach budú zároveň vybudované technologické priestory. Vetranie tunela je navrhnuté pozdĺžne s ventilátormi zavesenými vo dvojiciach pod klenbou.

- favourable effects on increasing the safety of traffic, lowering of consumption of fuels, saving the time for the users and omitting the additional lane for slow moving vehicles in its entirety;
- reducing emissions and noise generated by the construction works and the motorway operation, thus improving the environment for the population.

The assessment of the construction of the motorway in terms of wider relations was solved in a multicriterial analysis, which assessed the original route and the new motorway route from several aspects – technical, economic, transportation-related and environmental, duration of construction works, effects on the population and the risks of the project in question. The new motorway route achieved the best rating in all evaluation aspects.

3. ČEBRAŤ TUNNEL – TECHNICAL SOLUTION FOR THE MODIFIED ROUTE

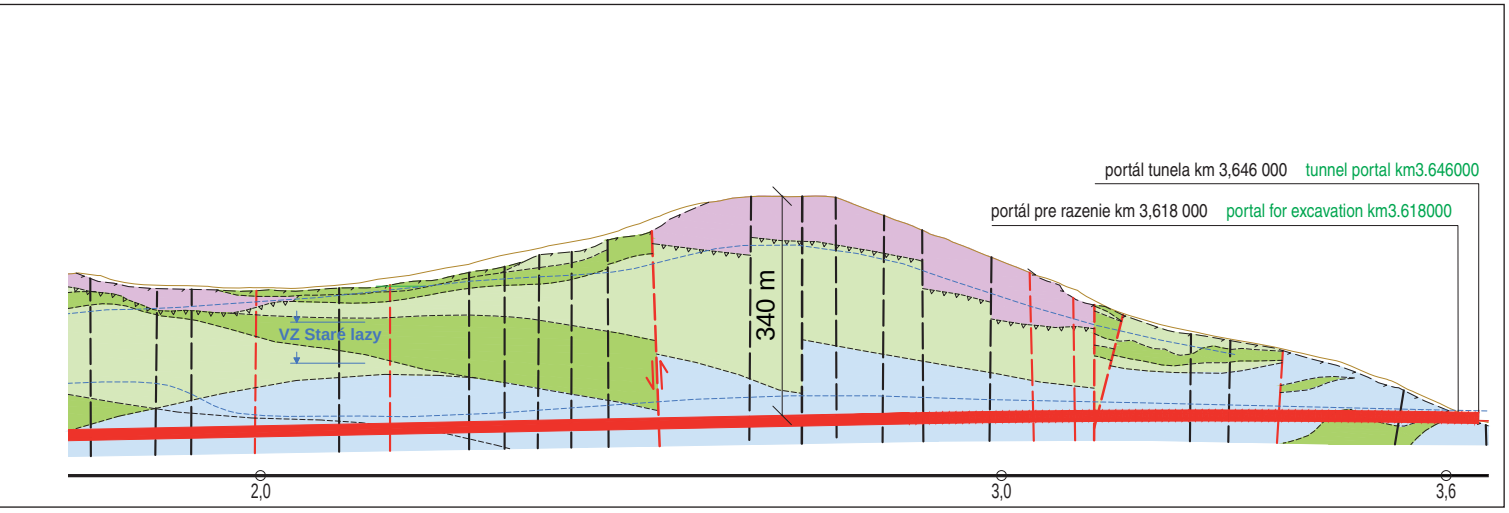
3.1 EG conditions

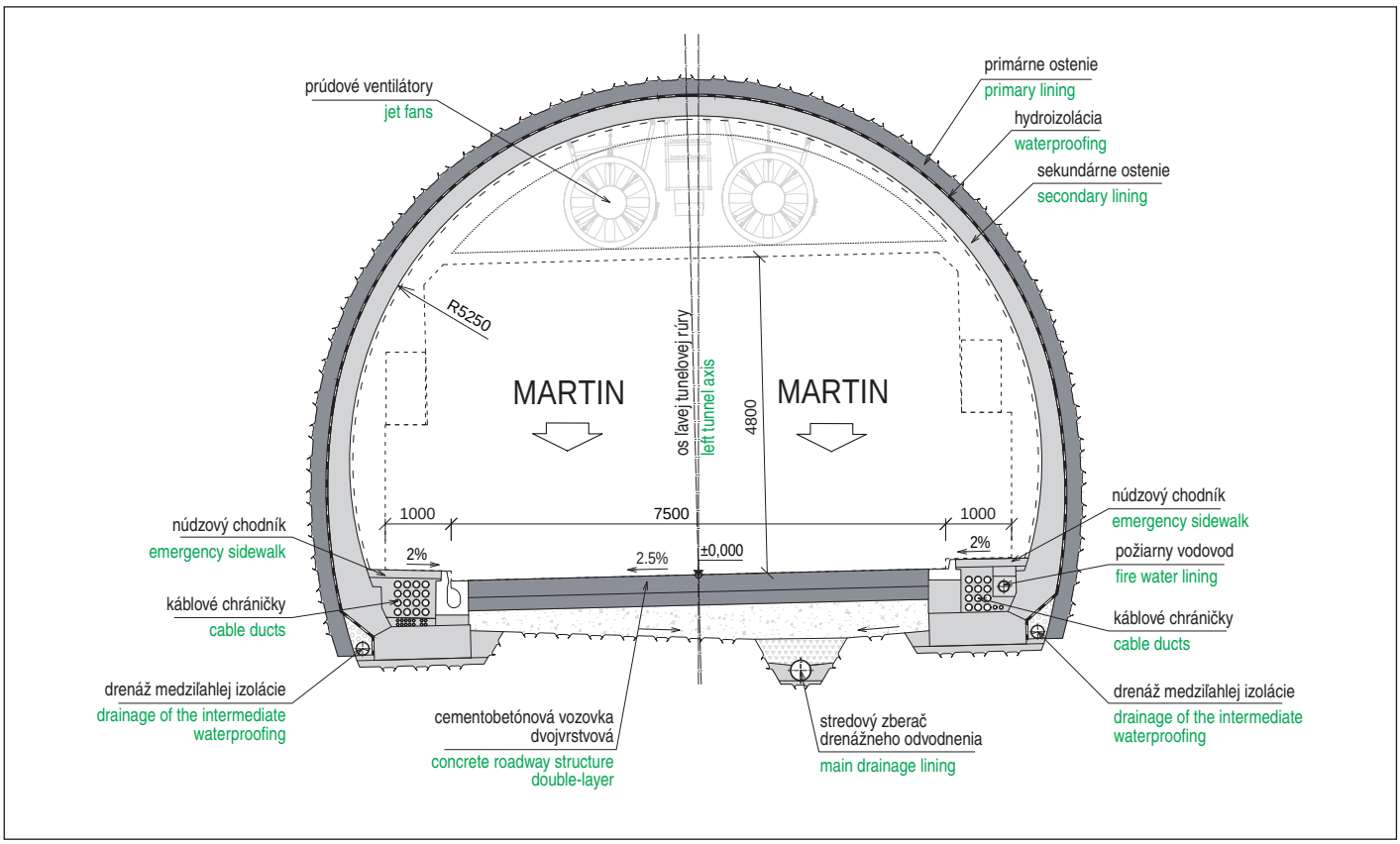
The assessment of the engineering geological and hydrogeological conditions (see the EG profile in Fig. 5) was developed on the basis of the EGHS carried out from the surface, on the centre line of the horizontal and vertical alignment of the route. The maximum overburden thickness amounts up to 340m above the tunnel.

EG conditions – at the tunnel level: marlaceous limestone should dominate among characteristic rock types, followed by marlstone, shale, claystone and sandstone.

Hydrogeological conditions on the tunnel route: only moderately complicated from the aspect of the geological structure; there is a simple system of groundwater circulation there. Precipitation water infiltrates through the permeable environment formed by dolomite and limestone forming the exposed top of the area. Water infiltrating into Triassic carbonate proceeds along the slope of the impermeable base formed by marlaceous limestone and rises to the surface as bedding springs at an exposed contact between the rock beds or continues at the depth of the mantlerock and rises to the surface even at locations much lower than the contact is.

A task important for the circulation of water is performed by the tectonics and the dense network of fissures bound to zones of tectonic faulting. According to the classification of rock permeability, the rock environment formed by marlaceous limestone and claystone with sandstone interbeds is weakly permeable up to very weakly permeable, exhibiting the permeability class VI up to VII. The faulted up to heavily faulted series of claystone, breccias, limestone





Obr. 6 Priečny rez nového tunela Čebrať – ľavá tunelová rúra
Fig. 6 Cross-section of the new Čebrať tunnel – left-hand tunnel tube

Konštrukcia razených častí tunela je tvorená dvojvrstvovým ostením. Primárne ostenie je tvorené kombináciou striekaného betónu, výstužných sietí, svorníkov a priehradových oceľových oblúkov. Vystrojenie primárneho ostenia závisí od vystrojovacej triedy (VT), ktoré sú navrhnuté na základe predpokladaných geologických a hydrogeologických podmienok.

Sekundárne ostenie je navrhnuté z monolitického železobetónu. Minimálna hrúbka sekundárneho ostenia je 300 mm. Sekundárne ostenie bude zhotovené po blokoch s uvažovanou základnou dĺžkou bloku 12,5 m. Ochrana proti podzemnej vody bude zabezpečená otvoreným systémom plošnej fóliovej hydroizolácie (obr. 6).

Odvedenie horninovej vody je navrhnuté bočnými priebežnými drenážami s čistiacimi výklenkami a napojením na hlavné odvodnenie tunela. Potrubie hlavného odvedenia horninovej vody je umiestnené pod ľavým jazdným pruhom v smere jazdy. Odvodnenie vozovky je navrhnuté štrbinovými žľabmi, ktoré sú na portáloch zaústené do kanalizácie diaľnice.

V chodníkoch šírky 1,0 m budú uložené káblové trasy technologického vybavenia tunela a požiarny vodovod. Vozovka je navrhnutá z cementobetónového krytu po celej dĺžke tunela.

3.3 Razenie a opatrenia na ochranu vodných zdrojov

Razenie tunela bude prebiehať cyklickým spôsobom s horizontálnym členením výrubu na kalotu, stupeň (jadro) a prípadne spodnú klenbu podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy.

Na základe realizovaného inžinierskogeologického prieskumu bola spracovaná prognóza geotechnického zhodnotenia horninového masívu s geotechnickými parametrami a rozdelenie na horninové typy. K predmetným predpokladaným typom horninového prostredia sú navrhnuté pre razenie zodpovedajúce VT vrátane riešenia prechodu cez poruchové zóny. Reálne nasadenie VT počas razenia a ich modifikácia bude prebiehať na základe skutočne zastihnutých geologických podmienok a výsledkov merania deformácií.

and marlaceous limestone strata form a moderately permeable environment exhibiting the permeability class IV to VI. According to the requirements imposed by the Environmental Impact Assessment Report, it is necessary during the course of the tunnel excavation to monitor water sources and adopt measures for reducing groundwater inflows into the tunnel so that the yield of water sources is not significantly reduced.

3.2 Technical solution for the tunnel on the new route

The 3600m long Čebrať tunnel is designed as a 2T–7.5/100 category, double-tube motorway tunnel for unidirectional traffic with the design speed of 100km/h. The eastern portal of the tunnel, the construction pit for which was carried out already in 2014 and from which the initial metres of the tunnel were driven on the original alignment, remains unchanged. In the direction towards the western portal, against the direction of chainage, the tunnel route veers off north so that passing across the land-slide area is avoided. At the same time, the vertical alignment of the section of the tunnel route in question favourably changes, thus the overall difference in elevation at the tunnel portals is reduced.

Four 50m long, one-sided emergency lay-bys, equipped with guide impact absorbers, are proposed to be in either tunnel tube at maximum intervals of 750m. The tunnel tubes are interconnected by cross passages passable from the one-sided lay-bys for service and rescue vehicles; cross passages passable for persons are proposed to be between the lay-bys at maximum intervals of 250m to allow for the escape of persons to the other tunnel tube. Technology spaces will be at the same time established in some cross passages passable for persons. A longitudinal ventilation system is proposed for the tunnel, with couples of fans suspended from the vault.

The structure of the mined parts of the tunnel is formed by a double-layer lining.

The primary lining is formed by a combination of shotcrete, welded

Počas razenia, na základe požiadaviek záverov EIA, je potrebné monitorovať vodné zdroje a prijímať opatrenia na zníženie prítokov horninovej vody do tunela tak, aby nebola významne znížená výdatnosť vodných zdrojov.

V prípade výskytu väčších trvalých prítokov horninovej vody budú počas razenia realizované opatrenia na zníženie prítokov – tesniace cementové a chemické injektáže horninového prostredia v okolí výrubu realizované ako predstihové a dodatočné. V prípade tlakovej vody a relatívne väčších prítokov je navrhnutá chemická tesniaca injektáž.

4. SKÚSENOSTI S PREBIEHAJÚCIM RAZENÍM POČAS GEOLOGICKEJ ÚLOHY

Rozsah prijatých zmien si vyžiadalo nové EIA, ktoré bolo ukončené 26. 7. 2018 vydaním záverečného stanoviska. Následne prebieha proces územného a stavebného konania.

Aktuálne sa v rámci geologickej úlohy realizuje razenie prieskumného diela (tunela) v novej trase severnej a južnej tunelovej rúry od východného portálu (obr. 7). Priečny rez prieskumného diela je z dôvodu racionálnosti výstavby totožný s priečnym rezom tunela (obr. 8).

Razenie prebiehalo doteraz v slienitých tektonicky porušených vápencoch, spevnených kalcitovou mineralizáciou (obr. 9), ktorá zlepšuje stabilitu a nepriepustnosť horninového masívu bez prítomnosti vody úpadne vo vystrojovacej triede VT 4/2 (striekaný betón C 20/25 hr. 150 mm s 1 vrstvou KARI siete Ø 6/150 × Ø 6/150 mm pri vonkajšom povrchu, priehradový nosník a kotvy swellex dĺžky 4 m). Konvergenčné profily vykazovali ustálené deformácie do 20 mm. Dosahovaný postup razenia bol v priemere 2 cykly za deň, tj. cca 120–130 m/mes. v každej tunelovej rúre.

V súčasnosti sa razí v málo výraznej tektonickej poruche s premenlivou štruktúrnou stavbou a porušenosťou horninového masívu, kde plochy diskontinuít sú vyhladené, vyplnené kalcitom a ílom s prítomnosťou podzemnej vody (puklinová voda v úrovni v spodnej časti profilu). Razenie prebieha vo vystrojovacej triede VT 5/1 (striekaný betón C 20/25 hr. 200 mm s 2 vrstvami KARI siete Ø 6/150 × Ø 6/150 mm pri vonkajšom a vnútornom povrchu,

mesh, rock bolts and steel lattice girders. The primary lining support depends on the excavation support classes (ESC), which are designed on the basis of the anticipated geological and hydrogeological conditions.

Cast-in-situ reinforced concrete is designed for the secondary lining. The minimum thickness of the secondary lining of 300mm is designed. The secondary lining will be constructed in blocks with the basic block length of 12.5m. Protection against groundwater will be ensured by an open system of waterproofing membranes (see Fig. 6).

The groundwater drainage system will consist of continuous side-drains with drainage cleaning niches, connecting to the main tunnel drainage. The main groundwater drainage duct is located under the left-hand traffic lane (viewed in the direction of traffic). Slotted drainage troughs are designed for draining the roadway. They are connected at the portals to the motorway sewers.

The cableways for the tunnel equipment and the fire water main will be placed in the tunnel under 1.0m wide walkways. Concrete cover is designed for the roadway throughout the tunnel length.

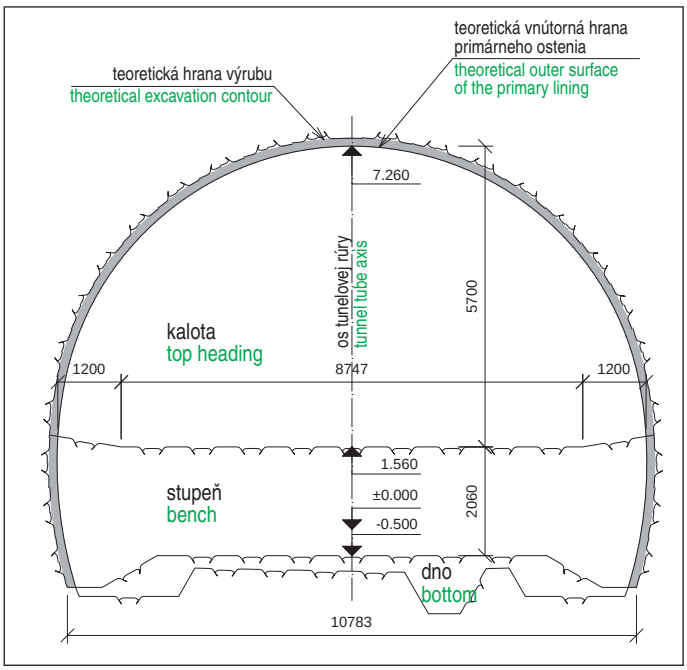
3.3 Tunnel excavation and water sources protection measures

The tunnel will be excavated in a cyclical way, with the top heading, bench and, possibly, invert sequence, following the rules of the New Austrian Tunnelling Method.

A prognosis for the geotechnical assessment of the rock massif with geotechnical parameters and division into rock types was developed on the basis of the completed engineering geological survey. Respective excavation support classes, including the solution for passing across fault zones, are designed for individual anticipated rock environment types. The real application of the ESC during the course of the tunnel excavation will proceed on the basis of actually encountered geological conditions and results of measurements of deformations.

Based on the requirements of the EIA conclusions, it is necessary to monitor water sources and adopt measures for decreasing groundwater inflows into the tunnel during the course of the tunnel excavation so that the yield of the water sources is not significantly reduced.

Obr. 7 Východný portál
Fig. 7 Eastern portal



Obr. 8 Základný profil tunela – členenie výrubu a primárne ostenie vo VT 4/2
Fig. 8 Basic tunnel cross-section – excavation sequence and primary lining in 4/2 excavation support class

priehradový nosník a kotvy swellex, rsp. SN dĺžky 4 m, ihly IBO podľa potreby).

Trasa tunela v súčasnosti prechádza zbernou oblasťou vodného zdroja Staré Lazy. Z dôvodu ochrany výdatnosti vodného zdroja a úpadného razenia je potrebné realizovať tesniace injektáže na zníženie prítokov horninovej vody do tunela.

Tesniace injektáže sú realizované ako predstihová injektáž cementová a chemická z kaloty a zo stupňa. Injektážne vrty sa realizujú ako obvodové vo vzájomnej vzdialenosti 2,0 m dĺžky 15 m s odklonom 14° do horniny. Rozmiestnenie vrtov sa modifikuje na základe hydrogeologických podmienok.

K 13. 8. 2019 bolo vyrazených od východného portálu v kalote v južnej tunelovej rúre 1707 m a v severnej tunelovej rúre 1654 m. Materiál z výrubu tunela sa využíva na budovanie telesa diaľnice.

Náročnejšia geológia vrátane prítokov horninovej vody do tunela sa očakáva v úseku bližšie k západnému portálu.

5. ZÁVER

Potreba zmeny trasy vyplynula z extrémne náročných geologických a hydrogeologických pomerov v pôvodnej trase diaľnice identifikovaných až v priebehu výstavby.

Obr. 9 Čelba kaloty v slienitých vápencoch
Fig. 9 Top heading excavation face in marlaceous limestone

In the case of the occurrence of higher permanent groundwater inflow rates, measures for reduction of the inflows will be realised – sealing cement and chemical grouting into the rock environment in the excavation surroundings – both ahead of the excavation face and subsequently. Chemical sealing grouting is proposed in the case of encountering water under pressure and relatively higher inflow rates.

4. EXPERIENCE WITH ONGOING TUNNEL EXCAVATION DURING THE GEOLOGICAL TASK

The scope of the changes adopted required the new environmental impact assessment EIA. It was finished on 26th July 2018 by the issuance of the final opinion. Subsequently, the territorial and construction permission proceedings are in progress.

An exploration tunnel is currently being driven on the new route of the northern and southern tunnel tubes, from the eastern portal (see Fig. 7). For the reason of rationality of the construction, the exploratory tunnel cross-section is identical with the motorway tunnel cross section (see Fig. 8).

The tunnel excavation has so far been carried out on a down gradient, in marlaceous, tectonically faulted, limestone solidified by calcite mineralisation (see Fig. 9), which improves stability and impermeability of the rock mass without presence of water, categorised as excavation support class VT 4/2 (shotcrete C 20/825 150mm thick with 1 layer of KARI welded mesh Ø 6/150 × Ø 6/150mm at the external surface, a lattice girder and 4m long Swellex anchors). Convergence profiles exhibited stabilised deformations up to 20mm. The average excavation rate achieved amounted to 2 cycles per day, i.e. ca 120–130m per month in each tunnel tube.

The tunnel excavation currently proceeds through a little distinct tectonic fault with variable structural composition and fracturing of the rock mass, where discontinuity surfaces are polished, filled with calcite and clay, with the presence of groundwater (fissure water in the lower part of the cross-section).

The excavation is carried out in excavation support class VT 5/1 (shotcrete C 20/25 200mm thick with two layers of KARI welded mesh Ø 6/150 × Ø 6/150mm at both the external surface and internal surface, a lattice girder and 4m long Swellex or SN anchors, IBO anchors as required).

The tunnel route currently passes through a catchment area of the Staré Lazy source. Sealing grouting is necessary for the reason of the protection of the water source and the downhill excavation so that the rates of groundwater inflows into the tunnel are reduced.

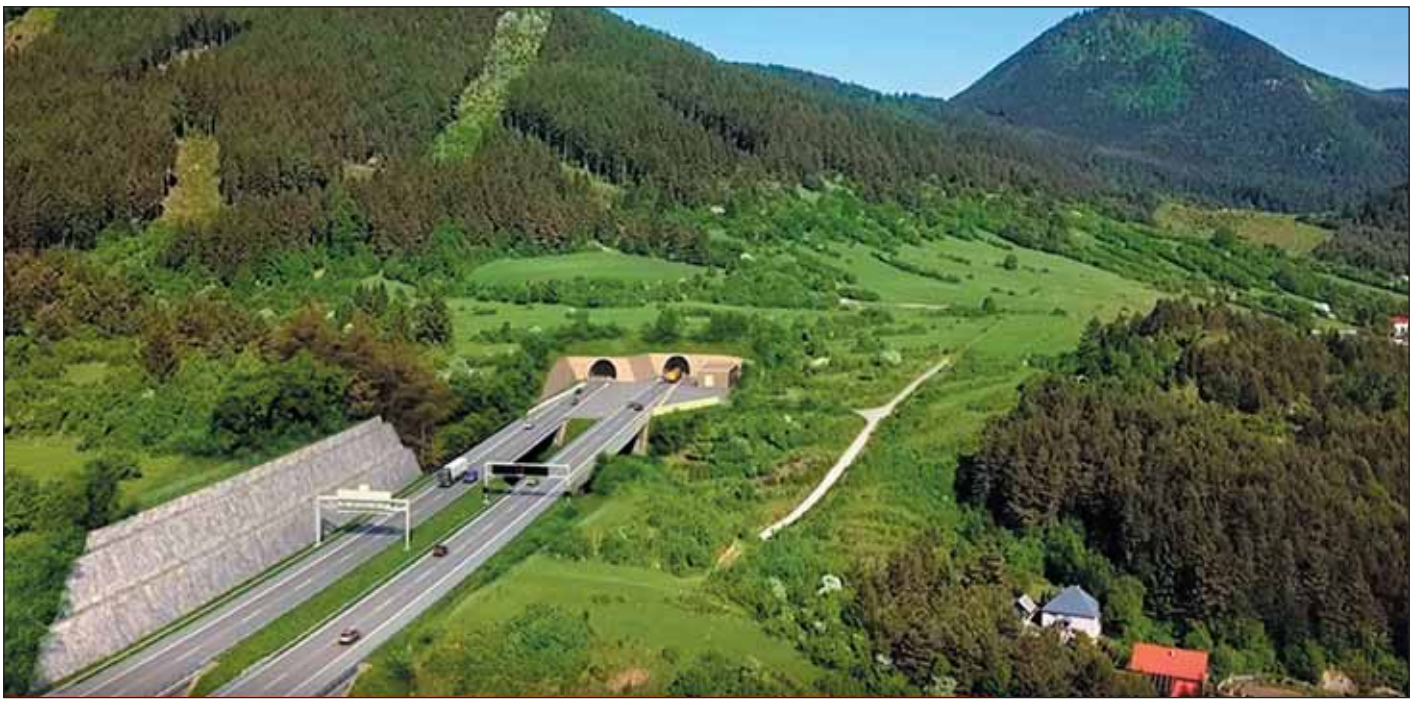
The sealing grouting is realised as grouting ahead of the excavation face and chemical grouting from the top heading and from the bench. Grouting boreholes 15m long, deflecting 14°into the surrounding rock are realised around the tunnel circumference at 2.0m spacing. The spacing of the boreholes is modified on the basis of hydrogeological conditions.

As of 13th August 2019, 1707m of the excavation from the eastern portal had been finished in the southern tunnel tube and 1654m of excavation were finished in the northern tunnel tube. The excavated material is used for motorway embankments.

More complicated geology including groundwater inflows into the tunnel is expected to be encountered in the section closer to the western portal.

5. CONCLUSION

The need for changing the tunnel route followed from extremely difficult geological and hydrogeological conditions existing along the original route of the motorway, which were identified as late as during the construction operations.



zdroj NDS source National Motorway Society

Obr. 10 Vizualizácia trasy – úsek západného portálu tunela
Fig. 10 Visualisation of the route – the western portal of the tunneled section

Realizácia podľa pôvodného návrhu by okrem vysokých stavebných nákladov na stabilizáciu zosuvných oblastí a rizikovosti technického riešenia pri stavbe a prevádzkovaní diela priniesla radikálne zníženie hladiny podzemnej vody v predmetnej oblasti a mala negatívny vplyv na biotopy dotknutého územia a na zdroje podzemných vôd.

Navrhovaná zmena technického riešenia s tunelom Čebrať v novej trase je priaznivejšia z hľadiska bezpečnosti dopravy, zmenšuje potrebu trvalých záberov, znižuje hlukovú a emisnú záťaž na obyvateľov a prispeje k celkovému zlepšeniu kvality životného prostredia (obr. 10).

Táto stavba potvrdzuje dôležitosť kvalitného inžinierskogeologického prieskumu pri príprave stavby a následného geotechnického monitoringu, ktorý musí bežať po celú dobu prípravy a výstavby. Nemenej dôležitý je aktívny a odborný prístup všetkých zúčastnených strán. Pokiaľ bude všetko pokračovať podľa nastaveného harmonogramu, mala by byť stavba dokončená v roku 2022.

Ing. PETER ČULÍK, peter.culik@ohlzs.cz,
Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz,
OHL ŽS, a.s.

Recenzoval Reviewed: Ing. Luboš Rojko

The realisation according the original design would, apart from high construction costs of the stabilisation of land-slide areas and riskiness of the technical solution during the course of construction and operation of the tunnel, bring radical lowering of the water table in the area of operations and negatively affect the biotopes in the area in question and groundwater sources.

The proposed modification of the technical solution comprising the Čebrať tunnel on the new route is more favourable in terms of traffic safety; it reduces the need for permanent land acquisition, reduces the noise and emission loads on the population and will contribute to the overall improvement of environmental quality (see Fig. 10).

This construction confirms the importance of good-quality engineering geological survey during the construction planning phase and the subsequent geotechnical monitoring, which has to continue throughout the preparation and construction operations phases. Active attitude of all parties to the construction is no less important. If everything goes on in compliance with the set schedule, the construction should be finished in 2022.

Ing. PETER ČULÍK, peter.culik@ohlzs.cz,
Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz,
OHL ŽS, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] D1 Hubová – Ivachnová, projekt stupeň DSP. Dopravoprojekt a.s. 2007
[2] Geotechnický monitoring D1 Hubová – Ivachnová, záverečná správa. Geoexperts s.r.o., 2013
[3] Zhodnotenie realizovateľnosti zárezu v km 2,4–2,8 D1 Hubová – Ivachnová. Inž.-geologický posudok Doc. RNDr. M. Kopecký, katedra geotechniky Stavebná fakulta STU. Bratislava, 2014
[4] Koncepčná štúdia v km 2,1–4,0 D1 Hubová – Ivachnová. Dopravoprojekt a.s., 2015
[5] Posouzení stability podloží v úseku km 2,0 změny trasy, geofyzikální měření. Kolej Consult s.r.o., 2015
[6] Zmena trasy km 1,1– 6,0 D1 Hubová – Ivachnová, technická štúdia. Basler&Hofmann Slovakia s.r.o., 2015
[7] IGHP časť B, Geologická úloha – Technické riešenie prieskumného diela, projekt. Basler&Hofmann Slovakia s.r.o., 2017
[8] D1 Hubová – Ivachnová, projekt stupeň DÚR. Projektové združenie D1 Hubová – Ivachnová (Dopravoprojekt a.s., Geoconsult s.r.o.), 2018

NOVÝ ŽELEZNIČNÍ TUNEL DEBOREČ BUDOVANÝ V RÁMCI MODERNIZACE TRATI V ÚSEKU SUDOMĚŘICE – VOTICE NA 4. KORIDORU

DEBOREČ – A NEW RAILWAY TUNNEL CONSTRUCTED WITHIN THE FRAMEWORK OF MODERNISATION OF TRACK IN SUDOMĚŘICE – VOTICE RAILWAY SECTION, ON RAIL CORRIDOR NO. 4

TOMÁŠ JUST

ABSTRAKT

Modernizovaná část 4. železničního koridoru v úseku Sudoměřice – Votice představuje 17 km nově budované dvoukolejné trati umístěné převážně v nové trase. Vzhledem k členitosti terénu a optimalizaci trasování je součástí stavby mnoho umělých staveb včetně 20 železničních mostů, 7 silničních nadjezdů a dvou tunelů Mezno a Deboreč. V minulém čísle časopisu Tunel (3/2019) byl publikován článek [5]. Uvedený článek přinesl základní informace o budovaném novém železničním dvoukolejném tunelu Deboreč a podrobně se věnoval prováděnému geotechnickému monitoringu (GTM) i popisu zastižených hydrogeologických podmínek. Tento příspěvek se proto zaměřil zejména na popis návrhu projekčního řešení, jeho optimalizaci v průběhu tvorby realizační projektové dokumentace (RDS) a rovněž shrnul poznatky z dosavadního průběhu prací realizovaných k 31. 8. 2019. K tomuto datu byly vyhloubeny a zajištěny stavební jámy obou portálů a z výjezdového (pražského) portálu je vyraženo a primárním ostěním zajištěno 336 m tunelu v kalotě a 290 m v jádře.

ABSTRACT

The part of the railway corridor No. 4 in the Sudoměřice – Votice track section being modernised represents 17km of newly constructed double-rail track located mostly on a new route. With respect to the rugged terrain and the optimisation of the track delineation, the project comprises many artificial structures including 20 railway bridges, 7 railway fly-overs and two tunnels, Mezno and Deboreč. The paper concerning one of the structures was published in the last issue of TUNEL journal (3/2019). The paper brought basic information about the new double-rail tunnel, Deboreč, and dealt in detail with the geotechnical monitoring (GTM) being conducted, as well as description of the hydrogeological conditions encountered. For that reason, my paper has focused itself first of all on the description of the proposal for the design solution, its optimisation during the course of the development of the detailed design (design of means and methods) and also summarised the knowledge gathered during the course of the work carried out before 31st August 2019. As of this date, construction pits for both portals have been excavated and stabilised and 336m of the tunnel top heading and 290m of the bench have been excavated from the exit (Prague) portal respectively, and supported with a primary lining.

ÚVOD

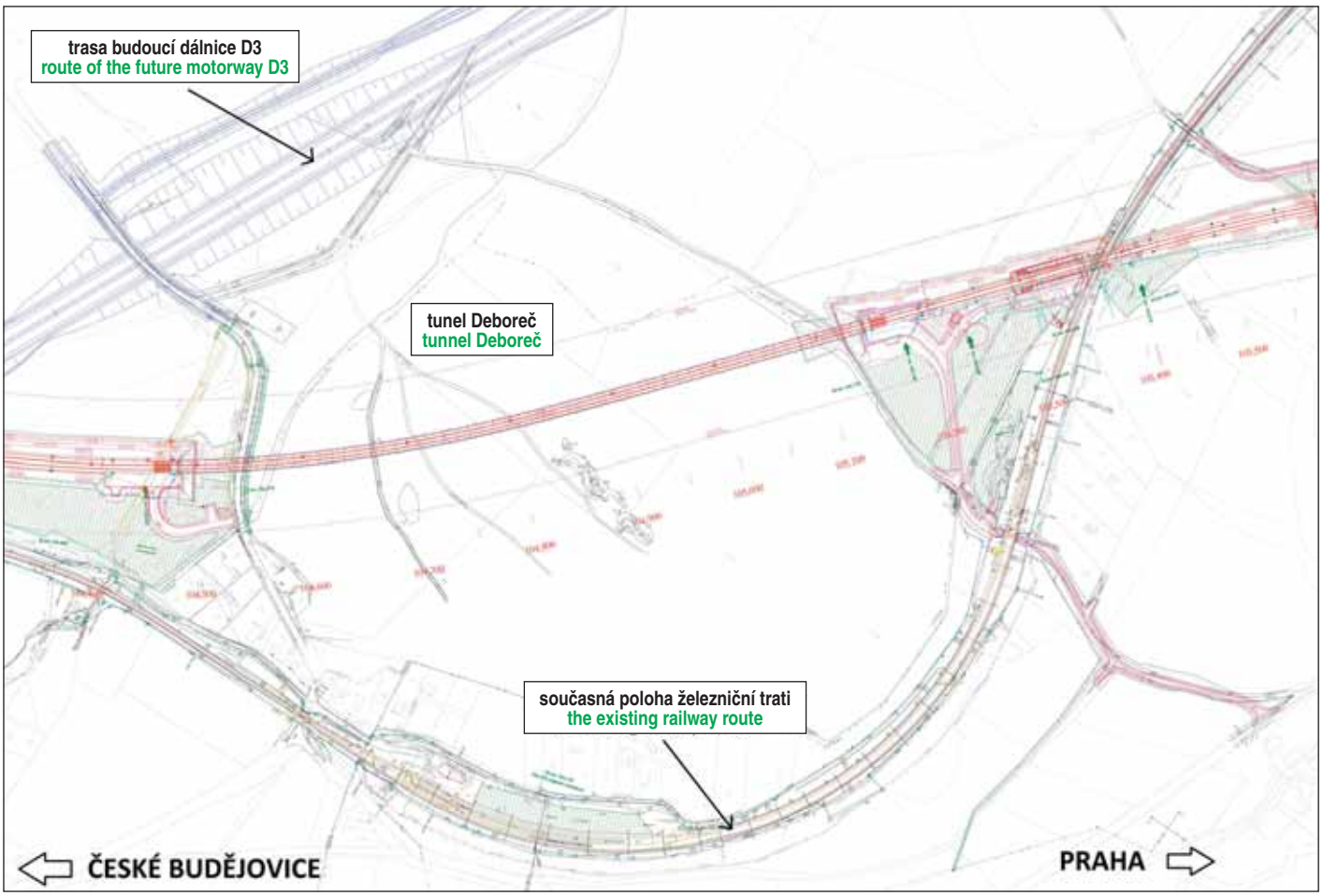
Nový dvoukolejný železniční tunel Deboreč má celkovou délku 660 m. Ražená část tvoří 562 m a dvě 49 m dlouhé hloubené části jsou umístěné při obou portálech v prostoru stavební jámy. Směrově je osa tunelu vedena v první polovině v levém oblouku o poloměru 1400 m a následně v přímé linii. Půdorys tunelu je znázorněn na obr. 1. Tunel v celé délce klesá ve sklonu 10,57 ‰ a 11,00 ‰. Podélný řez tunelem je znázorněn na obr. 2. Průjezdný průřez v tunelu je stanoven jako sdružený tunelový průjezdný průřez pro elektrizovanou trať. Osová vzdálenost kolejí je 4000 mm. Konstrukce ostění tunelu je dvouplášťová s mezilehlou hydroizolací z PVC fólie. Tloušťka primárního ostění závisí na třídě výrubu a pohybuje se v rozsahu 150–400 mm. Minimální tloušťka definitivního ostění ražené části tunelu je 350 mm a 600 mm u hloubených tunelů. Vzorový příčný řez tunelem na patkách je na obr. 3. V tunelu jsou navrženy záchranné výklenky šířky 2000 mm, výšky 2200 mm a hloubky 750 mm. V blízkosti obou portálů bude vybudována přístupová komunikace s nástupní plochou pro záchranné složky. V tunelu bude po pravé straně veden požární suchovod s přípojným místem v šachtě před vjezdovým portálem tunelu, kde je situována i požární nádrž.

Drážní staničení trasy vzrůstá od Českých Budějovic k Praze, přičemž ražba tunelu je vedena od výjezdového portálu opačným směrem. Proto je pro ražbu tunelu zavedeno staničení v tunelových metrech (TM). Tunel je ražen dovrchně Novou rakouskou tunelovací

INTRODUCTION

The total length of the new double-rail Deboreč railway tunnel amounts to 660m. The mined part is 562m long; two 49m long cut-and-cover parts are located at both portals, in the spaces of the construction pits. Directionally, the tunnel centre line in the first half is on a left-hand curve with the radius of 1400m and the next line is straight. The tunnel ground plan is presented in Fig. 1. The tunnel descends throughout its length at the gradients of 10.57‰ and 11.00‰. The tunnel longitudinal section is presented in Fig. 2. The clearance profile is designed as a combined tunnel clearance profile for electrified track. The track centre distance is 4000mm for the straight section. Double-shell lining with an intermediate PVC waterproofing membrane is designed. The thickness of the primary lining depends on the excavation support class; it varies within the range of 150–400mm. The final lining of the mined part of the tunnel is 350mm thick as the minimum, whilst the thickness of 600mm is designed for the cut-and-cover parts. A typical cross-section of the tunnel on footings is presented in Fig. 3. Safety recesses 2000mm wide, 2200mm high and 750mm deep are designed for the tunnel. An access road with a mustering area for rescue units will be established in the vicinity of both portals. The dry fire main will be led on the right side. The connection point will be in a manhole in front of the tunnel entrance portal, where a fire protection reservoir is also situated.

The railway track chainage grows from České Budějovice towards



Obr. 1 Situace stavby, zadávací dokumentace, SUDOP PRAHA
Fig. 1 Construction site layout, tender documents, SUDOP PRAHA

metodou (NRTM). Investorem stavby „Modernizace trati Sudoměřice – Votice" je SŽDC s.o., generálním dodavatelem celé stavby je společnost OHL ŽS, a.s. Jako zhotovitel prací na tunelu Deboreč byla vybrána společnost TUBAU a.s. a zhotovitel realizační projektové dokumentace společnost MPI projekt a.s. Stavba je realizována podle smluvních podmínek FIDIC – Červená kniha.

POPIS TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Stavební jámy vjezdového a výjezdového portálu

Stavební jámy obou portálů byly v dokumentaci pro stavební povolení (DSP) navrženy obdobným způsobem. Odtěžování stavební jámy probíhá po etážích za současného zajišťování stability svahů stříkaným betonem s výztužnou sítí a kotvením hřebíky zaháněnými do vrtů vyplněných cementovou zálivkou. Sklony svahů stavební jámy jsou s ohledem na výsledky IG průzkumu navrženy jako svahy dočasné tak, aby byla zajištěna jejich stabilita po dobu výstavby tunelu. Svahy, které nebudou zpětně zasypány, jsou provedeny v definitivním sklonu jako svahy trvalé. Stavební jáma je v prostoru hloubených tunelů pažena kotveným záporovým pažením z ocelových válcovaných profilů I 360 osazených do vrtů Ø 600 mm. Při hloubení jámy se za příruby odkrytých válcovaných profilů osazuje vodorovné pažení tvořené dřevěnými pažinami. V předepsaných úrovních, daných statickým výpočtem, se provádí kotvení zápor předpínanými lanovými kotvami přes ocelové převázky osazené ve vodorovném směru před vnitřní přírubu válcovaného I profilu.

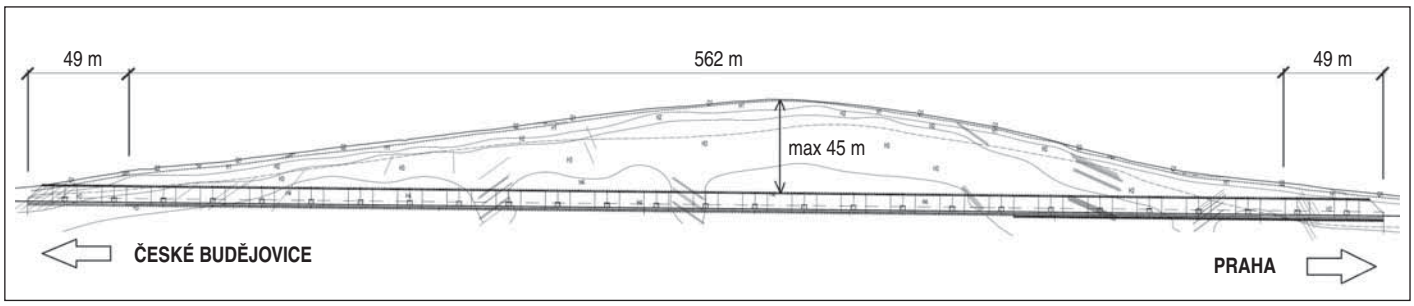
V rámci tvorby RDS byly navrženy, projednány a přijaty drobné optimalizace výše popsaného technického řešení. Tvar a koncepce zajištění stavebních jam zůstaly zachovány. Změny jednotlivých prvků a také úpravy jejich geometrie se týkaly:

Prague. The tunnel excavation proceeds from the exit portal, in the opposite direction. For that reason chainage measured in tunnel metres (TM) is introduced for the tunnel excavation purpose. The tunnel is being excavated uphill using the New Austrian Tunnelling Method (NATM). The project owner for the "Modernisation of the Sudoměřice – Votice rail line" is SŽDC s.o. (Railway Infrastructure Administration, state organisation), OHL ZS, a.s., is the general contractor for the whole project. TUBAU, a.s., was chosen as the contractor for the Deboreč tunnel; MPI Projekt, a.s., was chosen as the contractor for the detailed design. The contract is realised in compliance with the FIDIC – Red Book contractual conditions.

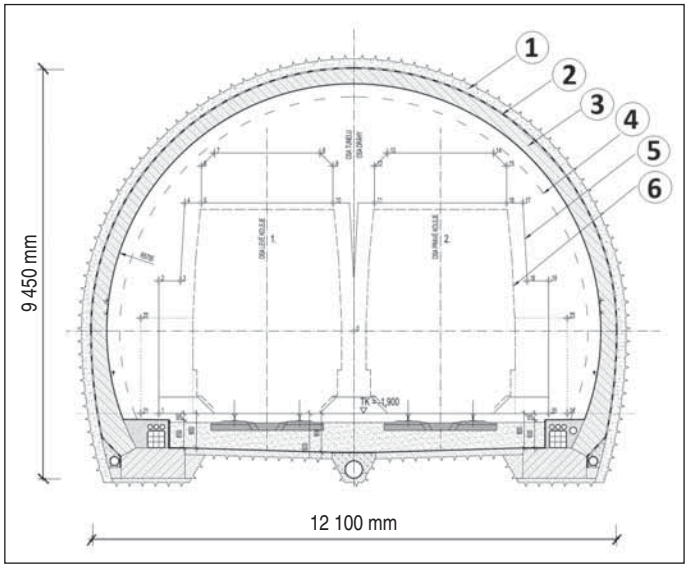
DESCRIPTION OF TECHNICAL SOLUTION

Construction pits for the entrance and exit portals

The construction pits for both portals were designed in the final design similarly. The construction pit is excavated at stages, with concurrent stabilisation of the slopes with shotcrete, welded mesh and nails driven into boreholes filled with cement grout. Slopes of the construction pit are designed, taking into consideration the results of the EG survey, as temporary slopes so that their stability is ensured during the tunnel construction period. The slopes which will not be backfilled are carried out as definite ones. The construction pit in the space of cut-and-cover tunnels is braced by anchored soldier beam and lagging walls formed by I 360 rolled-steel sections inserted into boreholes Ø 600mm. Horizontal bracing formed by wooden lagging is placed behind the flanges of the exposed rolled-steel sections during the pit excavation. Anchoring of the soldier beams with pre-tensioned cable anchors passing through steel walers installed



Obr. 2 Podélný řez tunelem, zadávací dokumentace, SUDOP PRAHA
Fig. 2 Longitudinal section through the tunnel, tender documents, SUDOP PRAHA



Obr. 3 Vzorový příčný řez tunelu v přímé linii, RDS, MPI projekt
Legenda: 1 – primární ostění SB C20/25; 2 – hydroizolační souvrství; 3 – definitivní ostění železobeton C30/37-XC1, XF1, XA1; 4 – pojistný prostor 300 mm; 5 – sdružený tunelový průřez dle ČSN 737508; 6 – vztažná linie kinematických obrysů pro vozidla GC
Fig. 3 Typical cross-section through tunnel on straight line, detailed design, MPI Projekt
Legend: 1 – primary lining SC20/25; 2 – waterproofing layers; 3 – final lining, reinforced concrete C30/37-XC1, XF1, XA1; 4 – safety margin space 300mm; 5 – conjugate tunnel cross-section according to ČSN 737508; 6 – reference line for cinematographic contours for GC cars

- úpravy počtu kotevních úrovní;
- úpravy počtu pramenců a délky jednotlivých kotev;
- změny profilu tyčí svislých prvků záporového pažení, vyjma portálové stěny jsou ostatní stěny kotveny bez použití kotevních převázek, a to přímo přes jednotlivé zápory vytvořené ze složeného prutu z dvojice tyčí IPE 300;
- úpravy délky a rozteče svislých prvků záporového pažení;
- změny (zvětšení) profilu vrtu pro zápory.

Účelem navržených změn bylo zejména zkrácení doby výstavby.

Ražený tunel

V DSP bylo pro geotechnické podmínky zastižené v rámci podrobného geotechnického průzkumu stanoveno pět základních technologických tříd výrubu NRTM (2, 3, 4, 5a, 5b). Pro každou vystrojovací třídu byly stanoveny základní vystrojovací prostředky:

- stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 150, 200, 250, 300 a 400 mm;
- výztužné příhradové oblouky výšky 100, 130, 180, 230 a 300 mm;
- svařované výztužné sítě;
- příložky různých profilů a délek;
- svorníky různých typů a délek (HUS, SN, IBO);

horizontally before the internal flanges of the rolled-steel I section is carried out at the prescribed levels.

Minor optimisations of the above-mentioned technical solution were proposed, discussed and adopted within the framework of the development of the final design (design of means and methods). The geometry and concept of the stabilisation of the construction pits remained unchanged. Changes in individual elements and modifications of their geometry related to:

- changes in the number of anchoring levels;
- changes in the number and lengths of strands in individual anchors;
- a change in the profile of the soldier beams, with the exception of the portal wall, the other walls are anchored without using anchored walers, directly through individual composite soldier beams formed by pairs of IPA 300 sections;
- modification of the lengths and spacing of vertical elements of the soldier beams and lagging walls;
- changes (enlargement) in the diameter of the boreholes for soldier beams.

The purpose of the proposed changes was first of all to reduce the construction period.

Mined tunnel

Five basic NATM excavation support classes (2, 3, 4, 5a, 5b) were determined for the geotechnical conditions encountered at the final design level within the framework of the detailed geotechnical investigation. The following means of support were determined for each excavation support class:

- shotcrete SC25 (C20/25) 150, 200, 250, 300 and 400mm thick;
- reinforcing lattice girders 100, 130, 180, 230 and 300mm high;
- welded mesh;
- straps with various cross-sections and lengths;
- various types and lengths of rock bolts (HUS, SN, IBO);
- needles driven ahead of excavation face;
- micropiles;
- jet grouting.

The scope of application of the individual support elements depends on the geotechnical prognosis for stability of excavation and results of geotechnical measurements conducted during the course of the construction.

Minor optimisations and modifications were adopted, first of all for excavation support class 5, within the framework of the development of the design of means and methods. As opposed to the previous design degree, the 119m long class 5b application section was divided into 47m long and 72m long 5b1 and 5b2 application sections, respectively. Class 5b1 differs from class 5b2 by the omission of the vertical excavation sequence (side drifts and central pillar) in the top heading. In addition, the system of drilling for the canopy tube pre-support was modified for class 5b to drilling from the so-called “chapels”, i.e. drilling from gradually expanded excavation. Horizontal jet grouted pillars designed to stabilise the

- předrážené jehly;
- mikropiloty;
- trysková injektáž.

Rozsah použití jednotlivých vystrojovacích prvků je závislý na geotechnické prognóze stability výrubu a výsledcích geotechnických měření během stavby.

V rámci tvorby RDS byly navrženy, projednány a přijaty drobné optimalizace a změny zejména pro vystrojovací třídu 5. Oproti předchozímu stupni došlo k rozdělení třídy 5b délky 119 m na třídu 5b1 délky 47 m a třídu 5b2 délky 72 m. Třída 5b1 se liší od 5b2 vypuštěním vertikálního členění výrubu v kalotě. Dále byl pro třídu 5b upraven způsob vrtání mikropilotového deštníku z tzv. kapliček, tedy postupně se rozšiřujícího výrubu. Zámkové pilíře z tryskové injektáže pro zajištění stability výrubu v kalotě byly nahrazeny 24 kusy sklolaminátových injektovaných kotev Durglass typu P30x5 délky 12 m. Instalace kotev je navržena každých 8,1 m, tedy vždy po dokončení ražby jedné kapličky pod ochranou mikropilotového deštníku. Prognóza zastoupení jednotlivých vystrojovacích tříd byla převzata z předchozího stupně dokumentace.

INFORMACE Z PRŮBĚHU REALIZACE

Přípravné práce

Předpokládaný termín zahájení prací a předání staveniště byl v soutěžních podmínkách (tedy i v nabídce zhotovitele) stanoven na 1. 9. 2017. Tento termín zajišťoval potřebný čas pro nezbytné předstihové práce (uzavření nájemních smluv s vlastníky pozemků nutných pro vybudování stavebních dvorů a staveništních komunikací, kácení mimolesní i lesní zeleně apod.). Výběr zhotovitele byl poznamenán průtahy a předání první etapy a rozhodující části staveniště proběhlo až 24. 4. 2018. Toto zpoždění mělo dopad zejména na zajištění pronájmů pozemků pro dočasné zábory, které byly ve většině případů zemědělsky využívány, a proto bylo nutné vyčkat do sklizně, a to i vzhledem k zemědělským dotačním programům. Náročné a komplikované bylo i dohledání všech vlastníků těchto pozemků a uzavření nájemních smluv. V rámci přípravy zakázky byly totiž uzavřeny pouze smlouvy o smlouvách budoucích a souhlasy s provedením stavby. Sjednání podmínek pronájmu, včetně ceny, bylo již věcí zhotovitele. Potřebné pozemky a staveništní komunikace k výjezdovému portálu tunelu Deboreč byly připraveny do konce července 2018.

V dostatečném předstihu před vlastní stavbou bylo nutné rozběhnout procesy pro vybudování staveništní přípojky VN, povolení trhacích prací velkého rozsahu, povolení stavby zařízení staveniště a povolení vypouštění důlních vod.

Výkop a zajištění stavebních jam portálů tunelu

Zemní práce na výjezdovém portále byly zahájeny 30. 7. 2018. V souběhu s postupným prohlubováním stavební jámy probíhalo i odtěžování navazujícího zářezu železniční trati a budoucí obslužné komunikace. Nejprve byla odtěžena svahovaná horní partie stavební jámy na úroveň hlav kořenových zápor. Svahy stavební jámy byly zajištěny KARI sítí a stříkaným betonem. Pro nástřik byla zvolena prefabrikovaná směs a suchý způsob nástřiku. Obvod stavební jámy byl z vnější strany ochráněn vybudovaným zemním valem a drátěným oplocením. Další etapou prací bylo vrtání a osazovaní svislých prvků kořenových zápor v prostoru stavební jámy budoucího hloubeného tunelu. Kořeny zápor byly provedeny z prostého betonu, zbylá část vrtu byla až k povrchu zasypána stabilizovaným materiálem z vývrtu. Při následném prohlubování byl prostor mezi záporami postupně vyplňován dřevěnými pažinami a zápory aktivovány v navržených kotevních úrovních předpjatými pramencovými kotvami. V rámci realizace stavební jámy portálu byl pro zajištění ražby úvodních metrů tunelu proveden mikropilotový deštník délky 12 m vrtaný

excavation in the top heading were replaced with 24 pieces of 12m long, P30x5 type, Durglass groutable glassfibre reinforced plastic anchors. The anchors are designed to be installed every 8.1m, i.e. always after completion of excavation of one “chapel” under the protection of the installation of the canopy tubes. The prognosis for the representation of individual excavation support classes was borrowed from the preceding design degree.

INFORMATION FROM THE PROGRESSING REALISATION

Preparation work operations

The assumed deadline for the work commencement and handing the construction site over to the contractor was set in the competition conditions (therefore also in contractor’s tender) to 1st September 2017. This term provided the time required for the advanced works (closing lease agreements with owners of land necessary for developing of construction yards and construction site roads, cutting and felling non-forest and forest greenery etc.). The contractor selection was affected by delays. The handing of the first stage and the deciding part of the construction site over took place as late as 24th April 2018. This delay had an impact first all on ensuring rentals of plots of land for temporary use for construction, which had been used agriculturally, therefore it was necessary to wait until harvest, even with respect to agricultural funding programmes. Even finding of all owners of the plots of land and closing lease agreements was complicated. The reason was that the only preliminary agreements of lease and agreements with the construction works were concluded within the framework of the construction preparation. Negotiating the lease conditions including costs was already the contractor’s business. The plots of land and construction site roads to the exit portal of the Deboreč tunnel were prepared before the end of July 2018.

It was necessary to start the processes for building a high voltage connection line and obtaining permission for large-scale blasting, construction permission, and permission for construction site facilities and disposing of mine water.

Excavation and stabilisation of construction pits for tunnel portals

The earthwork operations commenced on 30th July 2018. The gradual excavation of the adjoining cutting for the railway track and the future service road proceeded concurrently with the gradual deepening of the construction pit. The sloped upper part of the construction pit was excavated first, up to the level of the heads of the root-strengthened soldier beams. Slopes of the construction pit were stabilised with KARI welded mesh and shotcrete. A prefabricated mixture for the dry process was chosen for the shotcrete application. The circumference of the construction pit was protected from the external side by an earth embankment and chain link fence. In the next work stage, drilling and installation of vertical elements of the root-strengthened soldier beams was carried out in the space of the construction pit for the future cut-and-cover tunnel. The roots of the soldier beams were wrapped by unreinforced concrete, the remaining part of the borehole was backfilled up to the surface with the stabilised material obtained during drilling. During the course of the subsequent deepening, the space between the soldier beams was step-by-step filled with wooden lagging and the soldier beams were activated at the designed anchoring levels with pre-tensioned stranded anchors. Canopy tube pre-support 12m long was carried out within the framework of the work on the construction pit for the purpose of stabilising the initial metres of the tunnel excavation. Holes for the tubes were drilled in parallel with the tunnel centre line (without the fan-shaped opening). The sloped walls in the space in front of the cut-and-cover tunnel (with the exception of the walls braced by the soldier beams and lagging) were stabilised similarly to

rovnoběžně s osou tunelu (bez rozevření do vějíře). Svahované stěny v prostoru před hloubeným tunelem (mimo záporové pažení) byly zajištěny obdobně jako horní partie KARI sítí a stříkaným betonem doplněným o kotevní trny (hřebíky). Výkop a zajištění stavební jámy výjezdového portálu byly dokončeny do 30. 11. 2018 a následně byly zahájeny přípravné práce pro ražbu tunelu.

Stavební jáma vjezdového portálu byla budována obdobně jen s drobnými rozdíly. Z důvodu umístění horní hrany portálové stěny v blízkém souběhu s místní komunikací bylo mezi stavební jámu a komunikaci osazeno z bezpečnostních důvodů silniční svodidlo JSEM-2/H2 v délce 100 m. Kořenové zápory zde byly vrtány ve dvou etapách. První z úrovně upraveného původního terénu podél komunikace, kde byly provedeny zápory portálové stěny a zbylé zápory z úrovně dna horní svahované partie. V tomto případě byl vrtán, pro zajištění bezpečného průchodu ražby pod silniční komunikací, mikropilotový deštník délky 18 m. Práce na hloubení a zajištění stavební jámy vjezdového portálu byly prováděny v klidnějším tempu přizpůsobeném jiným prioritám v rámci koordinace výstavby v období od 22. 11. 2018 do 6. 7. 2019.

Ražba tunelu z výjezdového portálu

Před vlastní ražbou tunelu bylo vybudováno nezbytné zařízení staveniště. Na dočasně pronajatých plochách je umístěno zázemí stavby složené z kancelářských a sociálních kontejnerů, parkovací plochy, venkovní skaldové plochy, plochy pro meziskládku rubaniny a drtící linku. V trvalém záboru na půdorysu stavební jámy a části navazujícího zářezu trati jsou kontejnerové sklady, venkovní skladové plochy, havarijní sklad, opravárenská hala, elektrodílna, ventilátor, plocha pro mytí mechanizace a pod úrovní terénu zásobník technologické vody a sestava pro čištění a úpravu vypouštěné vody. Vzhledem k nemožnosti využití existujícího zdroje vody je technologická voda navážena a pitná zajištěna formou balené vody. Zdroj elektrické energie je z vybudované staveništní kioskové trafostanice 630 kVA. Beton je dovážen z betonárky ve Voticích s dojezdovou vzdáleností

the upper part, with KARI welded mesh and shotcrete, supplemented by anchoring nails. The excavation of the construction pit for the exit portal was finished before 30th November 2018 and preparation operations for the tunnel excavation commenced subsequently.

The construction pit for the entrance portal was built similarly, only with minor differences. For safety reasons, a 100m long JSEM-2/H crash barrier was installed between the construction pit and the local road running close, in parallel with the upper edge of the portal wall. Drilling for the root-strengthened soldier beams was carried out at two stages. The first one from the level of the levelled original terrain along the road, where the soldier beams of the soldier beam – lagging portal walls were installed; holes for remaining soldier beams were drilled from the level of the bottom of the upper sloped part. In this case, boreholes were carried out for 18m long canopy tube pre-support designed to ensure safe passage under the road. The work operations on the excavation and stabilisation of the construction pit for the entrance portal proceeded at a slower pace, adapted to other priorities within the framework of the coordination of the construction activities in the period between 22nd November 2018 and 6th June 2019.

Tunnel excavation from the exit portal

The required site facilities were built prior to the commencement of tunnel excavation. Office and social containers, a parking area, an external storage area and an area for intermediate tunnel muck stockpile and a crushing plant were installed on the temporarily leased land. Container stores, external storage areas, an emergency warehouse, a repair and maintenance shed, an electrician workshop, a fan, an equipment washing area and, under the terrain level, an industrial water reservoir and a discharge-water cleaning and treatment facility are placed on the land within the ground plan of the construction pit and a part of the adjoining cutting for the track permanently acquired for construction. Industrial water is brought by tankers and drinking water is ensured in the form of bottled water. Electric power is supplied from a 630kVA transformer kiosk built on

foto Jiří Bednařík photo Jiří Bednařík

Obr. 4 Pohled na výjezdový portál včetně umístění zařízení staveniště a současnou polohu železniční trati
Fig. 4 View of the exit portal inclusive of location of construction site and current location of the railway track

foto Tomáš Just photo Tomáš Just

Obr. 5 Vrtání mikropilotového deštníku v tunelu
Fig. 5 Drilling for canopy tube pre-support in the tunnel

foto Milan Kössler photo Milan Kössler

Obr. 6 Pohled na čelbu ve staničení 127,3 TM
Fig. 6 View of excavation face at chainage TM 123.7

13 km. Pohled na výjezdový portál včetně umístění zařízení staveniště je na obr. 4.

Ražba tunelu byla zahájena z výjezdového portálu 19. 1. 2019. Na základě znalosti geologie ověřené při hloubení stavební jámy se postupovalo podle VT5b1. Nejprve byly instalovány čelbové laminátové kotvy a následně byly uvolněny lanové kotvy a demontovány převázky v profilu kaloty. Poté byl vybourán prostup záporovou portálovou stěnou. Ražba ve VT5b1 probíhala pod ochranou mikropilotových deštníků tvořených z 33 ks mikropilot z injektovaných trub Ø 114/10(8) mm, délky 12 metrů. První deštník byl navrtán souběžně s osou tunelu již při hloubení stavební jámy, další vějíře deštníků byly vrtané z čelby tunelu z postupně se rozšiřujícího profilu, tzv. kapliček s překrytím 4 m – viz obr. 5. Výhodou tohoto řešení je využití celé délky mikropiloty bez nutnosti vyřezávání částí mikropilot zasahujících do profilu tunelu v případě jejich vrtání ze standardního profilu tunelu. Toto řešení je rovněž bezpečnější, protože nevzniká nezajištěný prostor nad hlavami pracovníků v případě vyřezávání mikropilot. Negativem pak je nutnost výroby většího počtu příhradových rámů (BTX), které umožní postupné rozšiřování výrubu a také zvětšení kubatury výrubu a stříkaného betonu primárního ostění. V tomto případě byly použity tři typové sady rámů BTX doplněné o vkládané distanční prvky tří velikostí. Celkem bylo z tunelu navrtáno 6 vějířů deštníků a ve VT5b1 bylo vyraženo prvních 59 m od portálu. V této vystrojovací třídě byl profil horizontálně členěn na kalotu, jádro a dno s protiklenbou. Celý profil byl uzavírán v primárním ostění zpočátku po 8,1 m, později v příznivější geologii maximálně po 16,2 m. V následujících vystrojovacích třídách již byl ražen pouze profil na patkách, horizontálně členěný na kalotu a jádro. Postupně se přecházelo přes vystrojovací třídy VT5a, VT4 a VT3 až do VT2 a zpět na VT3 a VT4. V tab. 1 je znázorněno skutečné zastoupení vystrojovacích tříd a jejich porovnání s předpokladem dle projektu v popisovaném úseku vyraženém do 31. 8. 2019. Jsou zde uvedeny také informace o průměrných délkách záběrů a průměrné rychlosti ražby v jednotlivých VT.

V průběhu ražby byly zastiženy zvětralé až navětralé pararuly pevnostní třídy R4 až R5, místy až R6. Hornina byla silně rozpukaná se směrem sklonu foliace cca 270–300° a nepříznivým úklonem vrstev cca 40–45° směrem ven z čelby. V oblasti geologických poruch docházelo k občasnému nežádoucímu vyjíždění bloků horniny z nezajištěného výrubu. S přibývajícími metry ražeb se zvyšovala pevnost horniny, zastižené pararuly byly mírně zvětralé, postupně až zdravé pevnosti R4 až R3. Od staničení TM 183 do TM 302 byly zastiženy pevné kompaktní horniny prezentované kvarcity pevnostní třídy R2. Od TM 102 bylo k rozpojování horniny využíváno trhacích prací. Na obr. 6 je zachycena čelba v kalotě ve staničení 127,3 TM.

the site. Concrete is brought from a batching plant in Votice located at the access distance of 13km. A view of the exit portal including the location of the construction site is presented in Fig. 4.

The tunnel excavation commenced from the exit portal on 19th January 2019. Taking into consideration the knowledge of geology verified during the excavation of the construction pit, the excavation proceeded in compliance with requirements for the ESC5b1 excavation support class. In the first step, glassfibre reinforced plastic anchors were installed into the excavation face. Subsequently, the cable anchors were loosened and the walers within the top heading cross-section were dismantled. An opening was cut through the soldier beam and lagging wall. The excavation categorised as the ESC5B1 proceeded under the protection of umbrellas, canopy tube pre-support, consisting of 33 grouted canopy tubes Ø 114/10(8)mm, 12m long. The holes for the first umbrella were driven in parallel with the tunnel centre line already during the excavation of the construction pit. Drilling for the next umbrella fans was carried out from the face of the tunnel excavation, from the gradually expanded profile, the so-called "chapels", with 4m overlaps – see Fig. 5. The advantage of this solution is that the whole length of the tube is used, without necessity for cutting away parts of the tubes extending into the tunnel profile in the case of drilling for them from the standard tunnel profile. This solution is, in addition, safer because no unsupported space originates above the heads of workers in the case of necessity for cutting away parts of the tubes. The negative fact is that a greater number of lattice girders (BTX) are necessary to make the gradual expansion of the excavation possible; in addition, the volumes of excavation and shotcrete for the primary lining are greater. In this case, three type sets of BTX lattice girders supplemented by three sizes of spacer elements were used. In total, drilling for 6 fans of tubes was carried out in ESC5b1 class in the initial 59m long section behind the portal. In this excavation support class, the excavation sequence was divided horizontally into top heading, bench and invert. The whole profile was closed by the primary lining, in the beginning in 8.1m long sections, later, in more favourable geology, in 16.2m long sections as the maximum. In the subsequent excavation support classes, only a profile of tunnel on footings was driven, with the horizontal excavation sequence consisting of top heading and bench. The excavation gradually proceeded through support classes ESC5a, ESC4 and ESC3 up to ESC2 and back to ESC3 and ESC4. The actual representation of excavation support classes and its comparison with the assumption according to the design in the described section being excavated until 31st August 2019 is presented in Table 1. In addition, the table presents information about average lengths of excavation rounds and average rate of excavation in individual support classes.

Weathered to slightly weathered paragneiss classified as strength

Tab. 1 Porovnání zastoupení vystrojovacích tříd na dosud vyraženém úseku dl. 335 m

Tab. 1 Comparison of representation of excavation support classes on the 335m long, so far finished excavation section

VT	předpokládané zastoupení assumed representation	skutečné zastoupení actual representation	počet záběrů number of pulls	průměrná délka záběru average pull length	průměrný denní výkon average daily excavation rate
5b2 5b2	72 m 72m	0 m 0m	0 0	– –	– –
5b1 5b1	47 m 47m	59 m 59m	63 63	0,94 m 0.94m	0,64 m 0.64m
5a 5a	84 m 84m	43 m 43m	38 38	1,13 m 1.13m	1,26 m 1.26m
4 4	36 m 36m	46 m 46m	34 34	1,35 m 1.35m	2,71 m 2.71m
3 3	72 m 72m	29 m 29m	19 19	1,53 m 1.53m	2,90 m 2.90m
2 2	24 m 24m	158 m 158m	89 89	1,78 m 1.78m	3,22 m 3.22m

Na ražbu tunelu je použita obvyklá stojní sestava tvořená následujícími stroji:

- vrtný vůz ATLAS COPCO BOOMER ROCKET L2C s adaptérem pro vrtání mikropilot;
- tunelbagry LIEBHERR R 934 B Litronic a LIEBHERR R 944 C Litronic s příslušenstvím;
- mobilní pracovní plošina DC16/HL;
- otočný teleskopický manipulátor Manitou MRT 1640;
- kolový kloubový nakladač VOLVO L180H;
- mobilní stříkací stroj MEYCO POTENZA;
- kloubové dempry VOLVO A25D 6x6 TS, A25E 6x6 TS a CAT 725;
- pomocné stroje kompresor INGERSOL, injektážní čerpadla na cementovou a chemickou injektáž.

Předpokládané práce jsou prováděny v nepřetržitém dvousměnném provozu.

Trhací práce

Soubor vstupních hodnot pro trhací práce byl zpracován ve stejnojmenném dokumentu jako součást DSP a zadávací dokumentace. V tomto dokumentu byly stanoveny hodnoty mezní nálože na časový stupeň pro jednotlivé třídy NRTM od 2,4 do 8,0 kg. Tyto hodnoty byly převzaty a zapracovány do generálního projektu trhacích prací, který byl přiložen k žádosti o povolení trhacích prací na místně příslušný Obvodní báňský úřad (OBÚ). Následně OBÚ vydal rozhodnutí o povolení trhacích prací za dodržení podmínek v něm uvedených, mezi které zapracoval rovněž připomínky účastníků řízení. Některé uvedené podmínky měly omezující dopad na plánovaný postup prací. Jednalo se zejména o omezení maximální nálože na jeden časový stupeň na 2,4 kg a omezení na provádění trhacích prací pouze v denních hodinách od 7:00 do 22:00 hod. V důsledku omezení nálože na časový stupeň nebylo možné provádět záběry na délku větší než 1,6 m, a to ani ve vystrojovací třídě 2 umožňující záběr až 2,2 m. Omezení trhacích prací na denní dobu neumožnilo provádět více než 2 záběry za den. Dalšími stanovenými podmínkami, které již neměly nepříznivý dopad na provádění samotné ražby, bylo doplnění objektů k pasportizaci a vodních zdrojů k monitorování nad rámec projektem předpokládané oblasti dosahu účinků trhacích prací (pásmo izoseisty o rychlosti kmitání 5 mm/s). Reálné dosud zaznamenané hodnoty seismických účinků trhacích prací jsou pod 1/10 hodnoty varovného stavu. Rozpojování horniny je prováděno pomocí trhavin Austin Powder (Emulex 1, Emulex 2+ a Austrogel P) a Explosia (Perunit E). Roznět je neelektrický prostřednictvím rozbušek Shockstar TS.

classes R3 to R5, locally even R6, were encountered during the course of the excavation. The rock was heavily fractured with the foliation dipping at ca 270–300° and unfavourable dipping of rack beds ca 40–45° off the excavation face. Sporadic undesirable slipping of rock blocks from the unsupported excavation took place in the area of geological faults. The rock strength increased with the growing metres of excavation; the paragneiss encountered was moderately weathered, gradually even fresh, with the strengths R4 to R3. From chainage TM 183 to TM 302, hard compact rock represented by R2 strength class quartzite was encountered. From TM 102, blasting was used for disintegration of rock. The excavation face at the top heading at chainage TM 127.3 is presented in Fig. 6.

The tunnel was driven using a common set of equipment consisting of the following machines:

- ATLAS COPCO BOOMER ROCKET L2C drill rig with an adaptor for drilling for canopy tubes;
- LIEBHERR R 934 B Litronic and LIEBHERR R 944 C Litronic excavators with accessories;
- DC16/HL mobile mine access platform;
- Manitou MRT 1640 rotary telescopic manipulator ;
- VOLVO L180H articulated wheeled loader;
- MEYCO POTENZA mobile spraying machine;
- VOLVO A25D 6x6 TS, A25E 6x6 TS and CAT 725 articulated dumpers;
- auxiliary machines: compressor INGERSOL, grouting pumps for both cement and chemical grout.

The construction site is operational 24/7 in 2 work shifts.

Blasting operations

The set of input values for blasting operations was prepared in a document of the same name as part of the final design and the tender design. The values of the limit charge weight per delay ranging from 2.4 to 8.0kg were set in this document for individual NATM excavation support classes. These values were taken over and incorporated into the general blasting design, which was attached to the application for blasting permit submitted to the locally relevant Regional Mining Authority (RMA). Subsequently, the RMA issued the blasting permit containing conditions to be observed with comments of parties to the proceedings incorporated in them. Some of the conditions had a restricting influence on the planned rate of excavation. Among them there was, for example, reduction in the maximum charge limit for execution of blasting to 2.4kg per round and restriction of blasting to be carried out only in the daytime from 7:00 am to 22:00 pm. As a result of the reduction of the charge per round it was not possible to increase the excavation round length more than to 1.6m, even not in excavation support class 2 allowing for the round length up to 2.2m. The limitation of blasting operations to the daytime did not allow the tunnellers to carry out more than 2 excavation rounds per day. Other prescribed conditions, which did not have unfavourable influence on the excavation work, comprised an addition of structures to be subjected to a condition survey and water sources to be monitored over the scope of the assumed area of the effect of blasting operations (isoseismal zone of 5mm/s peak particle velocity). The real, until now recorded, values of seismic effects of blasting operations are lower than 1/10 of the value of the warning state. Rock is disintegrated using explosives Austin Powder (Emulex 1, Emulex 2+ and Austrogel P) and Explosia (Perunit E). Shockstar TS non-electric detonators are used for priming.

Geotechnical monitoring

As described above in the abstract, monitoring is mentioned in this paper only briefly with respect to the paper on GTM published in the previous issue of TUNEL journal. Project monitoring is not part of contractor's task. It is provided by the project owner through another

Geotechnický monitoring

Jak již bylo uvedeno v abstraktu, vzhledem k publikovanému článku o GTM v předchozím čísle časopisu Tunel, je v tomto příspěvku monitoring zmíněn jen stručně. Stavební objekt monitoringu není součástí zakázky zhotovitele, ale zajišťuje jej investor prostřednictvím dodavatele SG Geotechnika a.s. Součástí monitoringu je obvyklý rozsah prováděných měření a sledování: měření deformací primárního ostění (konvergenční měření), extenzometrická měření, měření zatížení primárního ostění (tenzometry), inklinometrická měření, geodetické sledování deformací svahů stavebních jam, dynamická a akustická měření (účinky trhacích prací), geodetické sledování povrchu (nivelace), hydrogeologický monitoring, inženýrskogeologické sledování kvality horninového masivu, technický dozor investora, geodetická dokumentace výrubu kaloty (profilace), měření tvaru primárního ostění (skenování), pasportizace okolní zástavby. Výsledky z GTM jsou vyhodnocovány na pravidelných schůzkách rady monitoringu (RAMO) konaných s 14denní četností a v případě potřeby operativně. RAMO je složena ze zástupců investora, projektanta, zhotovitele ražeb a zhotovitele GTM, případně přizvaného specialisty. Cílem je minimalizovat možnost vzniku mimořádných situací, a pokud by nastaly, tak jejich rychlému a odbornému zvládnutí. Na poradách RAMO jsou projednávány a upravovány dílčí nasazení vystrojovacích prvků a doplňkových opatření v jednotlivých VT tak, aby byla ražba efektivní a ekonomická. Všechny aktuální výsledky a dokumentace jsou dostupné všem zainteresovaným účastníkům výstavby on-line v informačním systému GTM BARAB.

ZÁVĚR

Dosavadní zkušenosti z výstavby tunelu Deboreč potvrzují důležitost kvalitní přípravy zakázky. Na straně zadavatele je to dostatečný inženýrskogeologický průzkum, bezvadná zadávací dokumentace, zajištění legislativních požadavků, projednání realizace a souvisejících dopadů se samosprávou obcí, dotčenými organizacemi a vlastníky pozemků. Na straně zhotovitele, po získání zakázky, pak včasné zajištění potřebných povolení, dohod, nájemních smluv a v dnešní době i problematické zajištění potřebných kapacit (personálních, strojních i materiálových) v daném čase.

V době tvorby tohoto příspěvku je vyraženo 60 % délky tunelu a dosavadní výsledky jsou příznivé. Poměr skutečného zastoupení jednotlivých VT oproti prognóze v projektu je posunut směrem k lehčím vystrojovacím třídám. Rovněž chování horninového masivu prezentované měřením deformací na primárním ostění je výrazně nižší oproti předpokladům. Konečné zhodnocení bude možné až po vyražení zbývající části a následném dokončení celého tunelu, což by mělo proběhnout v 2. polovině roku 2020.

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

Recenzoval Reviewed: Ing. Vlastimil Horák

contractor, SG Geotechnika a.s. Among others, the monitoring comprises the following usual scope of measurements and observations: measurements of deformations of the primary lining (convergence measurement), extensometer measurements (strain gauges), inclinometer measurements, monitoring of deformations of slopes of construction pits by surveying methods, dynamic and acoustic measurements (effects of blasting operations), monitoring of terrain surface by surveying (levelling), hydrogeological monitoring, engineering geological monitoring of rock mass quality, client's technical supervision, survey documentation of the top heading excavation (profiling), measurements of the primary lining contour (scanning), condition surveying of buildings in the excavation vicinity. GTM results are being assessed at regular meetings of the Monitoring Board (MB) held with the frequency of 14 days or operatively if necessary. The Monitoring Board consists of representatives of the project owner, the contractor for tunnel excavation and the contractor for the GTM, and, if necessary, a specialist invited to the meeting. The objective is to minimise the possibility of development of extraordinary events and, if they take place, to allow for quick and professional coping with them. During the Monitoring Board meetings, partial use of excavation support elements and application of supplementary measures in individual excavation support classes are discussed and modified so that the excavation is effective and economic. All current results and documents are available on-line to all interested construction parties in GTM BARAB information system.

CONCLUSION

Previous experience from the construction of the Deboreč tunnel confirms the importance of good quality preparation of the works. On the project owner side, it is sufficient engineering geological survey, faultless tender design, meeting legislative requirements, timely concluding negotiations about the realisation and relating impacts with self-government of municipalities, affected organisations and land owners. On the contractor's side, after getting the order, it is timely obtaining all permissions, agreements, lease agreements and, today, even the problematic ensuring the required capacities (personal, mechanical and material).

As of the moment of writing this paper, 60 per cent of the tunnel length has been completed and the results obtained to date are favourable. The proportion of the actual representation of individual excavation support classes in comparison with the prognosis in the design is shifted towards lighter classes. Also the rock mass behaviour presented by the measurement of the primary lining deformations is significantly easier in contrast to assumptions. The final assessing will be possible only after the excavation of the remaining part is finished and after the subsequent completion of the whole tunnel, which should take place in the 2nd half of 2020.

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

[1] MÁRA, J., KRAMEŠ, M. *Modernizace trati Sudoměřice – Votice, SO 73-25-01, 02, 03 Tunel Deboreč, Technická zpráva, stupeň Projekt, Metroprojekt Praha a.s., 01/2013*

[2] URBÁNEK, T. *Modernizace trati Sudoměřice – Votice, SO 73-25-02.1 Tunel Deboreč, Ražba a primární ostění, Technická zpráva, stupeň RDS, MPI projekt s.r.o., 10/2018*

[3] PRŮCHA, P., URBÁNEK, T. *Modernizace trati Sudoměřice – Votice, SO 73-25-03.1 Tunel Deboreč, Výkop a zajištění stavební jámy, Technická zpráva, stupeň RDS, MPI projekt s.r.o., 08/2018*

[4] PRŮCHA, P., URBÁNEK, T. *Modernizace trati Sudoměřice – Votice, SO 73-25-01.1 Tunel Deboreč, Výkop a zajištění stavební jámy, Technická zpráva, stupeň RDS, MPI projekt s.r.o., 09/2018*

[5] KÖSSLER, M., VÍDEŇSKÝ, A. *Geotechnický monitoring v průběhu hloubení jam a ražby tunelu Deboreč na 4. železničním koridoru, Tunel, ročník 2019, č. 3*

STUDIE ŠÍŘENÍ RÁZOVÉ VLNY V TUNELU
STUDY OF SHOCK WAVE PROPAGATION IN TUNNEL

PETR P. PROCHÁZKA, DAGMAR JANDEKOVÁ, MARTIN J. VÁLEK

ABSTRAKT

Článek se zabývá vlivem umístění zdroje výbuchu na ostění tunelu. Experimenty jsou provedeny v měřítkových modelech. Výsledky průběhu přetlaku v čase (spektrum) jsou získány pomocí senzorů, které jsou cíleně umístěny na ostění. Získaná měření jsou stručně diskutována vzhledem k poškození nosné konstrukce tunelu s kruhovým průřezem.

ABSTRACT

The paper deals with the influence of the explosion source location on the tunnel lining. Experiments are performed in scale models. The results of the overpressure over time (spectrum) are obtained by means of sensors which are placed on the lining. The obtained measurements are briefly discussed in view of the damage to the tunnel supporting structure with circular cross-section.

ÚVOD

V současné době je důležitým prvkem návrhu podzemních konstrukcí sledování vlivu rázových vln a jejich interakcí s následným vlněním. Napětí vyvolané interakcí rázových vln může být iniciováno teroristickými útoky, improvizovaným výbušným zařízením na vozidle (VBIED) včetně výbuchu plynu, dopravní nehody atd. Předložený článek se proto zabývá průběhy rázových vln způsobených explozí v tunelu v závislosti na umístění nálože. Jelikož rázová vlna vzniká ve vzduchovém prostředí, dochází k tvorbě vzdušných rázových vln (VRV). Rázová vlna je specifický typ kompresní vlny, jež se vyznačuje rychlým náběhem na maximální hodnotu přetlaku s následovaným postupným poklesem a mnohdy i zvýšením tlaku, a to až na úroveň odpovídající aktuálnímu atmosférickému tlaku. Obecně platí, že detonace výbušniny může rozhodujícím způsobem poškodit konstrukci jednou „primární“ rázovou vlnou, pokud je s ní v kontaktu nebo pokud je výbuch iniciován v otevřeném prostoru v určité vzdálenosti od konstrukce. Jiná situace nastává, pokud je výbuch způsoben v uzavřeném nebo polozavřeném prostoru, kde dochází k interakci „primární“ rázové vlny a následných vln, takže přetlakové spektrum je obecně velmi nepravidelné a dokonce rozhodující pro zatížení konstrukce může být následné chování vlivu vln v časové škále.

Vliv rázové vlny způsobený vnějším zdrojem výbuchu na polovině rotačního pláště v různých fázích jeho šíření je pozorován v [1]. Podobný problém je diskutován v [2], kde je iniciace výbuchu umístěna uvnitř trubice. Je sledován jak vliv rázových vln, tak teploty.

Vliv indukovaných rázových vln na terén je popsán v [3]. Byly provedeny výbuchové zkoušky v podzemí pro ověření seismických účinků na úrovni terénu, po explozi.

Účinky vlhkosti, teploty a oxidačních reakcí na výskyt výbuchů ve směsích benzín-vzduch lze považovat za srovnávací médium pro jiné výbušniny. Experimenty na toto téma jsou prováděny ve válcovém tunelu v [4]. Experimentální výsledky ukazují kritické hodnoty výše uvedených parametrů na výskyt výbuchu.

Vliv exploze v částečně uzavřené konfiguraci je studován v [5]. Kromě toho je do pojednání zahrnut i vliv dodatečného spalování.

V současné době je nejpoužívanějším materiálem pro podzemní stavby beton, a to buď klasicky vyztužený ocelovou armaturou, nebo vyztužený rozptýlenými vlákny. Beton vyztužený vlákny se vyznačuje cementovou matricí a nerovnoměrně rozloženými a náhodně orientovanými vlákny z různých materiálů (syntetický

INTRODUCTION

At present, an important element in the design of underground structures is the monitoring of the impact of shock waves and their interactions with subsequent waves. The shock wave interactions can be initiated by terrorist attacks, improvised explosive devices on the vehicle (VBIED) including gas explosion, traffic accidents, etc. The presented paper therefore discusses the waveforms of the explosion in the tunnel, depending on the location of the charge. As the shock wave is generated in the air environment, the formation of airborne shock waves (ASW) occurs. Shockwave is a specific type of compression wave that is characterized by a rapid rise to the maximum overpressure value, followed by a gradual decrease to a level of current atmospheric pressure. Secondary waves can increase the pressure on the structure due to wave interactions. In general, detonation of an explosive can severely damage a structure with one “primary” shock wave when in contact with the structure or when an explosion is initiated in an open space at a certain distance from the structure. Another situation occurs when an explosion is appears in a closed or semi-closed space where the “primary” shock wave and the subsequent waves interact, so that the pressure spectrum is generally very irregular and even the behavior of the wave may decisively affect the load of the structure in the time scale.

The effect of the shock wave caused by the external source of explosion on the semi-cylindrical shell at various stages of its propagation is observed in [1]. A similar problem is discussed in [2] where explosion initiation is located inside the tube. Both the influence of shock waves and temperature are monitored.

The impact of induced shock waves on the terrain is described in [3]. Underground explosion tests were conducted to verify seismic effects at ground level, after explosion.

The effects of moisture, temperature and oxidation reactions on the occurrence of explosions in gasoline-air mixtures can be considered as a comparative medium for other explosives. Experiments on this subject are conducted in a cylindrical tunnel and the results are described in [4]. The experimental results show the critical values of the above parameters for the occurrence of the explosion.

The effect of explosion in a partially closed configuration is studied in [5]. In addition, the effect of afterburning is also included in the treatise.

At present, concrete, either classical, reinforced with steel bars or fiber reinforced concrete, is the most widely used material for underground structures. Fiber reinforced concrete is characterized by a cement matrix and unevenly distributed and randomly oriented fibers of different materials (synthetic polypropylene, steel, glass,

polypropylen, ocel, sklo atd.); vlákna mohou být také různých tvarů a velikostí. Vlákna přispívají k tuhosti konstrukce, zejména při vytvrzování a při zahoření, když vlivem expandující páry vznikají v betonu pukliny. Díky těmto specifickým vlastnostem má takový kompozit vyšší pevnost v tahu.

V tomto článku je studován vliv výbuchu, který je iniciován v betonové trubce, která simuluje ostění tunelu. Experimentální testy byly provedeny na TU Pardubice. Výsledky testů jsou částečně porovnány s výsledky získanými v [2], kde je navržen numerický přístup. Realizuje se jeden experiment skládající se z účinků dvou explozí v trubce o průměru 1 m. S použitím výsledků získaných v [7] a pravidlech podobnosti publikovaných v [8], se navrhuje odhad poškození různých materiálů, které tvoří ostění. Je uvažován prostý beton a beton vyztužený syntetickými nebo ocelovými vlákny.

PŘÍPADY LOKALITY NÁLOŽE

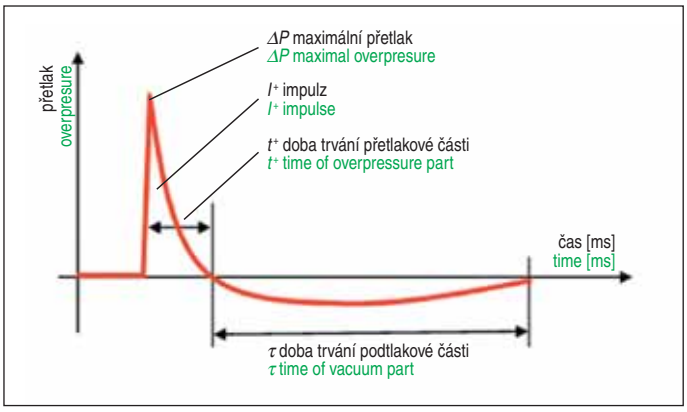
V případě detonace nálože ve volném prostoru má průběh VRV charakteristický tvar znázorněný na obr. 1 včetně nejčastěji vyhodnocovaných veličin podle Friedlandera.

Pokud je nálož umístěna uvnitř uzavřeného nebo polouzavřeného prostoru (např. tunelu), a navíc je lokalizována v podélné ose tunelu s kruhovým příčným řezem, je průběh přetlaku popsán na obr. 2.

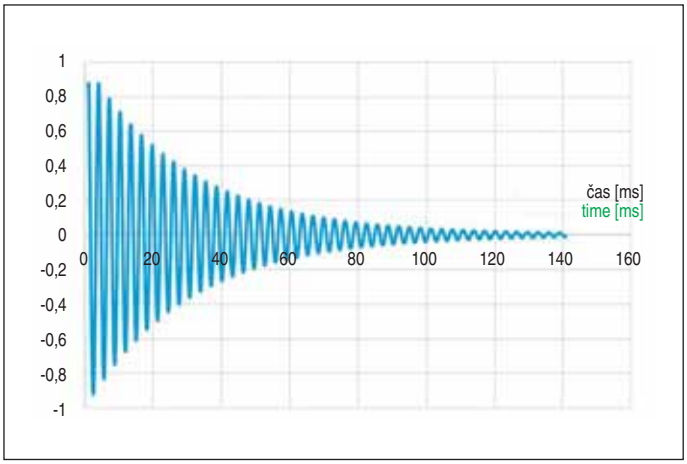
Přetlak v závislosti na čase je popsán funkcí

$$P(t) = \exp((t - t_0)/\tau)\cos 2\pi\omega(t - t_0)/\tau\,,$$

kde τ je čas určený průsečíkem tečny funkce P v $t - t_0$ s časovou osou a ω je kruhová frekvence vlnění.



Obr. 1 Průběh přetlaku v čase podle Friedlandera
Fig. 1 Overpressure in time according to Friedlander



Obr. 2 Průběh přetlaku pro umístění nálože v ose tunelu
Fig. 2 Overpressure progression for the loading of the charge in the tunnel axis

etc.); the fibers can also be of various shapes and sizes. The fibers contribute to the rigidity of the structure, particularly in the curing state, when cracks in the concrete are formed by dehydration, and in the case of combustion, when super-vapor tries to escape out of the structure and spalling occurs. Due to these specific properties, such composite has a higher tensile strength.

In this paper, the effect of an explosion initiated in a cylindrical concrete tube that simulates a tunnel lining is studied. Experimental tests were conducted at TU Pardubice. The test results are partially compared to the results obtained in [2] where a numerical approach is proposed. Experiments consisting of the effects of two explosions in a 1m diameter cylinder are realized; the first explosion is made in a cylinder with regular concrete and the other with reinforcing steel fibers. Using the results obtained in [7] and the similarity rules published in [8], it is possible to estimate the damage to the various lining materials.

CASES OF LOCATION OF THE CHARGE

In the case of detonation of a charge in a free space, the ASW course has a characteristic shape shown in Fig. 1 including the most frequently evaluated quantities according to Friedlander.

If the charge is located within a closed or semi-enclosed space (e.g. a tunnel) and is additionally located in the longitudinal axis of the circular cross-sectional tunnel, the overpressure pattern is described in Fig. 2.

Time overpressure P is described by the time τ-dependent function

$$P(t) = \exp((t - t_0)/\tau)\cos 2\pi\omega(t - t_0)/\tau\,,$$

where t_0 is the time of impingement, τ is the time which is specified by the intersection of the tangent of the function P at $t - t_0$ with the time axis, and ω is the circular frequency of the waves.

In the case of detonation of the charge located outside the tunnel axis, the overpressure spectrum is significantly complicated as the effects of ASW reflections and interactions occur. The resulting pressure-time dependency contains several consecutive pressure peaks, with the highest overpressure being achieved by the secondary waves. In the following chapters, the case of placement of the charge off the longitudinal axis of the tunnel will be studied in more detail.

ARRANGEMENT OF EXPERIMENT

In the scale model, the tunnel is made up of five rings, joined together on the lock and secured against the movement of the structure by longitudinal beams, see Fig. 3.

Measured samples and detonators were delivered by the Institute of Energy Materials of the University of Pardubice. The weight of the charges was measured with the accuracy to 0.05 grams. Semtex 1A

Obr. 3 Sestava skruží použitých pro experimentální měření
Fig. 3 Set of rings used for experimental measurements

V případě detonace nálože umístěné mimo osu tunelu se tento tlakový průběh výrazně komplikuje, jelikož dochází k vlivu odrazů a interakcím VRV. Výsledná závislost tlaku na čase obsahuje několik po sobě následujících tlakových vrcholů, přičemž nejvyšší přetlak nemusí být dosažen „primární“ vlnou. V následujících kapitolách bude podrobněji studován případ uložení nálože mimo podélnou osu tunelu.

USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU

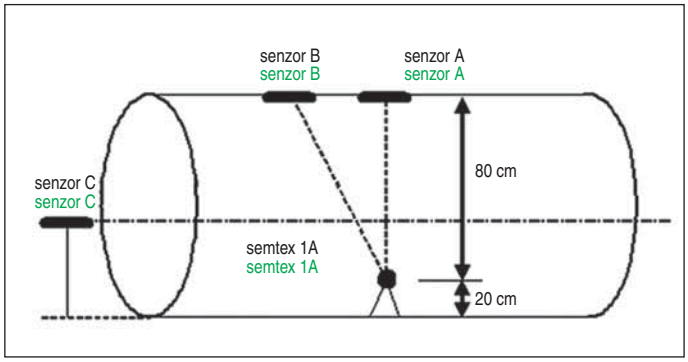
Ostění tunelu je v měřítkovém modelu sestaveno z pěti skruží, sražených k sobě na standardní spoj a zajištěných proti pohybu trámky (obr. 3).

Měřené vzorky a rozbušky byly dodány Ústavem energetických materiálů Univerzity Pardubice. Hmotnost náloží byla měřena s přesností na 0,05 gramu. Nálože Semtexu 1A nebyly umístěny v žádném obalu a byly ručně tvarovány do koule, která byla následně umístěna na stojánku vyrobeném ze špejlí ve výšce 20 cm nad povrchem skruže, jak je patrné z obr. 4. Umístění na takovémto typu stojánku bylo voleno s ohledem na co nejmenší ovlivnění vln odrážejících se od spodní strany skruže.

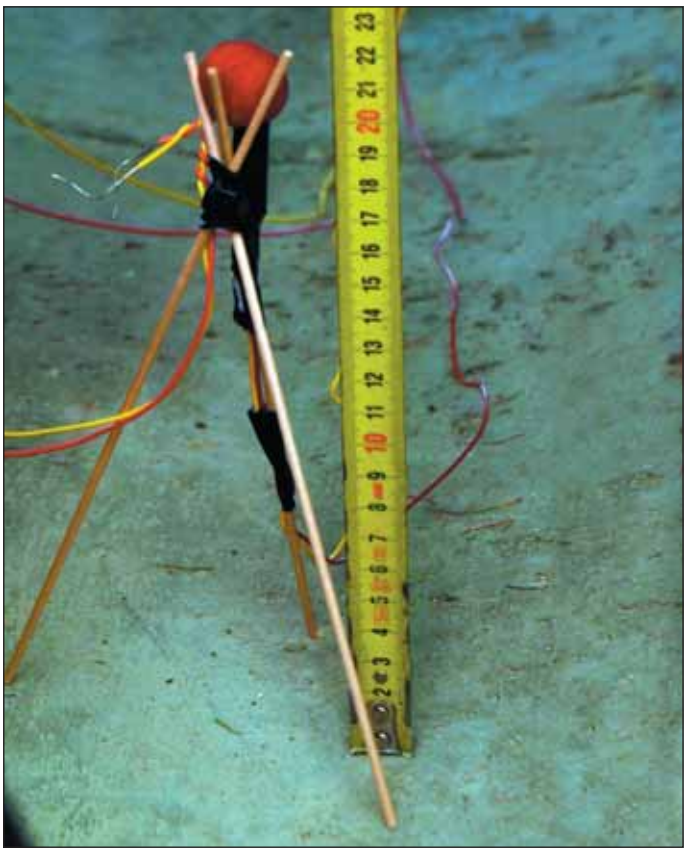
Měření průběhu odrazného tlaku VRV v závislosti na čase bylo provedeno tlakovými snímači umístěnými v přípravcích zhotovených pro toto měření (obr. 5). Ocelový přípravek, do kterého byla upnuta čidla, byl od skruží izolován gumovou podložkou tloušťky 2 mm. K měření odrazného přetlaku byly použity tlakové snímače Kistler 211B3.

Umístění nálože bylo pro všechny odpaly totožné a odpovídalo schématu na obr. 6. U senzoru A, který byl přímo nad náloží, byla vzdálenost 80 cm. Senzor B se nacházel ve vzdálenosti 125 cm směrem k ústí sestavy skruží a tlakový snímač pro dopadající přetlak byl umístěn na trojnožce ve výšce 75 cm nade dnem a 24 cm od ústí skruží. Všechny nálože byly iniciovány rozbuškou zespod mířící šikmo mezi obě tlaková čidla tak, aby se minimalizovala pravděpodobnost dopadu střepin na tlakový snímač.

Obr. 5 Detail uchycení tlakového snímače
Fig. 5 Pressure sensor mounting detail



Obr. 6 Schéma experimentálního uspořádání sestavy skruží s vyznačenými pozicemi tlakových snímačů
Fig. 6 Schematic of the experimental arrangement of the ring assembly with the marked positions of the pressure sensors



Obr. 4 Stojánek ze špejlí pro umístění nálože 20 cm nad spodní stranou skruže
Fig. 4 Skewers stand for placing a charge of 20cm above the bottom of the ring

charges were not placed in any package and were manually shaped into a sphere, which was then placed on a stand made of skewers at a height of 20cm above the bottom of the ring, as shown in Fig. 4. This type of stand is supposed to minimize the effect of waves reflecting from the bottom of the rings.

The measurement of the ASW reflection pressure over time was carried out by pressure transducers located in the mounts prepared for this measurement, see Fig. 5. The steel fixture to which the sensors were mounted was insulated from the rings by a 2mm rubber pad. Kistler 211B3 pressure transducers were used to measure reflective overpressure.

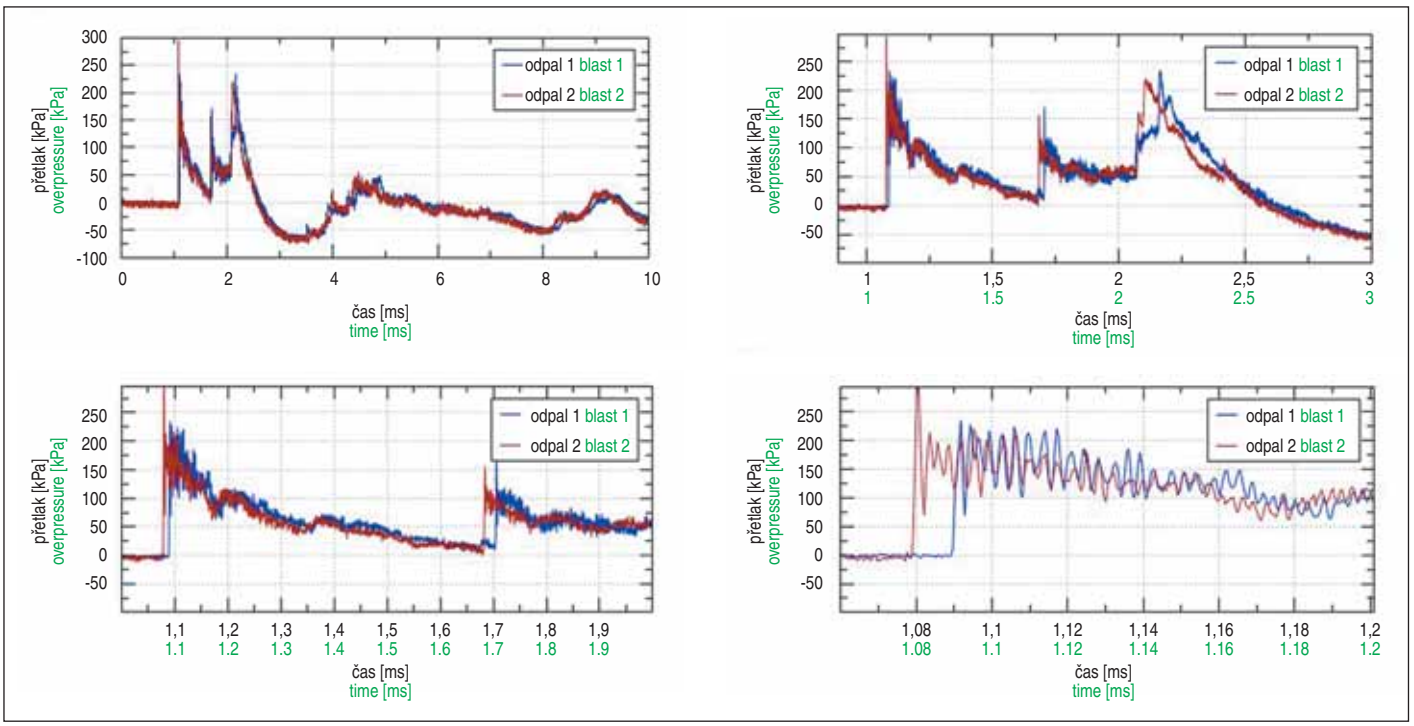
The location of the charge was the same for all the blasts and corresponded to the diagram in Fig. 6. For sensor A, which was directly above the charge, the distance was 80cm. Sensor B was at a distance of 125cm towards the mouth of the ring assembly. All charges were initiated by a detonator from below pointing obliquely between the two pressure sensors to minimize the likelihood of impact of the splinters on the pressure transducers.

EXPERIMENT

Two shots with the charge mass of 10 grams were carried out, which was estimated according to the load capacity of the concrete lining and evaluated as typical for the course of the overpressure waves in the time scale. They differ only in the size of the overpressure and the velocity of the shock wave. Sensor A located directly above the charge showed three pressure peaks during the first 3ms after the explosion, see Fig. 7, where detailed views of the pressure spectrum are also shown.

Time scale overpressure patterns are plotted for different time ranges (due to the possibility of more detailed investigation of spectra properties), so that the first is a plot for steel fiber reinforced concrete and the second is for normal concrete.

The first, highest peak corresponds to the impact of the shock wave going directly from the charge. The distance between the

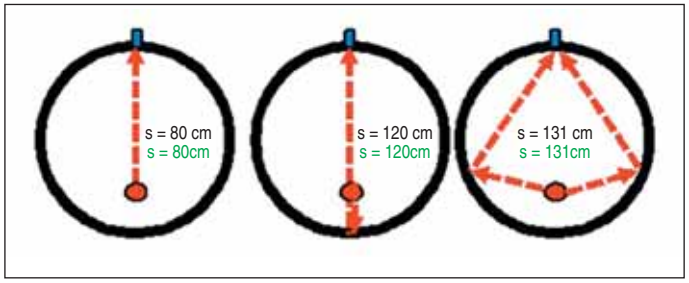


Obr. 7 Naměřený přetlak na čidle A od nálože o velikosti 10 g
Fig. 7 Measured overpressure on sensor A from 10g charge

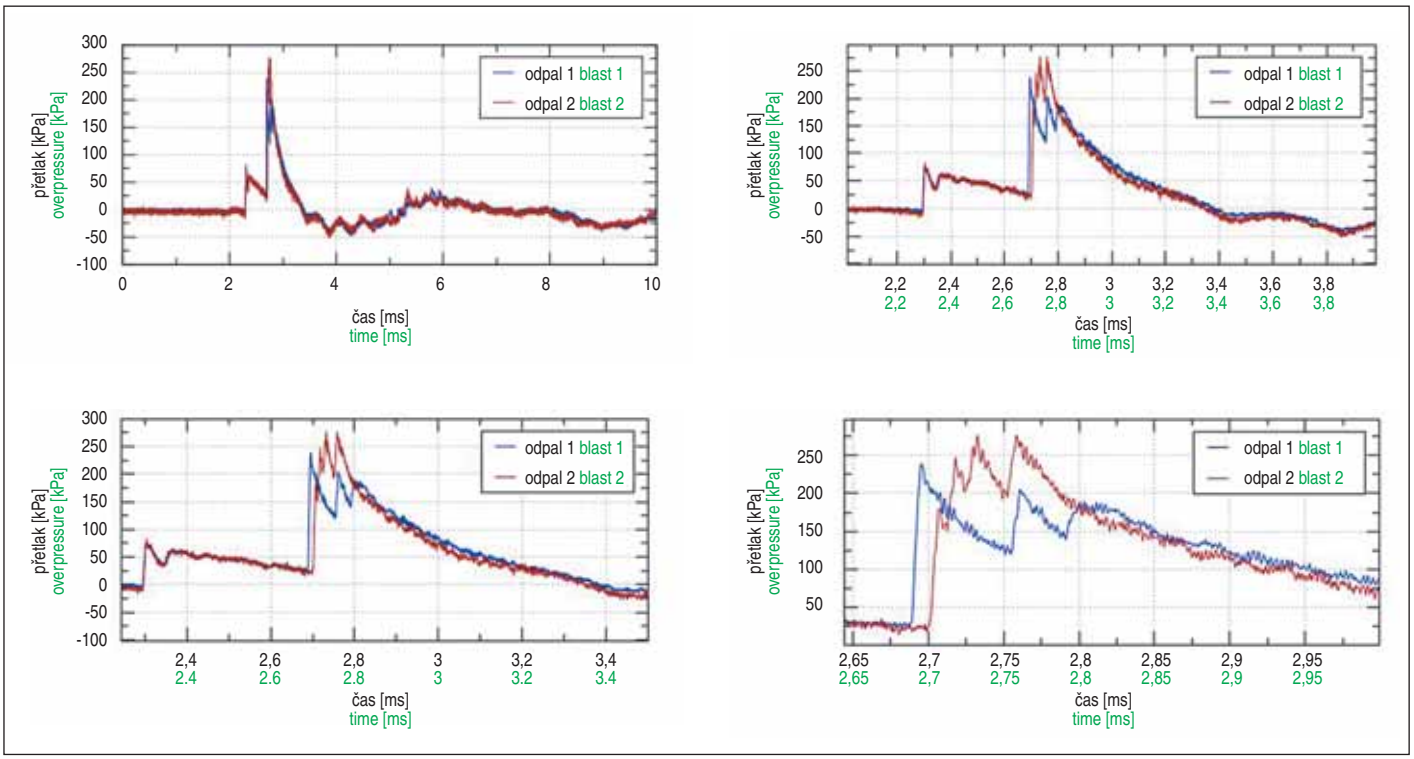
EXPERIMENT

Byly provedeny dva odpaly s hmotností (ráží) nálože 10 g, která byla odhadnuta podle únosnosti betonového ostění a vyhodnocena jako typická pro průběh přetlakových vln v časové škále, průběh rázových vln pro různé velikosti náloží ukazuje, že má podobný charakter. Liší se pouze velikostí přetlaku a rychlostí rázové vlny. Čidlo A umístěné přímo nad náloží ukázalo během prvních 3 ms po explozi tři vrcholy tlaku (obr. 7), kde jsou zobrazeny i detaily přetlakového spektra.

První, největší vrchol odpovídá dopadu rázové vlny jdoucí přímo



Obr. 8 Dráha rázové vlny dopadající na čidlo A
Fig. 8 Track of shockwave incident on sensor A



Obr. 9 Naměřená přetlaková spektra na čidlu B od nálože o velikosti 10 g a jejich detailní průběh v časovém přiblížení
Fig. 9 Measured pressure spectra on sensor B from a 10g charge and their detailed progression in time approach

od nálože. Vzdálenost mezi náloží a kalotou je 80 cm a vlna ji urazila za 1,1 ms, což odpovídá průměrné rychlosti 73 cm/ms. Druhý vrchol je od rázové vlny odrazivší se od spodní části skruže přímo pod náloží (obr. 8). Zde je vzdálenost, kterou musela vlna urazit, 120 cm. Třetí vrchol je od vlny odražené z boku. Vzdálenost, kterou musela urazit vlna, je 130,5 cm a průměrná rychlost 62 cm/ms, ale sčítají se dvě vlny, které dorazí současně, a tak je větší než druhý vrchol, 240 kPa oproti 160 kPa. Tlak první vlny byl 300 kPa.

Průběh přetlaku na čidlu B je možno vidět na obr. 9. Tady již není situace s odrazy tak jednoduchá. První přímá vlna nemá největší účinek, ten mají odražené vlny, které se sejdou v jednom okamžiku v bodu B.

ZÁVĚR

V předloženém příspěvku je studován vliv polohy nálože v polouzavřeném prostoru modelového tunelu na průběh přetlakového spektra, a tím na zatížení vrchní části – kaloty. Stručně jsou diskutovány případy nárazu na bariéru v otevřeném prostoru (Friedlanderův graf), osová poloha nálože v tunelu (spektrum popsáno funkcí kombinace exponenciály a trigonometrické funkce) a konečně je podrobněji sledován a diskutován případ umístění nálože poblíž počvy. V prvních dvou případech je popis průběhu přetlaku poměrně dobře vystižitelný uvedenými grafy (funkcí), v případě posledním, podrobněji diskutovaným, je situace komplikovanější. Numerické postupy vycházejí z teorie konečných deformací, postupu podle Galerkin-Petrovovy metody a tzv. Arbitrary Lagrangian-Eulerian metody konečných prvků [9–10].

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl s finanční podporou GAČR, projekt číslo 17-04204S.

prof. RNDr. Ing. PETR PAVEL PROCHÁZKA, DrSc.,
prochazk@fsv.cvut.cz,
Ing. MARTIN JAN VÁLEK, Ph.D.,
valek@fsv.cvut.cz,
Ing. DAGMAR JANDEKOVÁ, Ph.D.,
dagmar.jandekova@fsv.cvut.cz,
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Recenzoval Reviewed: doc. Ing. Vladimír Doležel, CSc.

charge and the calotte is 80cm and the wave reached it in 1.1ms, corresponding to an average speed of 73cm/ms. The second peak is from the shockwave reflected from the bottom of the ring directly below the charge, see Figure 8. Here is the distance that the wave had to travel 120cm. The third peak is from the wave reflected from the side. The distance traveled by the wave is 130.5cm and the average speed is 62cm/ms, but two waves arriving at the same time are added together, and thus larger than the second peak, i.e. 240kPa vs. 160kPa. The first wave pressure was 300kPa.

The overpressure at sensor B can be seen in Fig. 9. Here the situation involving reflections is not that simple. The first straight wave does not have the greatest effect; it has reflected waves that meet at point B at one time.

CONCLUSION

The paper deals with the influence on the course of the overpressure spectrum due to charge location inside the semi-enclosed space of the model tunnel. This spectrum is related to the top of the tunnel and therefore the load of the calotte can be derived from it. Cases of impact on the barrier in the open space (Friedlander graph), the axial position of the charge in the tunnel (the spectrum described by the function of the combination of exponential and trigonometric function) are briefly discussed and the case of the location of the charge near the thill is studied. In the first two cases, the description of the overpressure course is quite well understood by the graphs (functions), in the case of the last – off axis of the tunnel – is discussed in more detail, as the situation is more complicated. In the case of numerical procedures, they are usually based on the finite deformation theory, the Galerkin-Petrov method and the so-called Arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method [9–10].

ACKNOWLEDGMENT

This article was prepared with the financial support of GAČR, project number 17-04204S.

prof. RNDr. Ing. PETR PAVEL PROCHÁZKA, DrSc.,
prochazk@fsv.cvut.cz,
Ing. MARTIN JAN VÁLEK, Ph.D.,
valek@fsv.cvut.cz,
Ing. DAGMAR JANDEKOVÁ, Ph.D.,
dagmar.jandekova@fsv.cvut.cz,
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

LITERATURA / REFERENCES

[1] Assessment of Laminated Cylindrical Arch Loaded by a Shock Wave, Prochazka PP, Kravtsov, AN, Lok T-S, Int J Protective Struct 2012; 2(2): 267–282
[2] Effect of Explosion and Fire on Underground Structures, Prochazka PP, Int J Protective Struct. 2013; 4(4): 505–520
[3] Internal explosion tests for scaled subsurface magazines, Ichino H, Ohno T, Ishikawa N, Int. J. Protective Struct 2016; 7(1):100–122
[4] Effects of humidity, temperature and slow oxidation reactions on the occurrence of gasoline-air explosions,Yang D, Li ZP, Hong OY, Journal of Fire Protection Engineering 2013; 23(3): 226–238
[5] On blast pressure analysis due to a partially confined explosion: afterburning effect, Edrl I, Feldgun VR, Karinski YS, Yankelevsky DZ. Int J Protective Struct 2012; 3(3): 311–332
[6] The Effect of Explosion in a Tunnel Tube on its Damage, Procházka PP, Valek MJ, submitted to 17th International Conference on Fracture and Damage Mechanics 2018
[7] Testing the model of the rings of cement composites in the blast, Doležel V, Pokorný J, Suchánek V, Scientific papers of the university of Pardubice, The Jan Perner Transport Faculty 18, 2012
[8] Impact of joints and discontinuities on the blast-response of responding tunnels studied under physical modeling at 1-g, Bakhtar, K. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 1997;34: Paper No. 021
[9] Nomura T and Hughes TJR (1992) An arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method for interaction of fluid and a rigid body. *Comput Methods Appl Mech Engrg* 95: 115–138
[10] Feistauer M, Horácek J, Kucera V and Prokopová J (2012) On numerical solution of compressible flow in time-dependent domains. *Mathematica Bohemica* 137(1): 1–16

STATIKA DEGRADOVANÉHO PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ SPOLUPŮSOBÍCÍHO S OSTĚNÍM SEKUNDÁRNÍM 2. ČÁST

STATICS OF DEGRADED PRIMARY LINING INTERACTING WITH SECONDARY LINING PART 2

ALEŠ ZAPLETAL

ABSTRAKT

Tento článek navazuje na stejnojmenné pojednání v čísle 3/2019 tohoto časopisu. Tam jsou odvozeny vztahy potřebné pro pochopení toho, co je zde prezentováno. Článek v čísle 3/2019 je věnován statice systému „degradované primární ostění – sekundární ostění" při homogenní degradaci primárního ostění. Vliv sekundárního ostění na projevy degradace je zanedbán. Tady pojednáme o tomtéž systému za předpokladu, že degradace primárního ostění je heterogenní, přičemž heterogenita je dvouvrstevnatá a bude respektován vliv sekundárního ostění na projevy degradace. Výklad je proveden pro stav rovinné deformace. Výsledky je však možno aplikovat na úlohu v 3D. Na konci článku bude výklad rozšířen na vícevrstevnatou degradaci primárního ostění.

ABSTRACT

This paper is a follow-up to the paper of the same name published in issue No. 3/2019 of this journal, containing the derivation of relationships required for understanding of the things presented in the new paper. The paper published in issue No. 3/2019 attends to the statics of a "degraded primary lining – secondary lining" system under conditions of the homogeneous degradation of the primary lining. The influence of the secondary lining on the phenomenon of degradation is neglected. In this paper, we discuss the same system under the assumption that the degradation of the primary lining is heterogeneous, where the heterogeneity is double-layered and the influence of the secondary lining on the phenomenon of degradation is respected. The explanation is carried out for the planar deformation state. But the results are applicable to a problem in 3D. At the end of the paper, the explanation will be extended to the multilayered degradation of a primary lining.

VYMEZENÍ POJMŮ

Homogenní degradací primárního ostění rozumíme takovou degradaci, při které se jeho modul pružnosti E_P změní na modul δE_P, $\delta < 1$, $\delta \neq 0$, $\delta = konstanta$. Pro veličinu δ jsme v 3/2019 zavedli název koeficient degradace primárního ostění. Tento název bude nadále náležet všem veličinám δ, které zavedeme, a které se budou lišit indexací.

Heterogenní degradací primárního ostění nazýváme takovou degradaci, při které se původní modul pružnosti E_P, mění na modul $\delta_p E_P$, kde δ_p je funkcí polohy v tělese primárního ostění.

Dvouvrstevnatou degradací nazýváme takovou heterogenitu, při které je primární ostění ve své tloušťce rozděleno na dvě vrstvy, uvnitř homogenní, z nichž první, L_1, bližší hoře, je přiřazen koeficient degradace δ_1, zatímco vrstvě druhé, L_2, bližší sekundárnímu ostění, přisuzujeme koeficient degradace δ_2.

Rozmezí mezi horninou a primárním ostěním nazveme vnějším rozhraním s označením R_1, o rozmezí mezi první a druhou vrstvou degradace budeme hovořit jako o vnitřním rozhraní s označením R_2. Rozmezí mezi primárním a sekundárním ostěním nazveme vnějším rozhraním R_3.

Primární ostění považujeme před i po degradaci za pružné těleso. Totéž platí o ostění sekundárním. Hornina je pružně-plastická.

Tloušťka primárního ostění zůstává degradací nedotčena. Poissonova konstanta primárního ostění i jeho objemová tíha γ_P se degradací rovněž nemění.

DEFINITION OF TERMS

Under the term of homogeneous degradation of a primary lining we understand such a degradation where the modulus of elasticity E_P of the lining is changed to modulus δE_P, $\delta < 1$, $\delta \neq 0$, $\delta = constant$. In the issue No. 3/2019 we introduced the term of coefficient of degradation of a primary lining for quantity δ. This term will hereinafter be used for all quantities δ which will be introduced and which will vary with indexing.

The term of heterogeneous degradation of a primary lining is used for such a degradation where the modulus of elasticity E_P changes to modulus $\delta_p E_P$, where δ_p is a function of the position within the primary lining body.

The term of double-layer degradation is used for such a heterogeneity where the primary lining is divided within its thickness into two layers, each one homogeneous inside. Here the coefficient of degradation δ_1 is assigned to the first layer L_1 (closer to the surrounding ground), whilst the coefficient of degradation δ_2 is assigned to the other layer L_2 (closer to the secondary lining).

The interface between ground and primary lining will be called the external interface denoted R_1; the interface between the first and the second layer of degradation will be referred to as the internal interface denoted R_2. The interface between the primary and secondary lining will be called the external interface R_3.

We consider the primary lining to be an elastic body before and after degradation. The same applies to the secondary lining. The ground is elastic-plastic material.

The primary lining thickness remains unaffected by the degradation. Also Poisson's ratio of the primary lining and its unit weight γ_P are not changed due to degradation.

Poslední výpočet z posloupnosti výpočtů stanovující vnitřní síly a deformace soustavy „hora – **nedegradované** primární ostění – sekundární ostění“, označíme jako výpočet V–1. Platnost principu akce a reakce v něm zaručuje, že kontinuum, ležící na jedné straně rozhraní R_m, $m = 1, 2, 3$, působí na toto rozhraní zatížením, které je stejné velikosti, ale opačného znaménka jako zatížení od kontinua, ležícího na opačné straně rozhraní. Vyjádříme to výrokem, že *zatížení rozhraní je v rovnovážném stavu*.

Teoretický rozbor statických následků degradace (viz 3/2019) se skládá ze dvou částí. Prvá část, která pracuje s výsledky výpočtu V–1 (tedy výsledky pořízenými pro nedegradované primární ostění), dvojím způsobem narušuje pravidla mechaniky kontinua:

- Zohledňuje jenom část objemové tíhy primárního ostění o velikosti $\delta_i \gamma_P$, $i = 1, 2$.
- Na rozhraních R_m porušuje princip akce a reakce. To znamená, že dvě zatížení rozhraní, popsaná v předchozím odstavci, jsou nejenom opačného znaménka, ale i různé velikosti. Řekneme, že *zatížení rozhraní je v nerovnovážném stavu*. Tato nerovnováha je zdrojem degradačních zatížení, na rozhraních R_m působících.

Degradační zatížení a chybějící část objemové tíhy primárního ostění o velikosti $(1 - \delta_i)\, \gamma_P$ necháme působit na soustavu „hornina – **degradované** primární ostění – sekundární ostění“ ve výpočtu, který označíme jako výpočet V. Ten je druhou částí teoretického rozboru degradace. Jeho výsledky, spolu s výsledky prvé části, umožňují nalezení konečného řešení úlohy o statických následcích degradace. Konečné řešení uvádí rozhraní R_m do rovnovážného stavu.

VÝCHOZÍ VZTAHY PŘED DEGRADACÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ

- Všechna rozhraní R_m, $m = 1, 2, 3$, jsou v rovnovážném stavu. Přitom platí:

Vnější rozhraní R_1

Na vnější rozhraní R_1 působí ze strany horniny zatížení, vyjádřené vektorovou funkcí

$$\boldsymbol{q}_H(A) = q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A), \tag{1}$$

kde $\boldsymbol{q}_H(A)$ je vektor zatížení, skalár $q_H(A)$ udává intenzitu zatížení a jednotkový vektor $\boldsymbol{v}_H(A)$ směr, ve kterém zatížení působí. Vektor $\boldsymbol{v}_H(A)$ je orientován do výrubu. Symbol A určuje polohu na vnějším rozhraní.

Vnitřní rozhraní R_2

Na vnitřním rozhraní R_2 působí ze strany vrstvy L_1 na vrstvu L_2 v místě B rozhraní zatížení

$$\boldsymbol{q}_1(B) = q_1(B)\, \boldsymbol{v}_1(B). \tag{2}$$

Ze strany vrstvy L_2 pak nutně musí na vrstvu L_1 působit zatížení

$$-\boldsymbol{q}_1(B) = q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)]. \tag{3}$$

Vektor $\boldsymbol{q}_1(B)/-\boldsymbol{q}_1(B)$ je vektorem zatížení, $q_1(B)$ je jeho intenzita. Jednotkový vektor $\boldsymbol{v}_1(B)/-\boldsymbol{v}_1(B)$ stanoví směr působení vektoru zatížení, kterým vrstva L_1/L_2 působí na vrstvu L_2/L_1. Je orientován do výrubu/do hory.

Vnější rozhraní R_3

Na vnějším rozhraní R_3 působí na primární ostění ze strany sekundárního ostění zatížení, které je v bodě C rozhraní

We will denote the last of the series of calculations determining the internal forces and deformations of the “surrounding ground – **non-degraded** primary lining – secondary lining” system as calculation V–1. The action-reaction principle in the system guarantees that the continuum lying on one side of each interface R_m, $m = 1, 2, 3$ acts on the interface by a loading of the indentical intensity, but with the opposite sign to the load from the continuum lying on the opposite side of the interface. We will express it by a statement that *the load acting on the interface is in the state of equilibrium*.

Theoretical analysis of structural consequences of degradation (see 3/2019) consists of two parts. The first part, which operates with the results of calculation V–1 (i.e. with results provided for non-degraded primary lining), breaks the rules of the mechanics of continuum in two ways:

- It takes only a part of the unit weight of the primary lining equal to $\delta_i \gamma_P$, $i = 1, 2$, into consideration.
- It breaks the action-reaction principle on the R_m interfaces. It means that the two loads acting on the interface,which are described in the column above, differ not only in the signs, but also in the intensities. We will say that *the load acting on the interface is in the state of disequilibrium.* This disequilibrium is a source of degradation loads acting on the R_m interfaces.

We will put the degradation load and the missing part of the unit weight of the primary lining with the intensity of $(1 - \delta_i)\, \gamma_P$ on the “surrounding ground – **degraded** primary lining – secondary lining”, in the calculation denoted as calculation V. This calculation is the second part of the theoretical analysis of degradation. Its results, together with the results of the first part, allow for finding the final solution to the problem regarding structural consequences of degradation. The final solution brings the R_m interfaces into the state of equilibrium.

STARTING RELATIONSHIPS BEFORE DEGRADATION OF PRIMARY LINING

- All interfaces R_m, $m = 1, 2, 3$ are in the state of equilibrium, where it applies the following:

External interface R_1

The external interface R_1 is exposed to the load from the surrounding ground side, expressed by vector function

$$\boldsymbol{q}_H(A) = q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A), \tag{1}$$

where $\boldsymbol{q}_H(A)$ is the load vector, the scalar $q_H(A)$ gives the loading intensity and the unit vector $\boldsymbol{v}_H(A)$ gives the direction of the acting load. Vector $\boldsymbol{v}_H(A)$ is oriented toward the excavation. Symbol A determines the position on the external interface.

Internal interface R_2

On the internal interface R_2, at point B of this interface, the following load acts on the L_2 layer from the side of the L_1 layer:

$$\boldsymbol{q}_1(B) = q_1(B)\, \boldsymbol{v}_1(B). \tag{2}$$

Then the following load must necessarily act on the L_1 layer from the side of the L_2 layer:

$$-\boldsymbol{q}_1(B) = q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)]. \tag{3}$$

Vector $\boldsymbol{q}_1(B)/-\boldsymbol{q}_1(B)$ is the load vector, $q_1(B)$ means its intensity. Unit vector $\boldsymbol{v}_1(B)/-\boldsymbol{v}_1(B)$ gives the direction of vector of the load by which the L_1/L_2 layer acts on the L_2/L_1 layer. It is oriented toward the excavation/the surrounding ground.

External interface R_3

On the external interface R_3, at point C of this interface, the following load acts on the primary lining from the side of the secondary lining:

$$\boldsymbol{q}_S(C) = q_S(C)\,\boldsymbol{v}_S(C). \quad (4)$$

V rovnosti (4) je $\boldsymbol{q}_S(C)$ vektor zatížení, skalár $q_S(C)$ udává intenzitu zatížení a jednotkový vektor $\boldsymbol{v}_S(C)$ směr, ve kterém zatížení působí. Vektor $\boldsymbol{v}_S(C)$ je orientován do hory.

Účinky zatížení

Zatížení $\boldsymbol{q}_H(A)$, $\boldsymbol{q}_S(C)$ a objemová tíha primárního ostění γ_P vyvolávají v nedegradovaném primárním ostění napjatost, kterou ve vrstvě L_1 popíšeme tenzorovým polem $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ a ve vrstvě L_2 tenzorovým polem $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$.

VZTAHY PŘI DEGRADACI PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ: OBECNÝ PŘÍPAD DVOUVRSTEVNATÉ DEGRADACE

• Koeficient degradace vrstvy L_1/L_2 je δ_1/δ_2. Platí $\delta_1 < \delta_2$, neboli: degradace vrstvy přiléhající k hoře je pokročilejší, než degradace vrstvy přilehlé k sekundárnímu ostění.

• **Prvá složka degradace**

•• Nejprve oddělíme podél vnějších rozhraní R_1, R_3 primární ostění od horniny a sekundárního ostění. Aby to ani primární ostění ani hora/sekundární ostění po statické stránce nezaznamenaly, musíme podél R_1 a R_3 působit na primární ostění zatížením $\boldsymbol{q}_H(A)$ a $\boldsymbol{q}_S(C)$ a na horu/sekundární ostění zatížením $-\boldsymbol{q}_H(A)/-\boldsymbol{q}_S(C)$.

Dále oddělíme podél rozhraní R_2 vrstvu L_1 od vrstvy L_2. Aby se po statické stránce nic nezměnilo, necháme podél R_2 působit na vrstvu L_1 zatížení $-\boldsymbol{q}_1(B)$ a na vrstvu L_2 zatížení $\boldsymbol{q}_1(B)$.

Nyní z vrstev L_1, L_2 sejmeme veškerá zatížení. To znamená, že z L_1 sejmeme zatížení $\boldsymbol{q}_H(A)$, $-\boldsymbol{q}_1(B)$ a zatížení objemovou tíhou (položíme $\gamma_P = 0$). Z L_2 sejmeme zatížení $\boldsymbol{q}_1(B)$, $\boldsymbol{q}_S(C)$ a zatížení objemovou tíhou.

Vrstvy se odpruží a změní tvar, takže je nebude možno navrátit zpět do výrubu. Provedeme degradaci vrstev tím, že modul pružnosti, před degradací pro celé primární ostění jednotný, o velikosti E_P, nahradíme ve vrstvě L_1 modulem $\delta_1 E_P$ a ve vrstvě L_2 modulem $\delta_2 E_P$.

Chceme-li nyní navrátit vrstvy na své místo ve výrubu, musíme jim vrátit onu deformaci, kterou měly před odpružením.

Toho dosáhneme (proč viz 3/2019), když:

Na L_1 necháme působit objemovou tíhu o velikosti $\delta_1 \gamma_P$ a podél R_1/R_2 zatížení $\delta_1 \boldsymbol{q}_H(A)/\delta_1 [-\boldsymbol{q}_1(B)]$.

Na L_2 necháme působit objemovou tíhu o velikosti $\delta_2 \gamma_P$ a podél R_2/R_3 zatížení $\delta_2 \boldsymbol{q}_1(B)/\delta_2 \boldsymbol{q}_S(C)$.

Tato zatížení vyvolají:

$$\text{ve vrstvě } L_1 \text{ napjatost} \quad \delta_1 (\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}, \quad (5)$$

$$\text{ve vrstvě } L_2 \text{ napjatost} \quad \delta_2 (\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}. \quad (6)$$

•• Zatížení $\delta_1 \boldsymbol{q}_H(A)$, $\delta_1 [-\boldsymbol{q}_1(B)]$, $\delta_2 \boldsymbol{q}_1(B)$, $\delta_2 \boldsymbol{q}_S(C)$ a zatížení objemovou tíhou $\delta_1 \gamma_P$ ve vrstvě L_1 a $\delta_2 \gamma_P$ ve vrstvě L_2 vyvolávají v degradovaném primárním ostění deformace, shodné s deformacemi nedegradovaného primárního ostění podle výpočtu V–1 (proč viz 3/2019). *Proto se prvá složka degradace nepodílí na tvorbě nových deformací, ke kterým v důsledku degradace primárního ostění dochází. Protože deformace primárního ostění jsou zdrojem zatížení sekundárního ostění, nemůže prvá složka degradace změnit to zatížení sekundárního ostění, které na něj působilo před degradací.*

$$\boldsymbol{q}_S(C) = q_S(C)\,\boldsymbol{v}_S(C). \quad (4)$$

In equation (4), $\boldsymbol{q}_S(C)$ is the load vector, the $q_S(C)$ scalar gives the loading intensity and the unit vector $\boldsymbol{v}_S(C)$ gives the direction of the acting load. Vector $\boldsymbol{v}_S(C)$ is oriented toward the surrounding ground.

Load effects

The loads $\boldsymbol{q}_H(A)$, $\boldsymbol{q}_S(C)$ and the unit weight of the primary lining γ_P induce the stress state in a non-degraded primary lining which will be described by means of a tensor field $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ for the L_1 layer and tensor field $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ for the L_2 layer.

RELATIONSHIPS FOR DEGRADATION OF PRIMARY LINING: GENERAL CASE OF DOUBLE-LAYER DEGRADATION

• The coefficient of degradation of the L_1/L_2 layer is δ_1/δ_2. The valid relation is $\delta_1 < \delta_2$ which is expressing that the degradation of the layer adjacent to the surrounding ground is more advanced than the degradation of the layer adjacent to the secondary lining.

• **The first component of degradation**

•• First we will separate the primary lining from the surrounding ground and the secondary lining along the R_1, R_3 external interfaces. So that neither the primary lining nor the surrounding ground/the secondary lining are affected in terms of statics, we have to act on the primary lining by loads $\boldsymbol{q}_H(A)$ and $\boldsymbol{q}_S(C)$ and on the surrounding ground/the secondary lining by loads $-\boldsymbol{q}_H(A)/-\boldsymbol{q}_S(C)$.

Further we will separate the L_1 layer from the L_2 layer along the R_2 interface. So that nothing is changed in terms of statics, we will act with load $-\boldsymbol{q}_1(B)$ on the L_1 layer and with load $\boldsymbol{q}_1(B)$ on the L_2 layer.

Now we will remove all loads from the L_1 and L_2 layers. It means that we will remove loads $\boldsymbol{q}_H(A)$ and $-\boldsymbol{q}_1(B)$ and the load resulting from the unit weight (putting $\gamma_P = 0$) from the L_1 layer. Also we will remove loads $\boldsymbol{q}_1(B)$ and $\boldsymbol{q}_S(C)$ and the load resulting from unit weight from the L_2 layer.

The layers will spring off and will change the shape. For that reason, it will be impossible to return them back to the excavation. We will carry out degradation of the layers by replacing the modulus of elasticity, before the degradation of the uniform value E_P for the whole primary lining, by modulus $\delta_1 E_P$ for the L_1 layer and modulus $\delta_2 E_P$ for the L_2 layer.

If we want to return the layers to their positions in the excavation, we have to return them the deformation shown before the springing off.

We will achieve it (for the reason see 3/2019) when:

We will load the L_1 layer with the unit weight with the value of $\delta_1 \gamma_P$ and will act with loading $\delta_1 \boldsymbol{q}_H(A)/\delta_1 [-\boldsymbol{q}_1(B)]$ along the R_1/R_2.

We will load the L_2 layer with the unit weight with the value of $\delta_2 \gamma_P$ and will act with loading $\delta_2 \boldsymbol{q}_1(B)/\delta_2 \boldsymbol{q}_S(C)$ along the R_2/R_3.

These loads will induce:

$$\text{Stress state in the } L_1 \text{ layer} \quad \delta_1 (\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}, \quad (5)$$

$$\text{Stress state in the } L_2 \text{ layer} \quad \delta_2 (\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}. \quad (6)$$

•• The loads $\delta_1 \boldsymbol{q}_H(A)$, $\delta_1 [-\boldsymbol{q}_1(B)]$, $\delta_2 \boldsymbol{q}_1(B)$, $\delta_2 \boldsymbol{q}_S(C)$ and the loads resulting from the unit weight $\delta_1 \gamma_P$ in the L_1 layer and $\delta_2 \gamma_P$ in the L_2 layer induce deformations in the degraded primary lining, identical with the deformations of the non-degraded primary lining according to the calculation V–1 (for the reason see 3/2019). *For that reason the first component of degradation does not contribute to the development of new deformations caused by degradation of the primary lining. As the deformations of primary lining are the source of loads acting on the secondary lining, the first component of degradation cannot change the load which was acting on the secondary lining before degradation.*

• **Druhá složka degradace**

Poté, co navrátíme degradované vrstvy se zatížením, které návrat umožňuje, na svá místa, shledáváme, že na rozhraních R_m, $m=1,2,3$, působí degradační zatížení a vrstvám L_k, $k=1,2$ se nedostává úplné objemové tíhy γ_P.

•• Degradační zatížení jsou následující:

Na rozhraní R_1 $\quad (1-\delta_1)\,\boldsymbol{q}_H(A)=(1-\delta_1)\,q_H(A)\,\boldsymbol{v}_H(A).$ (7)

Na rozhraní R_2
$$(1-\delta_2)\,q_1(B)\,[+\boldsymbol{v}_1(B)]+ +(1-\delta_1)\,q_1(B)\,[-\boldsymbol{v}_1(B)]= =(\delta_1-\delta_2)\,q_1(B)\,[+\boldsymbol{v}_1(B)]= =(\delta_2-\delta_1)\,q_1(B)\,[-\boldsymbol{v}_1(B)]. \quad (8)$$

V rovnosti (8) upřednostníme směr $[-\boldsymbol{v}_1(B)]$ před směrem $[+\boldsymbol{v}_1(B)]$, protože pro tento směr je koeficient nerovnováhy $(\delta_2-\delta_1)>0$, což může mít význam při praktickém výpočtu.

Na rozhraní R_3 $\quad (1-\delta_2)\,\boldsymbol{q}_S(C)=(1-\delta_2)\,q_S(C)\,\boldsymbol{v}_S(C).$ (9)

•• Vrstvám se nedostává objemové tíhy o velikosti:

Ve vrstvě L_1 $\quad (1-\delta_1)\,\gamma_P.$ (10)

Ve vrstvě L_2 $\quad (1-\delta_2)\,\gamma_P.$ (11)

• **Vnitřní síly a deformace primárního a sekundárního ostění od degradace primárního ostění**

Degradační zatížení (7)–(9) i deficitní objemovou tíhu primárního ostění podle (10), (11) necháme působit na soustavu „hora – **degradované** primární ostění – sekundární ostění“ ve výpočtu V, který je možno provést dvojím způsobem:

•• Soustavu „hornina s napjatostí získanou ve výpočtu V–1 – **napjatosti prosté** degradované primární ostění (tj. primární ostění s modulem pružnosti $\delta_1 E_P$ ve vrstvě L_1 a $\delta_2 E_P$ ve vrstvě L_2) – sekundární ostění s napjatostí po výpočtu V–1“ zatížíme degradačními zatíženími (7)–(9) a deficitní objemovou tíhou primáru. Necháme proběhnout výpočet V.

V primárním ostění výpočet V poskytne pole napětí od druhé složky degradace, s označením $(\sigma_{ij}^{L_1})_V$ pro vrstvu L_1 a $(\sigma_{ij}^{L_2})_V$ pro vrstvu L_2.

Výsledná pole napětí degradovaného primárního ostění budou součtem polí od prvé a druhé složky degradace.

Tedy:

$\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}+(\sigma_{ij}^{L_1})_V$ ve vrstvě L_1, (12)

$\delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}+(\sigma_{ij}^{L_2})_V$ ve vrstvě L_2. (13)

Jsou to pole **po degradaci**.

Deformace primárního ostění, stanovené výpočtem V, jsou deformacemi **od degradace**.

Napětí/deformace sekundárního ostění, stanovené výpočtem V, jsou napětími/deformacemi **po degradaci /od degradace**.

•• Soustavu „hornina s napjatostí získanou po výpočtu V–1 – degradované primární ostění (tedy primární ostění s modulem pružnosti $\delta_1 E_P$ ve vrstvě L_1 a $\delta_2 E_P$ ve vrstvě L_2) **s napjatostí od prvé složky degradace**, která je $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ v L_1 a $\delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ v L_2 – sekundární ostění s napjatostí po výpočtu V–1“ zatížíme degradačními zatíženími a chybějící objemovou tíhou primáru, tedy zatíženími od druhé složky degradace. Necháme proběhnout výpočet V.

• **The second component of degradation**

After returning the degraded layers exposed to loading allowing for the return to their positions, we find that degradation loads act on the R_m, $m=1,2,3$ interfaces and the L_k, $k=1,2$ layers lack full unit weight γ_P.

•• The degradation loads are as follows:

On the R_1 interface $\quad (1-\delta_1)\,\boldsymbol{q}_H(A)=(1-\delta_1)\,q_H(A)\,\boldsymbol{v}_H(A).$ (7)

On the R_2 interface
$$(1-\delta_2)\,q_1(B)\,[+\boldsymbol{v}_1(B)]+ +(1-\delta_1)\,q_1(B)\,[-\boldsymbol{v}_1(B)]= =(\delta_1-\delta_2)\,q_1(B)\,[+\boldsymbol{v}_1(B)]= =(\delta_2-\delta_1)\,q_1(B)\,[-\boldsymbol{v}_1(B)]. \quad (8)$$

In equation (8), we will prefer the direction $[-\boldsymbol{v}_1(B)]$ to the direction $[+\boldsymbol{v}_1(B)]$ because the coefficient of disequilibrium for this direction is $(\delta_2-\delta_1)>0$, which can be important in a practical calculation.

On the R_3 interface $\quad (1-\delta_2)\,\boldsymbol{q}_S(C)=(1-\delta_2)\,q_S(C)\,\boldsymbol{v}_S(C).$ (9)

•• The layers lack unit weight with the following values:

In the L_1 layer $\quad (1-\delta_1)\,\gamma_P.$ (10)

In the L_2 layer $\quad (1-\delta_2)\,\gamma_P.$ (11)

• **Internal forces and deformations of primary and secondary lining due to degradation of the primary lining**

In the calculation V, we will load the “surrounding ground – **degraded** primary lining – secondary lining” system with the degradation loads (7)–(9) and the deficient unit weight of the primary lining according to (10) and (11); it is possible to perform this calculation in two ways:

•• We will load the “ground with stress obtained in calculation V–1 – **stress free** degraded primary lining (i.e. primary lining with the moduli of elasticity $\delta_1 E_P$ in the L_1 layer and $\delta_2 E_P$ in the L_2 layer) – secondary lining with the stress after the V–1 calculation” system with the degradation loads (7)–(9) and the deficient unit weight of the primary lining. We will run the calculation V.

In the primary lining, the calculation V will provide the field of stress induced by the second component of degradation, denoted as $(\sigma_{ij}^{L_1})_V$ for the L_1 layer and $(\sigma_{ij}^{L_2})_V$ for the L_2 layer.

The resulting fields of stress of the degraded primary lining will be a sum of the fields generated by the first and the second component of degradation, i.e.:

$\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}+(\sigma_{ij}^{L_1})_V$ in the L_1 layer, (12)

$\delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}+(\sigma_{ij}^{L_2})_V$ in the L_2 layer. (13)

Those are the fields **after degradation**.

Deformations of the primary lining determined by the calculation V are deformations **caused by degradation**.

Stresses/deformations of the secondary lining determined by the calculation V are stresses/deformations **after degradation /caused by degradation**.

•• We will load the “ground with stress obtained after the calculation V–1 – degraded primary lining (i.e. primary lining with the moduli of elasticity $\delta_1 E_P$ in L_1 layer and $\delta_2 E_P$ in L_2 layer) with the stress **induced by the first component of degradation,** which is equal to $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ in L_1 and $\delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ in L_2 – secondary lining with the stress determined after the calculation V–1” system with the degradation loads and the missing unit weight of the primary lining, i.e. with the loads induced by the second component of degradation. We will run the calculation V.

The fields of stresses in the primary lining determined by the calculation V will be the final fields of stresses **after degradation**,

Výpočtem V stanovená pole napětí degradovaného primárního ostění budou konečnými poli napětí **po degradaci**, tedy poli, pro která platí vztahy (12), (13).

Deformace primárního ostění, stanovené výpočtem V, jsou deformacemi **od degradace**.

Napětí/deformace sekundárního ostění, stanovené výpočtem V, jsou napětími/deformacemi **po degradaci /od degradace**.

VZTAHY PŘI DEGRADACI PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ: ZÁKLADNÍ PŘÍPAD DVOUVRSTEVNATÉ DEGRADACE

Je to ten případ, při kterém je degradací napadena jenom vrstva L_1, zatímco vrstva L_2 je degradace prostá. Jinak řečeno, jedná se o postupnou degradaci primárního ostění, která začíná u hory, šíří se dovnitř primárního ostění a dosáhla tloušťky vrstvy L_1. Za těchto okolnosti je $\delta_1 < 1$ a $\delta_2 = 1$. Z toho plynou následující vztahy pro degradační zatížení:

Na rozhraní R_1 $\quad (1-\delta_1)\, q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A).$ (14)

Na rozhraní R_2 $\quad (1-\delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)].$ (15)

Na rozhraní R_3 $\quad (1-\delta_2)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C) = (1-1)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C) = \boldsymbol{0}.$ (16)

To znamená, že rozhraní R_3 není zdrojem degradačních zatížení, řešení problému se zjednodušuje a odehrává se pouze ve vrstvě L_1. Blíže o tom pojednáme v kapitole „Jak postupovat při numerickém výpočtu“, odstavci „Základní případ degradace“.

VZTAHY PŘI DEGRADACI PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ: HOMOGENNÍ DEGRADACE

Vrstva L_1 je identická s vrstvou L_2 v tom smyslu, že $\delta_2 = \delta_1 = \delta$. Proto je degradační zatížení na vnitřním rozhraní R_2 nulové, jak plyne z rovnosti (8), když do ní dosadíme $\delta_2 = \delta_1$:

$$(\delta_2 - \delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)] = (\delta_1 - \delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)] = \boldsymbol{0}. \quad (17)$$

Degradační zatížení působí pouze na vnějších rozhraních R_1, R_3 a jsou:

Na rozhraní R_1 $\quad (1-\delta)\, \boldsymbol{q}_H(A) = (1-\delta)\, q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A).$ (18)

Na rozhraní R_3 $\quad (1-\delta)\, \boldsymbol{q}_S(C) = (1-\delta)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C).$ (19)

O podrobnostech pojednáme v kapitole „Jak postupovat při numerickém výpočtu“, odstavci „Homogenní degradace“.

JAK POSTUPOVAT PŘI NUMERICKÉM VÝPOČTU

V tunelářské statice jsou známy pojmy „vydechnutí horniny“ a „koeficient vydechnutí“ a je známo, jaký mají význam. Pojmy „vydechnutí“ a „koeficient vydechnutí“ použijeme se stejným významem i v této kapitole. Ve výpočtu V bude vydechovat redukovaná napjatost výpočtu V–1.

Před započetím výpočtů je nutno síť MKP navrhnout tak, aby dělení primárního ostění na prvky umožňovalo rozdělení na vrstvy L_1, L_2.

- **Obecný případ degradace**

1. **Poslední výpočet z posloupnosti výpočtů soustavy „hora – nedegradované primární ostění – sekundární ostění“, označíme jako výpočet V–1.**
   Modul pružnosti primárního ostění je E_P, jeho objemová tíha γ_P.

i.e. the fields for which the relationships (12) and (13) are valid.

The deformations of the primary lining determined by the calculation V are deformations **caused by degradation.**

The stresses / deformations of the secondary lining determined by the calculation V are stresses/deformations **after degradation / caused by degradation**.

RELATIONSHIPS FOR DEGRADATION OF PRIMARY LINING: BASIC CASE OF DOUBLE-LAYER DEGRADATION

The case is concerned where only the L_1 layer is disturbed by degradation, whilst the L_2 layer is free of degradation. In other words, it is the case of gradual degradation of the primary lining starting at the surrounding ground and spreading inwards the primary lining, reaching the thickness of the L_1 layer. Under those conditions, $\delta_1 < 1$ and $\delta_2 = 1$. The following relationships result from it for degradation loads:

On the R_1 interface $\quad (1-\delta_1)\, q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A).$ (14)

On the R_2 interface $\quad (1-\delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)].$ (15)

On the R_3 interface $\quad (1-\delta_2)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C) = (1-1)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C) = \boldsymbol{0}.$ (16)

It means that the R_3 interface is not a source of degradation loads, the solution to the problem is simplified and takes place only in the L_1 layer. We will discuss it closer in chapter “How to proceed in numerical calculation”, in the section “Basic case of degradation”.

RELATIONSHIPS FOR DEGRADATION OF PRIMARY LINING: HOMOGENEOUS DEGRADATION

The L_1 layer is identical with the L_2 layer in the meaning that $\delta_2 = \delta_1 = \delta$. For that reason the degradation load on the internal interface R_2 is equal to zero, as follows from equation (8), when we insert $\delta_2 = \delta_1$:

$$(\delta_2 - \delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)] = (\delta_1 - \delta_1)\, q_1(B)\, [-\boldsymbol{v}_1(B)] = \boldsymbol{0}. \quad (17)$$

Degradation loads act only on the external interfaces R_1 and R_3 and are equal to:

On the R_1 interface $\quad (1-\delta)\, \boldsymbol{q}_H(A) = (1-\delta)\, q_H(A)\, \boldsymbol{v}_H(A).$ (18)

On the R_3 interface $\quad (1-\delta)\, \boldsymbol{q}_S(C) = (1-\delta)\, q_S(C)\, \boldsymbol{v}_S(C).$ (19)

We will discuss the details in chapter “How to proceed in numerical calculation”, in the section “Homogeneous degradation”.

HOW TO PROCEED IN NUMERICAL CALCULATION

The terms “stress relaxation” due to excavation and “relaxation coefficient” are known in tunnel engineering statics and their meanings are also known. The terms “stress relaxation” and “relaxation coefficient” will be used with the same meanings also in this chapter. The reduced stress determined by calculation V–1 will be relaxed in the calculation V.

Before starting the calculation it is necessary to design such the FEM network where the division of the primary lining into elements also allows subdivision into L_1 and L_2 layers.

- **General case of degradation**

1. **We will denote the last calculation from the sequence of calculations for the “surrounding ground – non-degraded primary lining – secondary lining” system as calculation V–1.**
   Modulus of elasticity of the primary lining is E_P, its unit weight is γ_P. Let the stress tensor of primary lining after calculation V–1 be $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ in the L_1 layer and $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ in the L_2 layer. The normal forces, moments and shear forces in the

Tenzor napětí primárního ostění po výpočtu V–1 budiž $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ ve vrstvě L_1 a $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ ve vrstvě L_2. Normálové síly, momenty a posouvající síly primárního ostění stanovené výpočtem V–1 a vztažené k jeho jednotlivým vrstvám označíme jako $N_{V-1}^{L_1}$, $M_{V-1}^{L_1}$, $T_{V-1}^{L_1}$ pro vrstvu L_1 a $N_{V-1}^{L_2}$, $M_{V-1}^{L_2}$, $T_{V-1}^{L_2}$ pro vrstvu L_2.

2. **Připravíme výpočet V.**
Napětí v hornině/sekundárním ostění převezmeme z výpočtu V–1. Napětí v primárním ostění položíme rovno nule. Vrstvě L_1/L_2 přiřadíme modul pružnosti $\delta_1 E_P / \delta_2 E_P$. Vrstvě L_1/L_2 přiřadíme objemovou tíhu o velikosti $(1-\delta_1)\,\gamma_P / (1-\delta_2)\,\gamma_P$.

3.1 **Výpočet V za předpokladu, že do prvků primárního ostění je možno načíst násobek tenzorů $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$.**
Do vrstvy L_1/L_2 načteme napětí $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1} / \delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$. Horninu necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$. Vrstvu L_2 necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(\delta_2-\delta_1)$. Sekundární ostění necháme vydechnout do vrstvy L_2 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_2)$.
Necháme proběhnout výpočet V.

3.2 **Výpočet V za předpokladu, že do prvků primárního ostění není možno načíst násobek tenzorů $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$.**
Napětí ve vrstvách L_1, L_2 zůstane vynulováno. Horninu necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$. Vrstvu L_2 necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(\delta_2-\delta_1)$. Sekundární ostění necháme vydechnout do vrstvy L_2 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_2)$.
Necháme proběhnout výpočet V.

4.1 **Po výpočtu V za předpokladu, že do prvků primárního ostění je možno načíst násobek tenzorů $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$.**
Na vrstvy L_1, L_2 nahlížíme jako na samostatné nosné celky. Vypočteme jejich vnitřní síly. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace vrstvy L_1/L_2 jsou deformacemi **od degradace**.
Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

4.2 **Po výpočtu V za předpokladu, že do prvků primárního ostění není možno načíst násobek tenzorů $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$.**
Integrací přes napětí v jednotlivých vrstvách L_1, L_2 získáme vnitřní síly **od druhé složky degradace:** $N_V^{L_1}$, $M_V^{L_1}$, $T_V^{L_1}$, pro vrstvu L_1 a $N_V^{L_2}$, $M_V^{L_2}$, $T_V^{L_2}$ pro vrstvu L_2. Vnitřní síly **po degradaci** budou $\delta_1 N_{V-1}^{L_1} + N_V^{L_1}$, $\delta_1 M_{V-1}^{L_1} + M_V^{L_1}$, $\delta_1 T_{V-1}^{L_1} + T_V^{L_1}$ ve vrstvě L_1 a $\delta_2 N_{V-1}^{L_2} + N_V^{L_2}$, $\delta_2 M_{V-1}^{L_2} + M_V^{L_2}$, $\delta_2 T_{V-1}^{L_2} + T_V^{L_2}$ ve vrstvě L_2.
Deformace vrstvy L_1/L_2 jsou deformacemi **od degradace**.
Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

- **Základní případ degradace**

1. **Poslední výpočet z posloupnosti výpočtů soustavy „hora – nedegradované primární ostění – sekundární ostění“, označíme jako výpočet V–1.**
Modul pružnosti primárního ostění je E_P, jeho objemová tíha je γ_P. Tenzor napětí primárního ostění po výpočtu V–1 ve vrstvě L_1 budiž $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$. Normálové síly, momenty a posouvající síly ve vrstvě L_1 jsou $N_{V-1}^{L_1}$, $M_{V-1}^{L_1}$, $T_{V-1}^{L_1}$.

primary lining determined by calculation V–1 and related to the particular primary lining layers will be denoted as $N_{V-1}^{L_1}$, $M_{V-1}^{L_1}$, $T_{V-1}^{L_1}$ for the L_1 layer and $N_{V-1}^{L_2}$, $M_{V-1}^{L_2}$, $T_{V-1}^{L_2}$ for the L_2 layer.

2. **We will prepare the calculation V.**
We will take the stress in the ground / in the secondary lining over from the calculation V–1. The stress in the primary lining will be put equal to zero. We will assign modulus of elasticity $\delta_1 E_P / \delta_2 E_P$ to the L_1/L_2 layer. We will assign unit weight with the value of $(1-\delta_1)\,\gamma_P / (1-\delta_2)\,\gamma_P$ to the L_1/L_2 layer.

3.1 **Calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensors $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ into the primary lining elements.**
We will insert the stress $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1} / \delta_2(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ into the L_1/L_2 layer. We will let the ground stress relax (relieve) into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$. We will let the L_2 layer stress relax into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(\delta_2-\delta_1)$. We will let the secondary lining stress relax into the L_2 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_2)$.
We will run the calculation V.

3.2 **Calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensors $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ into the primary lining elements.**
The stress in the L_1, L_2 layers will remain equal to zero. We will let the ground stress relax (relieve) into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$. We will let the L_2 layer stress relax into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(\delta_2-\delta_1)$. We will let the secondary lining stress relax into the L_2 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_2)$.
We will run the calculation V.

4.1 **After the calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensors $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ into the primary lining elements.**
We think of the L_1, L_2 layers to be independent load-bearing units. We will determine their internal forces. They are forces **after degradation**.
The deformations of the L_1/L_2 layer are deformations **caused by degradation**.
We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.
The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

4.2 **After the calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensors $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$, $(\sigma_{ij}^{L_2})_{V-1}$ into the primary lining elements.**
By integration over stress in the particular layers L_1, L_2, we will obtain internal forces **induced by the second component of degradation:** $N_V^{L_1}$, $M_V^{L_1}$, $T_V^{L_1}$ for the L_1 layer and $N_V^{L_2}$, $M_V^{L_2}$, $T_V^{L_2}$ for the L_2 layer. The internal forces **after degradation** will be $\delta_1 N_{V-1}^{L_1} + N_V^{L_1}$, $\delta_1 M_{V-1}^{L_1} + M_V^{L_1}$, $\delta_1 T_{V-1}^{L_1} + T_V^{L_1}$ in the L_1 layer and $\delta_2 N_{V-1}^{L_2} + N_V^{L_2}$, $\delta_2 M_{V-1}^{L_2} + M_V^{L_2}$, $\delta_2 T_{V-1}^{L_2} + T_V^{L_2}$ in the L_2 layer.
The deformations of the L_1/L_2 layer are deformations **caused by degradation**.
We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.
The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

- **Basic case of degradation**

1. **We will denote the last calculation from the sequence of calculations for the “surrounding ground – non-degraded primary lining – secondary lining” system as calculation V–1.**
Modulus of elasticity of the primary lining is E_P, its unit weight is γ_P. Let the stress tensor of primary lining after calculation V–1 be $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ in the L_1 layer. The normal forces, moments and shear forces in the L_1 layer are $N_{V-1}^{L_1}$, $M_{V-1}^{L_1}$, $T_{V-1}^{L_1}$.

2. Připravíme výpočet V.

Napětí v hornině, sekundárním ostění a vrstvě L_2 převezmeme z výpočtu V–1. Napětí ve vrstvě L_1 položíme rovno nule. Vrstvě L_1 přiřadíme modul pružnosti $\delta_1 E_P$, její objemová tíha bude $(1-\delta_1)\,\gamma_P$.

3.1 Výpočet V za předpokladu, že do vrstvy L_1 je možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$.

Do vrstvy L_1 načteme napětí $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$. Horninu necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$. Vrstvu L_2 necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$.

Necháme proběhnout výpočet V.

3.2 Výpočet V za předpokladu, že do vrstvy L_1 není možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$.

Napětí ve vrstvě L_1 zůstane vynulováno. Horninu necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$. Vrstvu L_2 necháme vydechnout do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $(1-\delta_1)$.

Necháme proběhnout výpočet V.

4.1 Po výpočtu V za předpokladu, že do vrstvy L_1 je možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$.

Na vrstvy L_1, L_2 nahlížíme jako na samostatné nosné celky. Vypočteme jejich vnitřní síly. Jsou to síly **po degradaci**.

Deformace vrstvy L_1/L_2 jsou deformacemi **od degradace**.

Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.

Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

4.2 Po výpočtu V za předpokladu, že do vrstvy L_1 není možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$.

Na vrstvy L_1, L_2 nahlížíme jako na samostatné nosné celky.

Integrací přes napětí ve vrstvě L_1 získáme vnitřní síly $N_V^{L_1}$, $M_V^{L_1}$, $T_V^{L_1}$ **od druhé složky degradace**. Vnitřní síly **po degradaci** budou $\delta_1 N_{V-1}^{L_1}+N_V^{L_1}$, $\delta_1 M_{V-1}^{L_1}+M_V^{L_1}$, $\delta_1 T_{V-1}^{L_1}+T_V^{L_1}$.

Deformace vrstvy L_1 jsou deformacemi **od degradace**.

Integrací přes napětí ve vrstvě L_2 získáme vnitřní síly $N_V^{L_2}$, $M_V^{L_2}$, $T_V^{L_2}$. Jsou to vnitřní síly **po degradaci.**

Deformace vrstvy L_2 jsou deformacemi **od degradace**.

Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.

Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

- **Homogenní degradace**

1. Poslední výpočet z posloupnosti výpočtů soustavy „hora – nedegradované primární ostění – sekundární ostění“, označíme jako výpočet V–1.

Modul pružnosti primárního ostění je E_P, jeho objemová tíha je γ_P. Tenzor napětí primárního ostění po výpočtu V–1 budiž $(\sigma_{ij})_{V-1}$. Normálové síly, momenty a posouvající síly primárního ostění stanovené výpočtem V–1 označíme jako N_{V-1}, M_{V-1}, T_{V-1}.

2. Připravíme výpočet V.

Napětí v hornině/sekundárním ostění převezmeme z výpočtu V–1. Napětí v primárním ostění položíme rovno nule. Primárnímu ostění přiřadíme modul pružnosti δE_P, jeho objemová tíha bude $(1-\delta)\,\gamma_P$.

2. We will prepare calculation V.

We will take the stress in the ground, in the secondary lining and in the L_2 layer over from calculation V–1. The stress in the L_1 layer will be put equal to zero. We will assign modulus of elasticity $\delta_1 E_P$ to the L_1 layer; its unit weight will be equal to $(1-\delta_1)\,\gamma_P$.

3.1 Calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ into the L_1 layer.

We will insert the stress $\delta_1(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ into the L_1 layer. We will let the ground stress relax (relieve) into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$. We will let the L_2 layer stress relax into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$.

We will run the calculation V.

3.2 Calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ into the L_1 layer.

The stress in the L_1 layer will remain equal to zero. We will let the ground stress relax (relieve) into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$. We will let the L_2 layer stress relax into the L_1 layer with the stress relaxation coefficient $(1-\delta_1)$.

We will run the calculation V.

4.1 After the calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ into the L_1 layer.

We think of the L_1, L_2 layers to be independent load-bearing units. We will determine their internal forces. They are forces **after degradation**.

The deformations of the L_1/L_2 layer are deformations **caused by degradation**.

We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.

The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

4.2 After the calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij}^{L_1})_{V-1}$ into the L_1 layer.

We think of the L_1, L_2 layers to be independent load-bearing units.

By integration over stress in the layer L_1, we will obtain internal forces $N_V^{L_1}$, $M_V^{L_1}$, $T_V^{L_1}$ **induced by the second component of degradation**. The internal forces **after degradation** will be $\delta_1 N_{V-1}^{L_1}+N_V^{L_1}$, $\delta_1 M_{V-1}^{L_1}+M_V^{L_1}$, $\delta_1 T_{V-1}^{L_1}+T_V^{L_1}$.

The deformations of the L_1 layer are deformations **caused by degradation**.

By integration over stress in the layer L_2, we will obtain internal forces $N_V^{L_2}$, $M_V^{L_2}$, $T_V^{L_2}$. They are internal forces **after degradation**.

The deformations of the L_2 layer are deformations **caused by degradation**.

We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.

The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

- **Homogeneous degradation**

1. We will denote the last calculation from the sequence of calculations for the “surrounding ground – non-degraded primary lining – secondary lining” system as calculation V–1.

Modulus of elasticity of the primary lining is E_P, its unit weight is γ_P. Let the stress tensor of primary lining after calculation V–1 be $(\sigma_{ij})_{V-1}$. The normal forces, moments and shear forces in the primary lining determined by the calculation V–1 will be denoted as N_{V-1}, M_{V-1}, T_{V-1}.

3.1 Výpočet V za předpokladu, že do primárního ostění je možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij})_{V-1}$.
Do primárního ostění načteme napětí $\delta(\sigma_{ij})_{V-1}$. Horninu necháme vydechnout do primárního ostění s koeficientem vydechnutí $(1-\delta)$. Sekundární ostění necháme vydechnout do primárního ostění s koeficientem vydechnutí $(1-\delta)$.
Necháme proběhnout výpočet V.

3.2 Výpočet V za předpokladu, že do primárního ostění není možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij})_{V-1}$.
Napětí v primárním ostění zůstane vynulováno. Horninu necháme vydechnout do primárního ostění s koeficientem vydechnutí $(1-\delta)$. Sekundární ostění necháme vydechnout do primárního ostění s koeficientem vydechnutí $(1-\delta)$.
Necháme proběhnout výpočet V.

4.1 Po výpočtu V za předpokladu, že do primárního ostění je možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij})_{V-1}$.
Vypočteme vnitřní síly primárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace primárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.
Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

4.2 Po výpočtu V za předpokladu, že do primárního ostění není možno načíst násobek tenzoru $(\sigma_{ij})_{V-1}$.
Integrací přes napětí získáme vnitřní síly primárního ostění **od druhé složky degradace** N_V, M_V, T_V. Vnitřní síly **po degradaci** budou $\delta N_{V-1}+N_V$, $\delta M_{V-1}+M_V$, $\delta_1 T_{V-1}+T_V$.
Deformace primárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.
Vypočteme vnitřní síly sekundárního ostění. Jsou to síly **po degradaci**.
Deformace sekundárního ostění jsou deformacemi **od degradace**.

VÍCEVRSTEVNATÁ DEGRADACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ

Rozšířit naše poznatky na vícevrstevnatou degradaci primárního ostění není obtížné, a to i tehdy, kdy je primární ostění již před degradací vrstevnatě heterogenní. Jak postupovat při výpočtu degradace takovéhoto primárního ostění ukážeme v této kapitole. Úlohu takto komplikujeme záměrně, abychom vytvořili zázemí pro případ, že statik bude mít dostatek experimentálních údajů i vůle, aby výpočet degradace pojal jako úlohu o degradační vlně, primárním ostěním se šířící. Řešení takové úlohy by bylo založeno na řadě po sobě jdoucích a na sebe navazujících výpočtů. Každý aktuální výpočet (výpočet V) by vycházel z předchozího, který by z hlediska aktuálního výpočtu byl v pozici výpočtu vrstevnatě heterogenního primárního ostění před jeho degradací (výpočtu V–1).

• Nechť je tedy nedegradované primární ostění tvořeno n vrstvami L_k, $k=1,2,..,n$, o modulech pružnosti E_{Pk}. Všechny vrstvy mají stejnou objemovou tíhu γ_P i stejnou Poissonovu konstantu. První vrstva sousedí s horou, poslední se sekundárním ostěním. Koeficienty degradace jsou δ_k, $\delta_k \in (0,1\rangle$.

Vrstvy jsou ohraničeny rozhraními R_m, kterých je $n+1$. Vnější rozhraní R_1 odděluje primární ostění od hory, vnější rozhraní R_{n+1}

2. We will prepare the calculation V.
We will take the stress in ground/in the secondary lining over from the calculation V–1. The stress in the primary lining will be put equal to zero. We will assign modulus of elasticity δE_P to the primary lining; its unit weight will be equal to $(1-\delta)\,\gamma_P$.

3.1 Calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij})_{V-1}$ into the primary lining.
We will insert the stress $\delta(\sigma_{ij})_{V-1}$ into the primary lining. We will let the ground stress relax (relieve) into the primary lining with the stress relaxation coefficient $(1-\delta)$. We will let the secondary lining stress relax into the primary lining with the stress relaxation coefficient $(1-\delta)$.
We will run the calculation V.

3.2 Calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij})_{V-1}$ into the primary lining.
The stress in the primary lining will remain equal to zero. We will let the ground stress relax (relieve) into the primary lining with the stress relaxation coefficient $(1-\delta)$. We will let the secondary lining stress relax into the primary lining with the stress relaxation coefficient $(1-\delta)$.
We will run the calculation V.

4.1 After the calculation V under the assumption that it is possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij})_{V-1}$ into the primary lining.
We will calculate internal forces in the primary lining. They are forces **after degradation**.
The deformations of the primary lining are deformations **caused by degradation**.
We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.
The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

4.2 After the calculation V under the assumption that it is not possible to insert a multiple of tensor $(\sigma_{ij})_{V-1}$ into the primary lining.
By integration over stress, we will obtain internal forces of primary lining **induced by the second component of degradation** N_V, M_V, T_V. The internal forces **after degradation** are $\delta N_{V-1}+N_V$, $\delta M_{V-1}+M_V$, $\delta_1 T_{V-1}+T_V$.
The deformations of the primary lining are deformations **caused by degradation**.
We will calculate internal forces in the secondary lining. They are forces **after degradation**.
The deformations of the secondary lining are deformations **caused by degradation**.

MULTILAYERED DEGRADATION OF PRIMARY LINING

To extend our knowledge to multilayered degradation of a primary lining is not difficult, even when the primary lining is layered-heterogeneous already before degradation. In this chapter, we will present how to proceed in the calculation of degradation of such the primary lining. We complicate the problem in this way intentionally to create background in case the structural engineer has enough experimental data and the will to solve the problem of degradation as a problem of a degradation wave spreading through the primary lining. The solution to such the problem would be based on a series of consecutive calculations. Each actual calculation (calculation V) would be based on the previous calculation, which would, from the aspect of the actual calculation, be in the position of the calculation of the layered heterogeneous primary lining before its degradation (calculation V–1).

• So let the non-degraded primary lining be formed by n layers L_k, $k=1,2,..,n$, with the moduli of elasticity E_{Pk}. The unit weight γ_P and Poisson's ratio are also identical for all the layers. The first layer adjoins the surrounding ground and the last layer adjoins the secondary lining. Coefficients of degradation are δ_k, $\delta_k \in (0,1\rangle$.

odděluje primární ostění od sekundárního. Ostatní rozhraní jsou vnitřní a oddělují jednotlivé vrstvy.

• Posledním z výpočtů soustavy „hornina – **nedegradované** heterogenní primární ostění – sekundární ostění“ je výpočet V–1. Tenzorové pole napětí ve vrstvě L_k je $(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1}$.

• Soustavu „hornina – **degradované** heterogenní primární ostění-sekundární ostění“ vyšetřujeme ve dvou krocích.

•• V prvém kroku se uplatňuje prvá složka degradace, která vnáší do vrstvy L_k napětí $\delta_k(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1}$, tedy napětí stanovené ve výpočtu V–1, redukované příslušným koeficientem degradace.

•• Ve druhém kroku stanovíme účinek druhé složky degradace. Provedeme to ve výpočtu V, který připravíme takto:

1. Napětí v hornině/sekundárním ostění převezmeme z výpočtu V–1. Napětí v primárním ostění položíme rovno nule.
2. Všem vrstvám L_k přiřadíme moduly $\delta_k E_{Pk}$ a redukované objemové tíhy o velikosti $(1-\delta_k)\,\gamma_P$.
3. Rozhraní R_m zatížíme degradačními zatíženími podle následujícího pravidla:
   Vnější rozhraní R_1: hornina vydechuje do vrstvy L_1 s koeficientem vydechnutí $1-\delta_1$.
   Vnější rozhraní R_{n+1}: sekundární ostění vydechuje do vrstvy L_n s koeficientem vydechnutí $1-\delta_n$.
   Vnitřní rozhraní R_m, $m=2,3,..,n$: je-li $\delta_m > \delta_{m-1}$, pak vrstva L_m vydechuje do vrstvy L_{m-1} s koeficientem vydechnutí $\delta_m - \delta_{m-1}$. Je-li $\delta_m < \delta_{m-1}$, pak vrstva L_{m-1} vydechuje do vrstvy L_m s koeficientem vydechnutí $\delta_{m-1} - \delta_m$.
4. Mohou nastat tyto zvláštní případy:

4a: Jestliže $\delta_m = \delta_{m-1}$, $m=2,3,..,n$, pak žádná z vrstev L_m, L_{m-1} nevydechuje do té druhé.

4b: Jestliže $\delta_1 = 1/\delta_n = 1$, pak hora/sekundární ostění nevydechuje.

4c: Jestliže $\delta_m > \delta_{m-1}$ a současně $\delta_m > \delta_{m+1}$, pak vrstva L_m vydechuje současně do vrstvy L_{m-1} i L_{m+1}.

S degradačními zatíženími, stanovenými podle bodu 3, a redukovanými objemovými tíhami provedeme výpočet V.

• Napětí stanovené výpočtem V, je napětím **od druhé složky degradace**. Ve vrstvě L_k je označíme symbolem $(\sigma_{ij}^{L_k})_V$, $k=1,2,..,n$.

• Napětí od obou kroků výpočtu je ve vrstvě L_k součtem $\delta_k(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1} + (\sigma_{ij}^{L_k})_V$, $k=1,2,..,n$. Je to napětí vrstvy L_k primárního ostění **po degradaci**.

• Napětí sekundárního ostění, stanovené výpočtem V, je napětím **po degradaci**.

• Veškeré deformace, ve výpočtu V stanovené, jsou deformacemi **od degradace.**

ZÁVĚR

Článek je koncipován tak, aby k praktickému výpočtu bylo možno přistoupit bez znalosti teorie degradace, která je obsažena v 3/2019 tohoto časopisu. Stačí si vybrat z nabídky kap. „Jak postupovat při numerickém výpočtu“ a poté podle pokynů nabídky postupovat.

Ing. ALEŠ ZAPLETAL, DrSc.,
aleszapletal@seznam.cz, SATRA, spol. s r.o.

Recenzoval Reviewed: Ing. Jiří Hořejší

The layers are bordered by interfaces R_m, the number of which is equal to n+1. The external interface R_1 separates the primary lining from the surrounding ground; the external interface R_{n+1} separates the primary lining from the secondary lining. The other interfaces are internal interfaces and they separate particular layers from each other.

• The calculation V–1 is the last of the calculations for the “surrounding ground – **non-degraded** heterogeneous primary lining – secondary lining” system. The tensor stress field in the L_k layer is $(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1}$.

• The “surrounding ground – **degraded** heterogeneous primary lining – secondary lining” system will be investigated in two steps.

•• In the first step, the first component of degradation is applied. This component induces the stress $\delta_k(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1}$ in the L_k layer, i.e. the stress determined in the calculation V–1 and reduced by the corresponding coefficient of degradation.

•• In the second step, the effect of the second component of degradation will be determined. We will perform it in the calculation V, which we will prepare as follows:

1. We will take the stress in the ground/the secondary lining over from calculation V–1. We will put the stress in the primary lining equal to zero.
2. We will assign moduli $\delta_k E_{Pk}$ and reduced unit weights with the values of $(1-\delta_k)\,\gamma_P$ to all L_k layers.
3. We will load the R_m interfaces with the degradation loads according the following rule:
   The external interface R_1: the ground relaxes stress into the L_1 layer with the relaxation coefficient $1-\delta_1$.
   The external interface R_{n+1}: the secondary lining relaxes stress into the L_n layer with the relaxation coefficient $1-\delta_n$.
   Internal interfaces R_m, $m=2,3,..,n$: if $\delta_m > \delta_{m-1}$, then the L_m layer relaxes stress into the L_{m-1} layer with the relaxation coefficient $\delta_m - \delta_{m-1}$. If $\delta_m < \delta_{m-1}$, then L_{m-1} layer relaxes stress into the L_m layer with the relaxation coefficient $\delta_{m-1} - \delta_m$.
4. The following special cases can occur:

4a: If $\delta_m = \delta_{m-1}$, $m=2,3,..,n$, then none of the L_m, L_{m-1} layers does relax stress into the other one.

4b: If $\delta_1 = 1/\delta_n = 1$, then the surrounding ground/the secondary lining does not relax stress.

4c: If $\delta_m > \delta_{m-1}$ and, at the same time, $\delta_m > \delta_{m+1}$, then the L_m layer relaxes stress simultaneously into the L_{m-1} layer and the L_{m+1} layer.

We will perform the calculation V with the degradation loads determined according to point 3 and with the reduced unit weights.

• The stress determined by calculation V is stress **induced by the second component of degradation**. In the L_k layer, we will denote it with the symbol $(\sigma_{ij}^{L_k})_V$, $k=1,2,..,n$.

• The stress in the L_k layer due to both steps of calculation is the sum $\delta_k(\sigma_{ij}^{L_k})_{V-1} + (\sigma_{ij}^{L_k})_V$, $k=1,2,..,n$. It is the stress in the L_k layer of the primary lining **after degradation**.

• The stress in the secondary lining determined by calculation V is the stress **after degradation**.

• All of the deformations determined in calculation V are deformations **caused by degradation**.

CONCLUSION

The paper is conceived in such a way that the practical calculation can be started without knowledge of theory of degradation contained in issue No. 3/2019 of this journal. It is sufficient to choose from the offer of the chapter “How to proceed in numerical calculation” and to proceed, following the instructions of the offer.

Ing. ALEŠ ZAPLETAL, DrSc.,
aleszapletal@seznam.cz, SATRA, spol. s r.o.

FOTOREPORTÁŽ Z EXKURZE CZTA NA BRENNERSKÝ BÁZOVÝ TUNEL – PRACOVIŠTĚ AHRENTAL

PICTURE REPORT FROM CZTA EXCURSION TO BRENNER BASE TUNNEL –AHRENTAL WORKPLACES

FOTO ING. LIBOR MAŘÍK / PHOTO COURTESY OF ING. LIBOR MAŘÍK

Obr. 1 Bednění atypických profilů
Fig. 1 Formwork for atypical profiles

Obr. 2 Podzemní prostory budoucí multifunkční stanice Innsbruck
Fig. 2 Underground spaces of the future multifunctional station Innsbruck

Obr. 3 Kaverna s napojením jednokolejných tunelů
Fig. 3 Cavern with connection of single-track tunnels

Obr. 4 Sekundární ostění kaverny před napojením na Inntaltunnel
Fig. 4 Secondary lining of the cavern before the connection to Inntaltunnel

Obr. 5 Dvoukolejné napojení na Intalltunnel
Fig. 5 Double-track connection to Intalltunnel

Obr. 6 Objekt zařízení staveniště
Fig. 6 Construction site facility

FOTOREPORTÁŽ Z EXKURZE CZTA NA BRENNERSKÝ BÁZOVÝ TUNEL – PRACOVIŠTĚ WOLF A PADASTERTAL

PICTURE REPORT FROM CZTA EXCURSION TO BRENNER BASE TUNNEL – WOLF AND PADASTERTAL WORKPLACES

FOTO ING. LIBOR MAŘÍK / PHOTO COURTESY OF ING. LIBOR MAŘÍK

Obr. 1 Infocentrum Tunnelwelten Steinach am Brenner
Fig. 1 Tunnelwelten Steinach am Brenner information centre

Obr. 2 Stabilizace čelby jednokolejného tunelu stříkaným betonem
Fig. 2 Stabilisation of excavation face of single-track tunnel with shotcrete

Obr. 3 Směr Innsbruck 25 km – Směr Franzensfeste 32 km
Fig. 3 Innsbruck direction 25km – Franzensfeste direction 32km

Obr. 4 Překotvení ostění poškozeného horninovým tlakem
Fig. 4 Additional anchoring of the lining damaged by rock pressure

Obr. 5 Deponie Padastertal pro 7,7 mil. m³ rubaniny
Fig. 5 Padastertal stock pile for 7.7 million m³ of muck

Obr. 6 Kaple Sv. Vendelína obětem při výstavbě
Fig. 6 Saint Vendelin chapel dedicated to the victims during construction

FOTOREPORTÁŽ Z PRŮBĚHU VÝSTAVBY TUNELŮ DEBOREČ A MEZNO NA 4. ŽELEZNIČNÍM KORIDORU

PICTURE REPORT FROM THE COURSE OF CONSTRUCTION OF THE DEBOREČ AND MEZNO TUNNELS ON THE RAILWAY CORRIDOR NO. 4

AUTOR MILAN KÖSSLER, SG GEOTECHNIKA A.S. / AUTHOR MILAN KÖSSLER, SG GEOTECHNIKA A.S.

Obr. 1 Hloubení pažené jámy výjezdového portálu tunelu Deboreč (říjen 2018)
Fig. 1 Excavation of braced construction pit for exit portal of the Deboreč tunnel (October 2018)

Obr. 2 První metry ražeb tunelu Deboreč z výjezdového portálu ve zvětralých pararulách (leden 2019)
Fig. 2 Initial metres of excavation of the Deboreč tunnel from the exit portal through weathered paragneiss (January 2019)

Obr. 3 Instalace mikropilotového deštníku v náročných IG poměrech v počátku ražby tunelu Deboreč (únor 2019)
Fig. 3 Installation of the canopy tube pre-support in complicated EG conditions at the beginning of the Deboreč tunnel excavation (February 2019)

Obr. 4 Pohled na zajištěnou jámu vjezdového portálu tunelu Deboreč (červen 2019)
Fig. 4 A view of the stabilised construction pit for the entrance portal of the Deboreč tunnel (June 2019)

Obr. 5 Čelba tunelu Deboreč v provrásněných pararulách (srpen 2019)
Fig. 5 Deboreč tunnel excavation face in folded paragneiss (August 2019)

Obr. 6 Slavnostní zahájení ražeb tunelu Mezno (srpen 2019)
Fig. 6 Ceremonial commencement of excavation of the Mezno tunnel (August 2019)

Promat

Tunel Ejpovice
Požární bezpečnost.

Po úspěšném zajištění požárně bezpečnostních řešení v tunelovém komplexu „Blanka" bylo naší firmou realizováno protipožární zabezpečení i v tunelu Ejpovice, který je součástí modernizace tratě Rokycany – Plzeň. Systémy těsnění instalací společnosti Promat se díky tomu nachází jak v nejdelším silničním, tak i v nejdelším železničním tunelu naší republiky. Zprovozněním železničního tunelu se podstatně zkrátila cesta vlakem z Prahy do Plzně a došlo k navýšení spojů na trati.

Trouby tunelu jsou navzájem propojeny osmi propojkami. V propojkách je umístěna rozvodna NN a sdělovací místnost a ty pak tvoří samostatné požární úseky. V propojkách č. 1, 4 a 7 jsou zřízeny trafostanice a v propojce č. 6 technologická šachta, která ústí v objektu Energocentra. Byly utěsněny prostupy elektroinstalací a rezervních chrániček připravených pro další možné rozvody instalací při požadované požární odolnosti EI 90.

Vytvořili jsme přepážku z minerální vlny s požárně ochrannou stěrkovou hmotou PROMASTOP®-CC a požárně ochranným tmelem PROMASEAL®-AG. Výhodou použitých materiálů je odolnost proti vlhkosti a rychlost montáže. Dále jsme dotěsnili stavební spáru pruhy minerální vlny s univerzální požárně ochrannou stěrkovou hmotou PROMASEAL®-A spray. Takto provedená spára odolává i dilatacím. V technologické šachtě propojky č. 6 jsme vytvořili kabelový kanál z požárně ochranné stavební desky PROMATECT®-LS v tloušťce 40 mm pro ochranu VN kabelů. Výhodou této konstrukce je po prefabrikaci jednoduchá montáž na stavbě a dosažení vysoké požární odolnosti.

Promat s.r.o. | V. P. Čkalova 22/784 | 160 00 Praha 6 | **www.promatpraha.cz**

Požární bezpečnost staveb

© Promat s.r.o. / 2019-09

etex building performance

200+ monitorovaných stavebných objektov

GEOEXPERTS 25 years 1994 - 2019
PRECISION GEOTECHNICAL MONITORING

Fotografia - Autorské právo: 29mokara | 123rf.com

Manažment geotechnických rizík

- identifikácia geotechnických rizík
- analýza geotechnických rizík
- kontrola geotechnických rizík

Geoexperts, spol. s r.o. | Smaragdová 3 | 010 09 Žilina | (00)421 (0)41 500 69 15 | office@geoexperts.sk | www.geoexperts.sk

TEAMS WORK.

Protože jen týmová práce vede k úspěchu. Skupina STRABAG pokrývá svou nabídkou celé spektrum služeb ve stavebnictví. Díky know-how a nadšení našich pracovníků jsme připraveni realizovat kompletní stavební projekty přesně podle požadavků našich zákazníků. Věříme v sílu týmu, neboť právě ta nám umožňuje proměňovat představy zadavatelů ve skutečnost – s důrazem na kvalitu, přesnost a hospodárnost.

Spolehnout se na nás můžete při realizaci projektu jakékoliv velikosti. Díky široké síti poboček na území celé České republiky jsme Vám vždy nablízku.

www.strabag.cz

STRABAG
TEAMS WORK.

STRABAG a.s., Kačírkova 982/4, 158 00 Praha 5 - Jinonice, tel. + 420 222 868 111, info.cz@strabag.com

SLOVENSKÉ TUNELY a.s.
www.slovtunely.sk

ZAMERANIE SPOLOČNOSTI
- podzemné stavby
- dopravné stavby
- inžinierske stavby
- technológia striekaných betónov
- stabilizácia kotvením
- injektáž

SLOVENSKÉ TUNELY a.s.
Lamačská cesta 99
841 03 Bratislava
info@slovtunely.sk

MOZAIKA ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB

■ Prorážka východní hlavní trouby v části Pfons Brennerského bázového tunelu

Největší zakázka na Brennerském bázovém tunelu na rakouské straně je sekce Pfons.

Slavnostní prorážka kaloty východního hlavního tunelu jižním směrem na této sekci se konala 1. července 2019 za účasti mnoha významných hostů, mezi kterými byl např. pan Pat Cox, koordinátor ze strany EU. Odstřel aktivovala jeho manželka Kathleen, která poznamenala, že sv. Barbora, jejíž posvěcená soška byla umístěna v ústí přístupového tunelu, bude jistě i nadále ochraňovat celé dílo.

V souvislosti se slavnostní prorážkou se uskutečnilo setkání starostů či primátorů velkých měst, která leží na trase celého železničního koridoru TEN vedoucího ze Skandinávie ke Středozemnímu moři. Byli pozváni koordinátorem EU. Jejich setkání sloužilo k výměně názorů na přínos celého koridoru po dobudování BBT včetně přínosu pro obyvatele žijící v blízkosti této grandiózní stavby. Ten bude spočívat především ve snížení vlivu tranzitní dopravy na životní prostředí.

■ Strabag zahájil práce na přípravě těžby solných minerálů v Anglii

Pod národním parkem Vřesoviště severního Yorku v severovýchodní Anglii je největší světové ložisko solných minerálů obsahujících především draslík, síru, magnezium a vápník, což jsou důležité minerály pro rostliny a používají se k výrobě umělých hnojiv. Ložisko se nachází v hloubce okolo 1,5 km. Kvůli ochraně přírody národního parku bude přístup k ložisku i budoucí těžba zajišťována 37 km dlouhým tunelem, který vyústí na povrch poblíž města Wilton na mořském pobřeží. Zde je umístěn portál, ze kterého Strabag již razí první úsek tunelu délky 13 km, na jehož konci bude vyhloubena mezilehlá šachta, zajišťující další úsek ražby.

Pro budoucí dopravu těžených minerálů bude tunel vybaven pásovými dopravníky, které roční těžbu ve výši 20 milionů tun dopraví do zpracovatelského závodu u Wilsonu. Součástí projektu jsou také dvě montážní kaverny pro 2. a 3. 12 km dlouhé úseky tunelu. Strojní ražbu budou provádět tři razicí stroje o průměru 6 m.

Na jedné ze šachet byl nasazen hloubící stroj od firmy Herrenknecht, který vyhloubil šachtu do hloubky 115 m, což je nový rekord, protože prozatím při strojním hloubení šachet bylo dosaženo jen 84 m.

Od hloubky 115 m se pokračuje konvenčně, projektovaná hloubka šachty je 350 m.

■ Nové železniční propojení mezi Mnichovem a brennerskou tratí

Podle dohody mezi německými a rakouskými drahami (DB a ÖBB) bylo vybráno pět variant nové dvojkolejné trati mezi Mnichovem a údolím Innu v Tyrolích, kde se nová trať napojí na již vybudované úseky směřující k Brennerskému bázovému tunelu. Příprava těchto variant trvala čtyři roky, ve kterých byly varianty projednávány se 155 regionálními samosprávami. Pak následovalo představení variant veřejnosti, která měla možnost rok a půl předkládat své připomínky. Jejich zpracování vyústilo ve 110 různých požadavků, které příslušní specialisté posoudili a případně zapracovali do navržených variant.

Pro další rozhodování bude zásadní, zda nová železnice povede východně nebo západně od města Rosenheim. Aby se nejen tato otázka rozhodla, předložených pět variant se nyní detailněji rozpracovává.

■ **Zemřel Dick Robbins (1933–2019)**

Společnost Robbins Company s hlubokým smutkem oznámila, že ji navždy opustil Richard James Robbins, který byl jejím prezidentem a CEO od roku 1958 do roku 1993. Dick Robbins zemřel v kruhu své rodiny 30. května 2019 v Seattlu ve státě Washington.

Čest jeho památce!

■ **Ražba vodovodního přiváděče v krasovém vápenci**

TBM firmy Robbins o průměru 3,5 m v Provenci ve Francii dokončilo v dubnu 2019 ražbu 2,8 km dlouhého vodního přiváděče Janots. Mimořádností a komplikací ražby v masivu krasového vápence bylo zastižení dvou mimořádně velkých jeskyní s bohatou krápníkovou výzdobou, z nichž ta větší měla objem cca 8000 m^3. Razicí stroj do ní vnikl po 1035 m ražby. I když to byla ta největší jeskyně, postup při jejím překonání byl celkem uspokojivý. Ve směru ražby byly vybetonovány 4 m vysoké betonové stěny, aby se stroj při postupu mohl o ně rozepřít.

Při další ražbě za jeskyní se aplikovaly průzkumné vrty a geofyzikální metody pro zjištění anomálií před razicím strojem.

Ve staničení 2,157 km stroj pronikl do další krasové jeskyně, bohužel v oblasti jejího stropu. Jeskyně měla objem asi 4500 m^3, délku 22 m, šířku15 m a hloubku pod razicím strojem 14 m. Posádka prozkoumala jeskyni a zahájila práce k zabezpečení stability a výplně jeskyně betonem a pěnobetonem, kterých bylo do jeskyně načerpáno asi 1500 m^3. Největším problémem bylo zajištění rozepření stroje při ražbě, v této souvislosti bylo nutno vyrazit šest obchvatných štol. Překonání krasové jeskyně trvalo 4 měsíce.

■ **Poslední prorážka na 62,1 km dlouhé kmenové stoce v Mexico City**

Po deseti letech ražeb proběhla v květnu 2019 poslední prorážka na 62,1 km dlouhé kmenové stoce v Mexico City. Ražbu celého sběrače provádělo šest razicích strojů EPBs o průměru 8,93 m od firmy Robbins. Dopravu rubaniny zajišťovaly pásové dopravníky.

Na posledním úseku délky 10,2 km bylo nutné vypořádat se s obtížnými geotechnickými podmínkami, což vlastně platilo pro celou délku sběrače. Poslední úsek se razil v hloubce až 85 m pod povrchem území v čediči, který se střídal s vodonosnými písky s vysokým hydrostatickým tlakem. Stroje byly navrženy na vodní tlak od 4 do 6 atm.

Mnoho činností při ražbě a údržbě strojů se provádělo v hyperbarickém režimu, který byl použit na celém sběrači padesátkrát.

■ **První TBM použité v Himálaji dokončilo ražbu s ročním předstihem**

V čísle 1/2018 časopisu Tunel jsme informovali, že nepálské úřady se rozhodly zvolit pro ražbu 12,2 km dlouhého tunelu tunelovací stroj. Bylo to první nasazení TBM v jižní části Himálaje, kde se očekávala souvrství pískovců, jílovců a vrstvy konglomerátů, ale bližší znalost o geologické stavbě této části „mladého“ Himálaje naprosto chyběla, natož zkušenosti s ražbou TBM.

Investor z časových důvodů (čas potřebný při konvenční ražbě se předpokládal 12 let!) se nakonec rozhodl pro ražbu dvojitým TBM od firmy Robbins. Jeho odvaha se mu vyplatila. Stroj o průměru 5,06 m prorazil tunel v dubnu 2019 s ročním předstihem oproti harmonogramu ražby, přičemž ražba byla zahájena v říjnu 2017. Zhotovitelem stavby byla nepálská pobočka čínské firmy China Overseas Engineering Group.

Po dokončení stavby bude tunelem přiváděno 42 m^3/sec vody určené hlavně pro závlahy.

■ **Zahájena příprava první švédské vysokorychlostní železnice**

Švédská státní organizace zodpovědná za rozvoj dopravy pověřila firmu Atkins, aby zahájila přípravu první švédské vysokorychlostní železniční tratě. Jde o „východní“ trasu délky 260 km, která spojí město Järna v blízkosti Stockholmu s městem Linköping na jihu Švédska. Trasa zahrnuje 30 tunelů délky od 100 m až do 6000 m, celková délka tunelů bude 25 km. Předpokládaná doba zahájení provozu na této trase je rok 2035. Trať bude projektovaná na provozní rychlost 250 km/hod.

Plánované schéma vysokorychlostních tratí zahrnuje tři trasy celkové délky 440 km, které spojí mj. velká města Stockholm, Malmö a Göteborg.

■ **Použití dronů při geotechnickém monitoringu**

Společnost Geodata ve spolupráci s firmami 3GSM a Georesearch ukončila dvouletý výzkumný program, jehož výsledkem je provádění deformačního monitoringu pomocí dronu. Přesnost měření deformací je v řádu 1 cm. Systém je také určen pro průzkum obtížně přístupných prostor.

Monitoring pomocí dronu byl testován v prostorách výzkumného centra (Zentrum am Berg), o jehož vznik se zasloužil hlavně prof. Galler. Při testování bylo použito několik rozdílných dronů vybavených různými kamerami. Nakonec byl vybrán dron DJI PH Phantom 4 Pro s kamerou pracující s rozlišením snímků 20 Megapixelů. Obtížným prvkem výzkumu bylo vytvoření algoritmu pro „letový plán“ dronu a vypracování programu na zpracování dat výsledů měření provedených dronem. Letový plán zajišťuje, aby dron při každém měření letěl v určené vzdálenosti od povrchu podzemního díla.

Společnost Geodata plánovala, že bude celý systém deformačního monitoringu s užitím dronu komerčně nabízet ještě v roce 2019.

Ing. MILOSLAV NOVOTNÝ,
mila_novotny@volny.cz

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 1/2019
TUNNEL AFTERNOON 1/2019

Foreign countries were the theme of the first Tunnel Afternoon in 2019 already for the third time – the topics of the lectures lay in current tunnel construction projects abroad. The first lecture was delivered by Ing. Radek Bernard, Ph.D. (Dr. Sauer & Partners). It was focused on the excavation for a new metro line in the environment formed by sand and claystone in Toronto, Canada. The next lecture titled Construction of a shaft for a pumping station in Abú Dhabi, the United Arab Emirates, was prepared by Ing. Helena Brooksová Toušová (Mott MacDonald). The third lecture was titled Repair to collapsed aqueduct tunnels in Georgia. It was delivered by Ing. Jakub Nosek, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o.). The topic of the lecture delivered by Ing. Jiří Břichnáč (Metrostav

a. s.) lays in the excavation and primary lining of the tunnel on the Prešov by-pass. Ing. Jiří Hořčička (Metrostav a.s.) delivered a lecture on cable tunnels near Bergen, Norway. The last lecture of this Tunnel Afternoon was on realisation of the Herrschaftsbuck tunnel in Germany. It was delivered by Ing. Pavel Farský (Subterra a.s.).

První Tunelářské odpoledne roku 2019 se uskutečnilo 18. září 2019 v Centru vzdělávání Skupiny Metrostav. Jeho námětem bylo již potřetí zahraničí – přednášky měly za téma současné zahraniční tunelové projekty. Přípravou byli pověřeni Ing. Václav Soukup (Metrostav a.s.) a prof. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o.). Prof. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D. celé Tunelářské odpoledne rovněž moderoval.

Jako první vystoupil Ing. Radek Bernard, Ph.D. (Dr. Sauer & Partners) s přednáškou **Ražba nové trasy metra v prostředí písků a jílů v Torontu v Kanadě**. Jednalo se o nově budovanou linku metra procházející ulici Eglinton v Torontu, která bude mít 25 stanic na 19 km trasy. Otevření je plánováno na konec roku 2021. Předpokládané náklady jsou 8,4 mld. Can$. Tři stanice jsou ražené, ostatní jsou hloubené. Ing. Bernard působil necelý rok (do srpna 2019) na této stavbě v pozici tzv. Senior SEM tunel inženýra.

Další přednášku s názvem **Výstavba šachty pro čerpací stanici v Abú Dhabí ve Spojených arabských emirátech** připravila Ing. Helena Brooksová Toušová (Mott MacDonald). Přednášející stručně popsala historii území, současnou ekonomickou situaci, problémy se získáváním vody a hospodaření s ní. Z tohoto podnětu vznikl projekt STEP – Strategic Enhancement Programme. Jedná se o hluboký tunelový systém, který shromažďuje všechny odpadní vody na ostrově Abú Dhabí a na pevnině a gravitačně je odvádí do velké čerpací stanice Al Wathba v poušti. Hlavní tunel má samočistící spád, začíná v hloubce 24 m na ostrově a končí v 80m hloubce, kde je napojen do šachty s celkovou hloubkou přes 100 m a průměrem 50 m. Díky tomuto projektu dojde k ukončení činnosti 45 stávajících čerpacích stanic. Pročištěná voda bude odvedena zpět do Abú Dhabí a bude používána na zavlažování.

Třetí přednáška měla název **Oprava zavalených vodovodních tunelů v Gruzii** a přednesl ji Ing. Jakub Nosek, Ph.D. (3G Consulting Engineers s.r.o.). Prezentovaný projekt zahrnoval soustavu tří tunelů a vodních nádrží přivádějících vodu do vodní elektrárny. Elektrárna se měla v roce 2017 stát třetí největší vodní elektrárnou v Gruzii, ale při zkušebním provozu došlo k mnohačetným závalům a dalším porušením v tunelech. Přednáška pojednávala o příčinách havárií a o prováděné opravě, na které se Ing. Nosek podílel v roli tunelového specialisty investora na stavbě.

Po přestávce měl Ing. Jiří Břichnáč (Metrostav a.s.) přednášku na téma **Ražba a primární ostění tunelu na obchvatu Prešova**. Jedná se o dálniční úsek 7,87 km dlouhý se dvěma mimoúrovňovými křižovatkami a 2,24 km dlouhým tunelem. Popsal práce na východním i západním portále, vlastní ražby, geologické podmínky, technologii ražby, vystrojovací třídy atd. Ražby byly zahájeny 1. 8. 2018 z východního i západního portálu. Prorážka kalot se uskutečnila 13. 6. 2019.

Ing. Jiří Hořčička (Metrostav a.s.) přednesl téma **Kabelové tunely u norského Bergenu**. Je to součástí tzv. projektu Rv. 555 Sotrasambandet, který obsahuje 9 km nové 4pruhé komunikace, 4 tunely, 28 mostů, visutý most, 22 tunelových portálů a 5 úrovňových křižovatek. Součástí je přeložka kabelů VVN, která bude vedena tunely Knarrevik (1895 m, ražba pod mořem) a Breivik (1787 m, ražba v zástavbě). Právě v tunelu Knarrevik musí zhotovitel provádět zvláštní opatření pro ražbu pod mořem, je připraven speciální bezpečnostní štít, který by měl být instalován v případě havárie, pokud by hrozilo, že do tunelu pronikne voda z moře. Z důvodu užití Drill&Blast probíhá také seismické měření.

Realizace tunelu Herrschaftsbuck v Německu byla poslední přednáška tohoto Tunelářského odpoledne, vedl ji Ing. Pavel Farský (Subterra a.s.). Tunel Herrschaftsbuck je na dálnici A98, náklady se předpokládají ve výši 31,5 mil. €. Výstavba probíhá v období 06/2017–01/2020. Jižní tunelová trouba je dlouhá 475,63 m a severní tunelová trouba má délku 485 m. Tunel má jednu tunelovou propojku přibližně v polovině tunelu. Na trase se vyskytly krasové jevy. Na západním portále proběhl odřez již při předchozí etapě výstavby, asi před 12 lety, proto tam došlo k extrémnímu stupni eroze portálové stěny a lokálním sesuvům, které bylo nutné řešit. Vlastní ražby probíhaly od srpna 2017 do dubna 2018.

Na závěr se uskutečnila krátká diskuse. Celkem se tohoto Tunelářského odpoledne zúčastnilo okolo 85 lidí. Většinu přednesených příspěvků je možné vyhledat na webových stránkách www.ita-aites.cz v sekci semináře.

Ing. MARKÉTA PRUŠKOVÁ, Ph.D.,
CzTA ITA-AITES

VIII. ROČNÍK MEZINÁRODNÍ KONFERENCE POŽÁRNÍ BEZPEČNOST TUNELŮ 2019
VIIITH INTERNATIONAL CONFERENCE ON FIRE SAFETY IN TUNNELS 2019

The international conference KBK Fire 2019 (Fire safety in tunnels) was held in Rožnov pod Radhoštěm from 25th September to 26th September 2019. The lectures delivered during the conference were focused on fire protection systems for civil engineering and technology parts of road tunnels.

Ve dnech 25. 9.–26. 9. 2019 se v Rožnově pod Radhoštěm konala mezinárodní konference **Požární bezpečnost tunelů**. Byly zde předneseny přednášky týkající se požárního zabezpečení stavební a technologické části silničních tunelů. Mgr. František Rainer, ŘSD ČR, přednesl informaci o systému prohlídek provozovaných silničních tunelů v ČR. Ing. Aleš Lebl informoval o připravovaných liniových stavbách tunelů v ČR. V dalších přednáškách se řešila problematika údržby technologického zařízení stávajících provozovaných tunelů v České a Slovenské republice. Byla podána informace o připravované revizi ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních komunikací a na Slovensku TP 99 Protipožiarna bezpečnosť cestných tunelov. Zajímavou přednášku o psychologii chování řidičů v silničních tunelech přednesl Ing. Petr Pospíšil. V dalším bloku přednášek byly podány informace o nových technologických zařízeních týkající se požární detekce, požárního modelování a analýzy požárních zásahů. Ing. Jakub Černoch informoval o svítidlech LED s nerezovým krytem pro použití v silničních tunelech, které mají vyřešen odvod tepelné zátěže. Ústav informatiky SAV a Žilinské univerzity v Žilině informoval o počítačovém modelování pro požární bezpečnost tunelů. Dále zde byly prezentovány nové systémy technologického vybavení zaměřené na požární bezpečnost silničních tunelů od mnoha dalších firem. Na závěr konference Ing. Libor Mařík seznámil přítomné s konvenčními metodami tunelování.

Ing. MIROSLAV NOVÁK,
METROPROJEKT Praha a.s.

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE
CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

ČESKÁ REPUBLIKA

METRO D – NOVÁ LINKA PRAŽSKÉHO METRA

V červnu 2019 byla geologickým průzkumem slavnostně zahájena nultá etapa výstavba trasy Metra D nové linky pražského metra. Vlastní geologický průzkum je situován do geologicky nejsložitější oblasti stanic Pankrác, Olbrachtova a jeho cílem je zajištění co nejvýstižnějších technických informací pro správné zhotovení dalších stupňů projektové dokumentace a následnou realizaci.

Průzkumné práce jsou navrženy celkem ze 4 míst a pokrývají obě ražené stanice a jejich mezistaniční úsek ražený podle zásad NRTM. Naprostá většina průzkumných děl je navržena tak, že části jejich nosných konstrukcí (zejména primární ostění) budou součástí nosných konstrukcí budoucích stanic a mezistaničních tunelů. Nebudou tedy tvořit překážky při budoucích ražbách, ale budou jejich součástí.

Dvě lokality geologického průzkumu orientované do stanice Pankrác, projektem označené jako PAD1b a PAD4, má realizačně na starosti firma Metrostav a.s. Dominantním objektem prvního pracoviště PAD1b, z kterého budou prováděny průzkumné práce, je stavební jáma, resp. šachta kruhového profilu 308 m^2 a hloubky cca 30 m. V současné době jsou zde kromě výstavby šachty realizovány ochrany a přípojky inženýrských sítí. Druhé pracoviště PAD4 (obr. 1) obsahuje průzkumnou štolu, která směrově, výškově i tvarově kopíruje cca polovinu kaloty budoucího přestupního tunelu stanice Pankrác o celkové délce 90 m, i na tomto pracovišti se hloubí přístupová šachta a objekty zařízení staveniště.

Třetí lokalitu geologického průzkumu v dispozici mezistaničního úseku Olbrachtova – Pankrác označenou jako VO-OL (obr. 2) realizu-

Obr. 2 Lokalita VO-OL
Fig. 2 Locality VO-OL

Obr. 1 Lokalita PAD 4
Fig. 1 Locality PAD 4

THE CZECH REPUBLIC

METRO D – NEW LINE OF PRAGUE METRO

In June 2019, the zero stage of the development of the Metro D Line, the new line of Prague Metro, commenced ceremonially by geological survey. The geological survey itself is to be conducted in the geologically most complicated area represented by Pankrác and Olbrachtova stations. Its objective is to provide as apposite as possible technical information for correct development of the next degrees of design documents and the following realisation.

The exploratory operations are designed for 4 localities in total, covering both mined stations and the section between them, which will be excavated using the NATM principles. The vast majority of the exploratory structures are designed with the objective to allow parts of their load-carrying structures (first of all primary linings) to become parts of the load-carrying structures of the future stations and interstation tunnels. It means that they will not create obstacles during the course of future tunnel excavation and will become their parts.

Two localities for geological survey oriented into Pankrác station, denoted by the design as PAD1b and PAD4, will be taken care of in terms of the realisation by Metrostav a.s. The construction pit, respectively a ca 30m deep shaft with 308m^2 circular cross-sectional area, is the dominant structure of the first workplace, PAD1b. At present, protections and utility network connections are under construction here apart from the construction of the shaft. The other workplace, PAD4 (see Fig. 1), comprises an exploratory gallery copying ca a half of the future 90m long passenger transfer tunnel at Pankrác station as far as its direction (horizontal alignment), elevation (vertical alignment) and shape are concerned. An access shaft is being sunk and construction site facilities are being built even at this workplace.

The third locality of the geological survey, denoted as VO-OL, is found in the Olbrachtova – Pankrác interstation section (see Fig. 2). It is being realised by HOCHTIEF CZ a. s. It comprises an exploratory gallery copying the excavation of the future 258m long running tunnels heading towards Pankrác station as far as their direction, elevation and shape are concerned. It will enter the space of the station itself in the form of a bottom gallery with the assumed length of 56m. The main activities in this locality comprise drilling for

je firma HOCHTIEF CZ a. s. Obsahuje průzkumnou štolu, která směrově, výškově i tvarově kopíruje výrub budoucích traťových tunelů směrem ke stanici Pankrác o celkové délce 258 m. Do prostoru vlastní stanice vstoupí ve tvaru patní štoly v předpokládané délce 56 m. Hlavní zde probíhající činností je vrtání, betonáž pilot a hloubení šachty přibližně stejných rozměrů jako v případě šachty na PAD 1b.

Poslední, čtvrtá lokalita projektem označená jako OL1 je v péči firem Strabag a.s. a Energie – stavební a báňská a.s. Zde realizovaná průzkumná štola směrově, výškově i tvarově kopíruje sanační štolu, ze které bude zajišťováno podloží základů zde situované výškové budovy před příchodem ražeb vlastních traťových tunelů, které budou tuto budovu podcházet při minimálním nadloží. I na tomto pracovišti probíhá realizace objektů zařízení staveniště, vrtání a betonáž pilot šachty.

V neposlední řadě je třeba říci, že za to hlavní, tedy zaznamenání. a interpretaci dat získaných geomonitoringem prostřednictvím prováděného geologického průzkumu, jsou zodpovědné firmy Inset s.r.o. a GeoTec-GS, a.s. Důležitou osobou, a to obstaravatelem pro zadavatele stavby, tedy koordinátorem celého projektu je Inženýring dopravních staveb a.s. a nositelem myšlenky, tedy projektantem stejně jako autorským dozorem je METROPROJEKT Praha a.s.

Kromě probíhajícího geologického průzkumu se projekt Metra D velmi intenzivně připravuje i na své další realizační etapy. Pro první realizační etapu v úseku Pankrác – Olbrachtova probíhá finalizace zpracovávání dokumentace pro výběr zhotovitele a tak je možné, že při čtení naší příští aktuality se již také dozvíme, kdy bude vypsaná soutěž na zhotovitele této etapy. Příprava dalších realizačních etap v úseku Olbrachtova – Nové Dvory a Nové Dvory – Písnice potom kopíruje vývoj etapy první, a to vše se snahou, aby celá trasa projektu Metra D byla dokončena a dána do provozu v jeden čas a v celé své délce.

Ing. BORIS ŠEBESTA, borissebesta61@gmail.com,
Ing. MICHAL ŠERÁK, serak@idspraha.cz

NOVÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY NA IV. ŽELEZNIČNÍM KORIDORU

V rámci stavby „Modernizace trati Sudoměřice – Votice“ se budují dva nové železniční tunely. Investorem stavby je Správa železniční dopravní cesty, s.o., a zhotovitelem stavby společnost OHL ŽS, a.s.

Tunel Mezno

Tunel Mezno je ražený železniční dvoukolejný tunel celkové délky 840 m, z toho ražená část tvoří 768 m, navazující hloubená část u vjezdového portálu má délku 48 m a u výjezdového portálu 24 m.

Dne 11. 9. 2019 byla slavnostně zahájena ražba tunelu vysvěcením sošky svaté Barborky (obr. 3). Ražba je vedena dovrchně ze stavební jámy výjezdového (pražského) portálu. Úvodních 15 m ražby

Obr. 3 Slavnostní zahájení ražby tunelu Mezno
Fig. 3 Ceremonial commencement of driving the Mezno tunnel

piles, concreting them and sinking a shaft with the dimensions approximately identical with the dimensions of the shaft on PAD1b.

The last, fourth, locality is denoted by the design as OL1. It is in the care of Strabag a.s. and Energie – stavební a báňská a.s. The exploratory gallery being carried out in this locality copies the rehabilitation gallery (as far as the direction, elevation and shape are concerned), from which the subgrade of foundations of a high-rise building located in this area will be reinforced prior to the arrival of the excavation of the running tunnels themselves, which will pass under this building with only a minimum overburden. Drilling for piles and concreting them and concreting of piles for a shaft are underway even at this workplace.

At last but not least, it is necessary to say that the responsibility for the main work, recording and interpretation of the data obtained by geomonitoring through the geological survey to be conducted is attributed to Inset s.r.o. and GeoTec-GS, a.s. An important person, namely the procurer for the project employer, i.e. the coordinator of the whole project, is represented by Inženýring dopravních staveb a.s., whilst the bearer of the thought, i.e. the consulting engineer, is METROPROJEKT Praha a.s. It is, in addition, authorised to carry out consulting engineer’s supervision.

Apart from the ongoing geological survey, the design for the Metro D project is being very intensely prepared even for the subsequent realisation stages. The work on the tender design for the first realisation stage in the Pankrác – Olbrachtova section is being finalised, it is therefore possible that we will learn while reading our next current news when the tender for the contract for this stage will be called. The preparation of other realisation stages in the Olbrachtova – Nové Dvory and Nové Dvory – Písnice sections copies the development of the first stage, with an effort for the whole Metro D project route to be finished and opened for service at one moment and at the whole length.

Ing. BORIS ŠEBESTA, borissebesta61@gmail.com
Ing. MICHAL ŠERÁK, serak@idspraha.cz

NEW RAILWAY TUNNELS ON RAILWAY CORRIDOR NO. IV

Two new railway tunnels are under construction are within the framework of the “Modernisation of the Sudoměřice – Votice track“ project. The Railway Infrastructure Administration, state organisation, is the project owner and OHL ŽS, a.s., is the contractor.

Mezno tunnel

The Mezno tunnel is a mined double-track railway tunnel with the total length amounting to 840m; the mined section forms 768m of that length; the linking cut-and-cover parts at the entrance portal and exit portal are 48m and 24m long, respectively.

The tunnel excavation was ceremonially commenced on 11th September 2019 by consecration of the statuette of Saint Barbara (see Fig. 3). The excavation proceeds uphill from the bottom of the construction pit for the exit (Prague) portal. The initial 15m long section was excavated through ground categorised as support class 5, with the excavation round length of 1.0m, under the protection of canopy tube pre-support prepared in advance within the framework of the excavation of the construction pit. Further on, the excavation proceeds through VT4 support class ground, with the average excavation round length of 1.5m. Mostly fractured paragneiss strength class R4, with medium joint spacing, is encountered by the excavation. The rock is being disintegrated using explosives. Muck is deposited and crushed directly in the construction arrangement area and is subsequently used within the framework of developing a new route for the corridor. The work on the excavation and stabilisation of the construction pit for the entrance portal proceeds concurrently with the excavation of the pit for the exit portal. As of 30th September 2019, 51m of the tunnel top heading excavation have been finished (see Fig. 4).

Obr. 4 Čelba kaloty tunelu Mezno v TM 39
Fig. 4 Excavation face of the Mezno tunnel top heading at TM 39

bylo realizováno ve vystrojovací třídě (VT) 5 se záběrem 1,0 m pod ochranou mikropilotového deštníku připraveného v předstihu v rámci hloubení stavební jámy. Dále se pokračuje ve VT4 s průměrným záběrem 1,5 m. Ražbou jsou zastiženy převážně rozpukané pararuly pevnostní třídy R4 se střední hustotou diskontinuit. K rozpojování horniny je využíváno trhacích prací. Přímo v areálu zařízení staveniště je výrub deponován, drcen a následně využíván v rámci budování nové trasy koridoru. Souběžně s ražbou probíhají práce na hloubení a zajišťování stavební jámy vjezdového portálu. K 30. 9. 2019 bylo vyraženo 51 m tunelu v kalotě (obr. 4).

Tunel Deboreč

Tunel Deboreč je ražený železniční dvoukolejný tunel celkové délky 660 m, z toho ražená část tvoří 562 m a navazující hloubené části u obou portálů mají délku 49 m.

Aktuálně pokračuje ražba tunelu z výjezdového (severního) portálu. Do tunelmetru (TM) 297 probíhaly ražby v příznivých geologických podmínkách ve VT2–VT4 s průměrnou délkou záběru 1,6 m. Zastiženy byly převážně ruly navětralé až zdravé se střední hustotou diskontinuit pevnostní třídy převážně R3. Místy se v rulách vyskytovaly polohy kvarcitů pevnostní třídy R2 až R1. Následně se kvalita horninového masivu začala zhoršovat. Zastiženy byly rozpukané podrcené horniny převážně pevnosti R4–R5 se zhoršenou stabilitou. Od TM 335 bylo raženo ve VT5a. Od 9. 9. do 4. 10. byly práce na ražbách přerušeny z důvodů překročení varovných stavů deformace primárního ostění. Byla přijata stabilizační opatření (realizace dočasné protiklenby v kalotě a dodatečné radiální kotvení v úseku cca 30 m) a proveden průzkumný jádrový horizontální předvrt délky 40 m z čelby kaloty. K 30. 9. 2019 bylo vyraženo 341 m tunelu v kalotě a 307 m v opěří (obr. 5).

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNELY NA DIAĽNIČNEJ SIETI

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. Zhotoviteľom stavby je Združenie spoločností Doprastav, a.s., Strabag s.r.o., Váhostav – SK a.s., Metrostav a.s. Diaľničný úsek tvorí južný obchvat mesta Žilina. Stavebníkom a zároveň budúcim správcom tunela je Národná diaľničná spoločnosť, a.s. Diaľničný úsek ušetrí motoristom 10 minút.

Obr. 5 Mikropilotový deštník vrtaný z profilu tunelu Deboreč v TM 341
Fig. 5 Canopy tube pre-support carried out from the Deboreč tunnel cross-section at TM 341

Deboreč tunnel

The Deboreč tunnel is a mined double-track tunnel with the total length of 660m, the mined part of which is 562m long and the linking cut-and-cover parts at both portals are 49m long.

The tunnel excavation currently continues from the exit (northern) portal. Up to the tunnel chainage TM 297, the excavation was carried out in favourable geological conditions formed by excavation support classes VT2–VT4, with the average excavation round length of 1.6m. Mostly slightly weathered to fresh paragneiss with medium joint spacing, mostly categorised as strength class R3, was encountered. Layers of R2 to R3 strength class quartzite occurred locally in the paragneiss. Subsequently, quality of the rock mass began to deteriorate. Jointed and fractured rock mostly categorised as strength classes R4–R5, exhibiting deteriorated stability, was encountered. From tunnel chainage TM 335 on, tunnelling proceeded through excavation support class VT5a. From 9th September to 4th October, the excavation was interrupted because of the fact that the warning state levels determined for deformations of the primary lining were crossed. Stabilisation measures were adopted (realisation of temporary invert in the top heading, installation of additional radial anchoring in a ca 30m long section and execution of a 40m long cored, horizontal exploratory borehole ahead of the top heading excavation face). As of 30th September, 341m and 307m of excavation have been finished in the top heading and bench, respectively (see Fig. 5).

Ing. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a.s.

THE SLOVAK REPUBLIC

TUNNELS ON MOTORWAY NETWORK

Ovčiarsko and Žilina tunnels

There are two double-tube motorway tunnels in the 13.2km long Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka section of the D1 motorway: the Ovčiarsko and the Žilina. A consortium formed by Doprastav, a.s., Strabag, s.r.o., Váhostav – SK a.s. and Metrostav a.s. is the construction contractor. The motorway section forms a southern by-pass of the town of Žilina. Národná Dialničná Spoločnosť a. s. (National Motorway Society) is the project owner and future administrator of the tunnel. The motorway section will save motorists 10 minutes.

The construction of the Ovčiarisko tunnel itself commenced in 1996 by excavation of an exploratory gallery. The exploratory gallery was broken through in April 1998. The work on the primary lining of the full profile of the tunnel started in September 2014 and was finished in April 2016 (NTT) respectively July 2016 (STT).

Samotná výstavba tunela Ovčiarsko začala v roku 1996 razením prieskumnej štôlne. Prieskumná štôlňa tunela bola prerazená v apríli 1998. Primárne ostenie v plnom profile začalo v 09/2014 a bolo hotové v 04/2016 (STR), resp. v 07/2016 (JTR).

Práce na tuneli Žilina začali v 07/2014 zemnými úpravami na západnom portáli. Realizácia primárneho ostenia začala v 11/2014 a po 731 dňoch v náročných geologických podmienkach bol tunel Žilina prerazený.

V súčasnej dobe sú oba tunely vo finálnej fáze realizácie. Dokončujú sa kryty chodníkov z liateho asfaltu, skúšobná prevádzka technologického vybavenia tunela (osvetlenie, vzduchotechnika, riadiaci systém dopravy a technológie, požiarna signalizácia, tiesňové volanie SOS, videodetekcia, dispečing, dopravné značenie) a zároveň prebieha príprava na preberacie konanie, aby mohli zrealizované diaľničné tunely slúžiť verejnosti.

Po úspešnej skúšobnej prevádzke technologického vybavenia tunela budú tunely pripravené na taktické cvičenie a odovzdanie do správy Národnej diaľničnej spoločnosti.

Tunel Čebrať

Súčasťou diaľničného úseku D1 Hubová – Ivachnová bude aj dvojrúrový tunel Čebrať s dĺžkou 3,8 km. V uplynulých mesiacoch boli diagnostikované rozsiahle problémy so stabilitou územia na západnom portáli tunela Čebrať a nadväzujúcom úseku diaľnice, ktoré si vyžadujú rozsiahle zmeny v technickom riešení, ktoré musia byť posúdené v procese EIA a následne povolené v zmysle stavebného zákona . Z tohto dôvodu sú aj v súčasnosti ešte stále práce na tomto tuneli pozastavené a realizuje sa len projekt geologickej úlohy.

Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností OHL ŽS, a.s., a Váhostav – SK, a.s.

Tunel Višňové

Najdlhším slovenským diaľničným tunelom má byť tunel Višňové s dĺžkou 7,5 km, ktorý je súčasťou úseku diaľnice D1 Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala, vedený južne od krajského mesta Žilina.

Obe rúry tunela Višňové boli prerazené v auguste 2018, po 40 mesiacoch razenia. Betonáž sekundárneho ostenia je hotová na viac ako 60 % dĺžky tunela.

Schválená a podpísaná dohoda o ukončení prác medzi objednávateľom, Národnou diaľničnou spoločnosťou, a zhotoviteľom, združením Salini Impregilo S.p.A. – Dúha, bola 6. marca 2019. K 14. 10. 2019 sú akékoľvek práce na tuneli ako aj na súvisiacom diaľničnom úseku pozastavené a zo strany Národnej diaľničnej spoločnosti prebiehajú prípravy na verejné obstarávanie prác súvisiacich s pokračovaním a dokončením stavby.

Odhadovaný termín možného ukončenia prác je najskôr v roku 2023.

Tunel Prešov

Tunel Prešov je diaľničný tunel vo výstavbe na Slovensku a nachádza sa na úseku diaľnice D1 Prešov západ – Prešov juh. Trasa tunelovej časti juhozápadného obchvatu Prešova bude tvorená dvoma nezávislými tunelovými rúrami, STR je dĺžky 2230,50 m a JTR dĺžky 2244,00 m.

Na začiatku októbra 2019 sú raziace práce na tuneli Prešov pred dokončením (plný profil) a naplno prebieha realizácia sekundárneho ostenia v obidvoch tunelových rúrach.

Z raziacich prác zostáva dokončiť cca 1000 m protiklenby a niekoľko výklenkov. Z tunela tak bude nutné ešte vyraziť a vyviesť cca 20 000 m^3 horniny. Tieto práce plánuje zhotoviteľ dokončiť ešte v roku 2019.

Práce na sekundárnom ostení sa rozbehli súčasne v JTR zo západného portálu a v STR z východného portálu. S predstihom boli realizované základové pasy, následne drenážne odvodnenie na rube

The work on the Žilina tunnel commenced in July 2014 by bulk excavation at the western portal. The realisation of the primary lining started in November 2014 and the Žilina tunnel breakthrough in complicated geological conditions took place after 731 days.

Both tunnels are currently in the final phase of realisation. Spreading mastic asphalt on walkways, trial operation of tunnel equipment (lighting, ventilation, traffic and equipment control system, fire detection and alarm system, emergency call system, videodetection, control centre, traffic signalling) are being finished and, at the same time, preparation for handover proceedings is underway so that the finished motorway tunnels can serve the public.

The tunnels will be prepared for a tactical exercise and handing over to the administration carried out by Národná Dialničná Spoločnosť after the completion of the trial operation of the tunnel equipment.

Čebrať tunnel

The 3.8km long Čebrať double-tube tunnel will be part of the Hubová – Ivachnová section of the D1 motorway. Extensive problems with the stability of the area at the western portal of the Čebrať tunnel and the connecting sections of the motorway were diagnosed in recent months. They require extensive changes in the technical solution, which have to be assessed in the EIA process and subsequently be approved in the meaning of the Building Act. For that reason the work operations on this tunnel are still suspended and only the Geological Task project is being realised.

A consortium formed by OHL ŽS, a.s., and Váhostav – SK, a.s., is the construction contractor.

Višňové tunnel

The 7.5km long Višňové tunnel, which is part of the Lietavská Lúčka – Višňové – Dubná Skala section of the D1 motorway, leading south of the regional capital Žilina, is to be the longest motorway tunnel in Slovakia.

Both tubes of the Višňové tunnel were broken through in August 2018, after 40 months of tunnelling. Over 60% of concreting the secondary lining has been finished.

The agreement on the termination of work between Národná Dialničná Spoločnosť and the consortium formed by Salini Impregilo S.p.A. and Dúha a. s. was approved and signed on 6th March 2019. As of 14th October 2019, all work operations on the tunnel and the connecting sections of the motorway have been suspended and preparations for public procurement of the works related to the continuation and completion of the construction, organised by Národná Dialničná Spoločnosť, are underway.

The estimated deadline for the completion of the works is no earlier than 2023.

Prešov tunnel

The Prešov tunnel is a motorway tunnel under construction in Slovakia. It is located in the Prešov West – Prešov South section of the D1 motorway. The route of the tunnelled part of the Prešov south-western bypass will be formed by two independent tunnel tubes; the northern tunnel tube will be 2230.50m long and the southern tunnel tube length will amount to 2244.00m.

At the beginning of February 2019, the work on the Prešov tunnel excavation is before completion (full profile) and the realisation of the secondary lining is in full swing in both tunnel tubes.

The excavation of ca 1000m of invert and several niches remains to the completion of excavation. It means that ca 20,000m^3 of rock will have to be excavated and removed from the tunnel. The contractor plans to finish this work still in 2019.

The work on the secondary lining commenced concurrently from the western portal in the STT and from the eastern portal in the NTT. Strip footings were realised in advance; drainage behind the external surface of the primary lining, waterproofing layers, concrete reinforcement of the upper vault and concreting of the upper vault followed subsequently. All above-mentioned operations have been

primárneho ostenia, hydroizolačné vrstvy, armatúra hornej klenby aj samotná betonáž hornej klenby. Všetky zmienené operácie sú realizované s odstupom zhruba 6 blokov pred operáciou nasledujúcou. Celý „vláčik“ operácií je v súčasnosti rozvinutý na dĺžke okolo 350 m.

V súčasnosti je v STR zabetónovaných celkom 35 blokov dĺžky 12 m, v JTR je to 19 blokov. Betonári prešli s debniacimi vozíkmi cez prvé priečne prepojenia, kde v rámci betonáže hlavného tunela zabetónovali aj krčky priečnych prepojení. V roku 2019 predpokladáme postup betonáže na hranu núdzových zálivov. V každej tunelovej rúre bude nutné vybetónovať dva núdzové zálivy a rovnako zostáva vybetónovať ešte sedem krčkov priečnych prepojení v každej tunelovej rúre. Pri jednej betonáži hornej klenby použijú betonári v priemere cca 115 m^3 betónovej zmesi.

Pre betonáž núdzových zálivov bude v priebehu novembra 2019 montované debnenie pre núdzové zálivy, ktoré bude pri vjazde debniaceho vozu štandardného profilu tunela do núdzového zálivu primontované na tento debniaci voz.

Celú stavbu juhozápadného obchvatu Prešova realizuje Združenie D1 Prešov (EUROVIA SK, a.s., EUROVIA CS, a.s., Doprastav, a.s., Metrostav a.s., Metrostav Slovakia a.s.), tunel Prešov realizuje Metrostav a.s.

Tunel Bikoš

V júli 2019 sa slávnostným poklepaním základného kameňa začala výstavba rýchlostnej cesty R4 Prešov, severný ochvat, I. etapa. Súčasťou 4,3 km dlhého úseku rýchlostnej cesty budovanej v plnom profile bude aj dvojrúrový tunel Bikoš s dĺžkou 1155 m. V jesenných mesiacoch roku 2019 prebiehajú prípravné práce pre začiatok razenia tunela. Zhotoviteľom stavby je združenie spoločností Váhostav SK, a.s. a TuCon, a.s. Predpokladané ukončenie rýchlostnej cesty a jej uvedenie do prevádzky sa očakáva na jar 2023.

Ing. VLADIMÍR ĎURŠA, Doprastav, a.s,
Ing. JIŘÍ KOTOUČ, Metrostav a.s.,
Slovenská tunelárska asociácia

TUNELY NA ŽELEZNIČNEJ SIETI

Železničné tunely Diel a Milochov

Tunel Diel

Tunel Diel prechádza masívom vrchu Diel, ktorý tvorí centrálnu časť meandru Váhu v oblasti Nosickej priehrady. Tunel je navrhnutý dĺžky 1082 m. Razenie tunela prebiehalo v masíve popod kúpele Nimnica. Západný portál je situovaný na okraji obce Nimnica, východný portál (obr. 6) v území lesa nad cestou druhej triedy II/507, ktorá vedie z Púchova do Považskej Bystrice po pravom brehu priehrady. Tunel Diel má prerazenú únikovú štôlňu, ktorá ústí do priestoru východného portálu tunela.

Po ukončení raziacich prác pokračuje výstavba tunela realizáciou sekundárneho ostenia v hlavnej tunelovej rúre a v únikovej štôlni (obr. 7). K dnešnému dňu (10. 10. 2019) je v tuneli zhotovených 83 desaťmetrových blokov z celkového počtu 109. V únikovej štôlni sú zabetónované 3 horné klenby dĺžky 6 m z celkového počtu 54. Vo dne tunela prebiehajú práce na spodných klenbách, výplňových betónoch a základových doskách z betónu vystuženého oceľovým vláknom ako podklade pre železničný zvršok. Pripravuje sa ukladanie káblovodov v priestore núdzových chodníkov po oboch stranách tunela. Z ďalšieho vybavenia tunela prebieha proces prípravy pre požiarny vodovod a nerezové madlá, ktoré budú inštalované pozdĺž tunela ako bezpečnostný prvok.

Na oboch portáloch tunela sa začínajú práce na konečných terénnych úpravách. Nosným pohľadovým prvkom bude obklad zo zváraných gabiónov vyplnených lomovým kamenivom.

realised at the distance of roughly 6 blocks before the following operation. The whole “train” of operations is at the moment deployed along a tunnel section about 350m long.

At present, concreting of 35 blocks 12m long and 19 blocks has been finished in the NTT and STT, respectively. Concrete placers with their tunnel form travellers passed first cross passages, where they concreted also the necks of the cross passages within the framework of concreting the main tunnel lining. We expect concreting operations will reach the edge of emergency lay-bys in 2019. It will be necessary to concrete two emergency lay-bys and necks of seven cross passages in each tunnel tube. Ca 115m^3 of concrete are consumed for one upper vault concrete casting block on average.

Formwork for concreting the lining of the emergency lay-bys will be assembled during November 2019. It will be fixed to the form traveller at the moment of the arrival of the form traveller for the standard tunnel profile to the emergency lay-by.

The whole construction of the south-western bypass of Prešov is realised by the consortium named Združenie D1 Prešov (EUROVIA SK, a.s., EUROVIA CS, a.s., Doprastav, a.s., Metrostav a.s., Metrostav Slovakia a.s.); the Prešov tunnel is being realised by Metrostav a.s.

Bikoš tunnel

In July 2019, the construction of the R4 Prešov express highway, northern by-pass, stage No. I, commenced in July 2019 by ceremonial tapping the cornerstone. The 1155m long double-lane Bikoš tunnel (excavated full-face) will be part of the 4.3km long section of the express highway. In the Autumn 2019, the preparation for starting the tunnel excavation is in progress. The construction contractor is a consortium consisting of Váhostav – SK, a.s. and TuCon, a.s. The completion of the express highway and opening it to service is planned for Spring 2023.

Ing. VLADIMÍR ĎURŠA, Doprastav, a.s.
Ing. JIŘÍ KOTOUČ, Metrostav a.s.
Slovenská tunelárska asociácia

TUNNELS ON RAILWAY NETWORK

Diel and Milochov railway tunnels

Diel tunnel

The Diel tunnel passes through the Diel hill massif, which forms the central part of the Váh River meander in the area of the Nosice dam. The tunnel design length amounts to 1082 metres. The tunnel is being driven through the massif under the Nimnica spa. The western portal is located on the outskirts of the municipality of Nimnica; the eastern portal (see Fig. 6) is being constructed in the area above the II/507 secondary road leading from Púchov to Považská Bystrica

Obr. 6 Tunel Diel – hĺbený tunel na východnom portáli
Fig. 6 Diel tunnel – cut-and-cover tunnel at the eastern portal

Obr. 7 Tunel Diel – sekundárne ostenie v únikovej štôlni
Fig. 7 Diel tunnel – secondary lining in the escape gallery

Tunel Milochov

Na preklenutie úpätia vrchu Stavná, južne od miestnej časti Horný Milochov mesta Považská Bystrica, je navrhnutý nový tunel Milochov. Projektovaná dĺžka tunela je 1861 m. Tunel bude mať jednu únikovú štôlňu, ktorá bude vyúsťovať v obci Horný Milochov.

Raziace práce zo západného portálu sú ukončené (obr. 8). Vyrazených je 115 m v kalote a na celý profil tunela 105 m.

Razenie z východného portálu pokračuje prácami v dvoch úrovniach, v kalote a stupni s dnom tak, aby sa od seba nevzdialili na predpísanú vzdialenosť určenú projektom pre každú vystrojovaciu triedu. Ku dňu 10. 10. 2019 bolo v kalote vyrazených 824 m a v stupni, resp. dne 673 m.

Raziace práce prebiehajú vo vystrojovacej triede IV, kde sa na čelbe striedajú pieskovce a ílovce v rôznych formách od zvetraných, cez tektonicky porušené až po zdravé. V pieskovcoch sa objavuje prítok puklinovej vody, ílovce sú suché, no porušené, a pri razení sa vytvárajú nadvýlomy v strope.

along the right bank of the reservoir. The Diel tunnel escape gallery has been broken through. It has its exit in the area of the eastern portal of the tunnel.

After completion of tunnel excavation, the tunnel construction continues by the realisation of the secondary lining in the main tunnel tube and the escape gallery (see Fig. 7). As of today (10th October 2019), 83 pieces of 10m long blocks from the total number of 109 have been carried out. In the escape gallery, concreting of 3 upper vaults from the total number of 54 has been finished. At the tunnel bottom, the work on inverts, mass fill concrete and foundation slabs from concrete reinforced with steel fibres, serving as the base for trackwork, is underway. Placing of cableways in the space under walkways on both sides of the tunnel is under preparation. Of the other tunnel equipment, the process of preparation for the fire main and stainless steel handles installation takes place. The handles will be installed along the tunnel as a safety element.

At both portals, the work on final terrain finishes is beginning. Cladding with welded gabions filled with rubble stone will become the crucial architectural facing element.

Milochov tunnel

The new Milochov tunnel is designed for overcoming the bottom of Stavná hill south of the municipal district of Horný Milochov of the town of Považská Bystrica. The tunnel length design amounts to 1861 metres. The tunnel will have one escape gallery ending in the municipality of Horný Milochov.

The excavation from the western portal (115 metres in the top heading and 105 metres of the full-face excavation) has been finished (see Fig. 8).

The tunnel excavation from the eastern portal continues by working at two levels, in the top heading and in the bench with bottom. The objective is not to exceed the distance prescribed by the design for each excavation support class. As of today (10th October 2019), 842m of the excavation in the top heading and 673m in the bench has been finished. .

The tunnel excavation proceeds through excavation support class IV, where sandstone and claystone in various forms ranging from weathered through tectonically faulted up to fresh alternate. Fissure water inflows appear in sandstone; claystone is dry, but faulted, and overbreaks occur in the crown during excavation.

The excavation has reached the point from which it is possible to excavate the escape gallery from the tunnel interior. The portal is prepared for the gallery in the municipality of Horný Milochov. Only

Obr. 8 Tunel Milochov – západný portál
Fig. 8 Milochov tunnel – western portal

Postupom razenia sme sa dostali na úroveň, odkiaľ je možné začať zvnútra tunela raziť únikovú štôlňu, pre ktorú je v obci Horný Milochov už pripravený portál. Z portálu sa bude raziť len prvých 10 m. Hlavná časť štôlne bude razená z tunela dovrchne.

Celú stavbu realizuje združenie Nimnica zložené zo spoločností Doprastav – TSS Grade – SUBTERRA – EŽ Praha. Tunel Diel realizuje spoločnosť TUBAU, a.s. a tunel Milochov spoločnosť Subterra a.s. Generálnym projektantom pre investora Železnice Slovenskej republiky je spoločnosť REMING CONSULT a.s.

Ing. JÁN KUŠNÍR, REMING CONSULT a.s.

initial 10m of the gallery will be driven from the gallery portal. The main part of the gallery will be driven uphill from the tunnel.

The entire construction is realised by the Nimnica Consortium consisting of the companies of Doprastav – TSS Grade – SUBTERRA – EŽ Praha. The Diel tunnel is being realised by TUBAU, a. s., whilst Subterra a.s. is the contractor for the Milochov tunnel construction. REMING CONSULT a.s. is the general designer for the project owner, Železnice Slovenskej Republiky (Slovak Railways).

Ing. JÁM KUŠNÍR, REMING CONSULT a.s.

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB
FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

POHLEDNICE S TUNELY – OPĚT NA SKOK V ČECHÁCH
PICTURE POSTCARDS WITH TUNNELS – AGAIN IN CZECHIA

There are over 150 tunnels on railway tracks administered by the Railway Infrastructure Administration, state organisation. Many of them are documented even on (usually older) picture postcards. Six of them, presented in eight picture postcards, will get a turn in this part of the series. Except one, these tunnels are little known. Slightly paradoxically, the most famous one – the Choceň Tunnel – no longer exists because it had been removed and replaced by rock cutting long seventy years ago. And it is just this tunnel which is commemorated by an occasional post envelope instead of a picture postcard.

Obr. 1 Děčín – Podmokly (Tetschen – Bodenbach). Pohlednice podle akvarelu. Neznámý vydavatel. 1900. [sbírka autorů]
Při levém okraji obrázku se nachází jižní (děčínský) portál tunelu Ovčí stěna – též obr. 2 a 3. Pravé části pohlednice dominuje Děčínský zámek, v letech 1628–1932 sídlo hrabat Thun-Hohenstein. Tato stavba s dlouhou historií byla v letech 1968–1991 systematicky devastovaná sovětskou posádkou. Dnes je majetkem města Děčína a je zásadně opravovaná. Při nábřeží Labe vlevo je zakotvená řada dřevěných dopravních lodic. Pohlednice byla dne 14. 7. 1900 zaslaná p. Aloisem Vilémem Ebrlem slečně Anince Iserové do Vápenného Podola.
Fig. 1 Děčín – Podmokly (Tetschen – Bodenbach). A picture postcard by watercolour. Unknown publisher. 1900. [authors' collection]
Located at the left edge of the picture, there is the southern (Děčín) portal of the Ovčí Stěna tunnel – also in Pictures 2 and 3. The right side of the picture postcard is dominated by Děčín Castle, the seat of Thun-Hohenstein counts from 1628 to 1932. This building, boasting of the long history, was systematically devastated by Soviet garrison in the years 1968–1991. Today it is owned by the town of Děčín and is being subjected to major repairs. For the left, there is a row of wooden transport boats anchored at the Elbe embankment. The picture postcard was posted by Mr. Alois Vilém Ebrle to Miss Aninka Iser to the village of Vápenný Podol on 14th July 1900.

Na železničních tratích Správy železniční dopravní cesty, státní organizace, se nachází přes 150 tunelů. Řada z nich je dokumentovaná i na (obvykle starších) pohlednicích. V tomto dílu seriálu se dostává řada na šest z nich, zobrazených na osmi pohlednicích. Až na jeden jde o tunely málo známé. Poněkud paradoxně ten nejznámější – Choceňský tunel – již neexistuje, poněvadž byl již před dlouhými sedmdesáti lety snesený a nahrazený skalním zářezem. A právě tento tunel také není připomínaný pohlednicí, nýbrž příležitostnou dopisní obálkou.

TUNEL OVČÍ STĚNA

Otevření železnice Praha – Drážďany 8. 4. 1851 znamenalo prudký rozvoj Děčína (Tetschen) na pravém břehu Labe a především Podmokel (Bodenbach) na protějším, levém břehu řeky. Tunel se nalézá právě v Podmoklech, na traťovém úseku Děčín hl. n. – Dolní Žleb státní hranice s SRN, a to mezi stanicemi Děčín hl. n. a Děčín Přípeř.

Obr. 2 Pozdrav z Podmokel (Bodenbach). Bröckelt & Sperl, Tetschen a. Elbe 450. 1900. [sbírka autorů]
Na pohlednici je část dosud samostatného města Bodenbach (dnes Děčín IV – Podmokly) při levém břehu Labe. Jižní (děčínský) portál tunelu Ovčí stěna (rovněž na obr. 1 a 3) je v pozadí pravého okraje snímku.
Fig. 2 Greetings from Podmokly (Bodenbach). Bröckelt & Sperl, Tetschen a. Elbe 450. 1900. [authors' collection]
A part of the till now independent town of Bodenbach (today Děčín IV – Podmokly) on the left bank of the Elbe is shown in the picture postcard. The southern (Děčín) portal of the Ovčí Stěna tunnel (also in Figures 1 and 3) is in the background of the right-side edge of the picture.

Obr. 3 Děčín – Podmokly (Tetschen – Bodenbach). Labská partie s Horním Podlužím (Obergrund). B. K. Sch. W. I. (153). 1908. [sbírka autorů]
V levém dolním rohu pohlednice je jižní (děčínský) portál tunelu Ovčí stěna (stejně jako na obr. 1 a 2). Původně samostatná města Podmokly (vlevo) a Děčín (vpravo), sloučená ve dvojměstí roku 1942, spojuje poslední český řetězový most císařovny Alžběty, otevřený 2. 12. 1855 a snesený 1933; jeho pilíře dnes slouží mostu Tyršovu. Za mostem vpravo je starý děčínský přístav. Pozornost zasluhuje čilý plavební ruch na Labi, stejně jako řada vorů zakotvená při levém břehu řeky.
Fig. 3 Děčín – Podmokly (Tetschen – Bodenbach). The Elbe river scenery with Horní Podluží (Obergrund). B. K. Sch. W. I. (153). 1908. [authors' collection]
In the bottom left corner of the picture postcard, there is the southern (Děčín) portal of the Ovčí Stěna tunnel (also in Figures 1 and 2). The originally independent towns of Podmokly (pictured left) and Děčín (pictured right), merged in a doubletown in 1942, are connected by the last Czech chain bridge, the Empress Elisabeth Bridge, which was inaugurated on 1st December 1855 and removed in 1933; its pillars are today utilised by the Tyrs' Bridge. The old Děčín port is behind the bridge, on the right side. The lively shipping on the Elbe and the row of rafts anchored at the left bank of the river deserve attention.

Pojmenování tunelu bylo odvozeno z terénní překážky, kterou je pískovcová skála, původně německy pojmenovaná Schäferwand (Ovčí stěna), v současnosti však nazývaná stěna Pastýřská. Vlastní tunel má délku 279 m, dvě koleje a byl dokončený v roce 1849. Pohlednice s tímto tunelem ostatně byla v tomto seriálu uvedena již v Tunelu č. 3/2014 – ukazovala však severní výjezdový (Žlebský) portál, když nyní se jedná o portál protější – obr. 1 až 3. [1, 3, 5]

Obr. 4 Panenský kámen (Jungfernstein) u Nebočad (Neschwitz). 1469. Neznámý vydavatel. Okolo 1930? [sbírka autorů]
Obec Neschwitz (dnes Nebočady) v současnosti administrativně náleží do místní části Děčín – XXXIII. Znělcový ostroh Jungfernstein byl před 2. světovou válkou česky nazývaný „Panenský kámen". Nověji nese pojmenování „Dívčí kámen".
Fig. 4 Panenský kámen (Jungfernstein) near Nebočady (Neschwitz). 1469. Unknown publisher. About 1930? [authors' collection]
The village of Neschwitz (today Nebočady) is administratively part of the Děčín – XXXIII municipal district. The Jungfernstein phonolite promontory was named "Panenský Kámen" before World War 2. The newer name is "Dívčí Kámen".

Obr. 5 Bez názvu. Photochromie D O & N. Serie 230 No 3740. Okolo 1940? [sbírka autorů]
Na pohlednici je zachycený původní jižní skalní portál Jakubského tunelu (také na obr. 4). V 50. letech 20. století byla před portálem zřízená krátká těžká galerie. Na protějším, levém břehu Labe se nachází obec Choratice (německy Kartitz). V pozadí vlevo je vidět Lotarův vrch (510 m n. m.), v centrální části obrázku se nachází typická homole Chmelník (508 m n. m.).
Fig. 5 Without name. Photochromy D O & N. Series 230 No 3740. About 1940? [authors' collection]
The original southern rock portal of the Saint Jacob's tunnel (Jakubský tunel) is shown in the picture postcard (also in Figure 4). In the 1950s, a short heavy protection gallery was constructed in front of the portal. On the opposite bank of the Elbe, there is the village of Choratice (Kartitz in German). Lothar's Hill (510m a. s. l.) can be seen in the background for the left; the typical Chmelník hummock (508m a. s. l.) is in the central part of the picture.

JAKUBSKÝ TUNEL

Pravobřežní labská železnice byla vybudovaná mezi lety 1870 –1874 rakouskou Severozápadní dráhou, a to jako součást spojení Vídně s hranicemi Německa u Děčína. Trať byla posléze od roku 1909, s dokončením během 1. světové války, zdvoukolejněna. V 50. letech 20. stol. byla železnice opravovaná se souběžnou elektrifikací. Dvoukolejný tunel překonává pro České středohoří charakteristický znělcový útvar, dnes pojmenovaný Dívčí kámen.

Obr. 6 Nádraží Mikulov v Čechách (Niklasberg i. Böhmen). 22891 Verlag: Arthur Dix, Moldau. Okolo 1920? [sbírka autorů]
Pohlednice s nádražíčkem a jihovýchodním (Mikulovským) portálem tunelu s velmi okouřeným záklenkem. Na budově nádraží je dvoujazyčný nápis Mikulov – Niklasberg.
Fig. 6 Mikulov v Čechách (Niklasberg i. Böhmen) railway station. 22891 Verlag: Arthur Dix, Moldau. About 1920? [authors' collection]
A picture postcard showing a small railway station and the south-eastern (Mikulov) portal with a very smoked discharging arch. Bilingual lettering Mikulov – Niklasberg is on the station building.

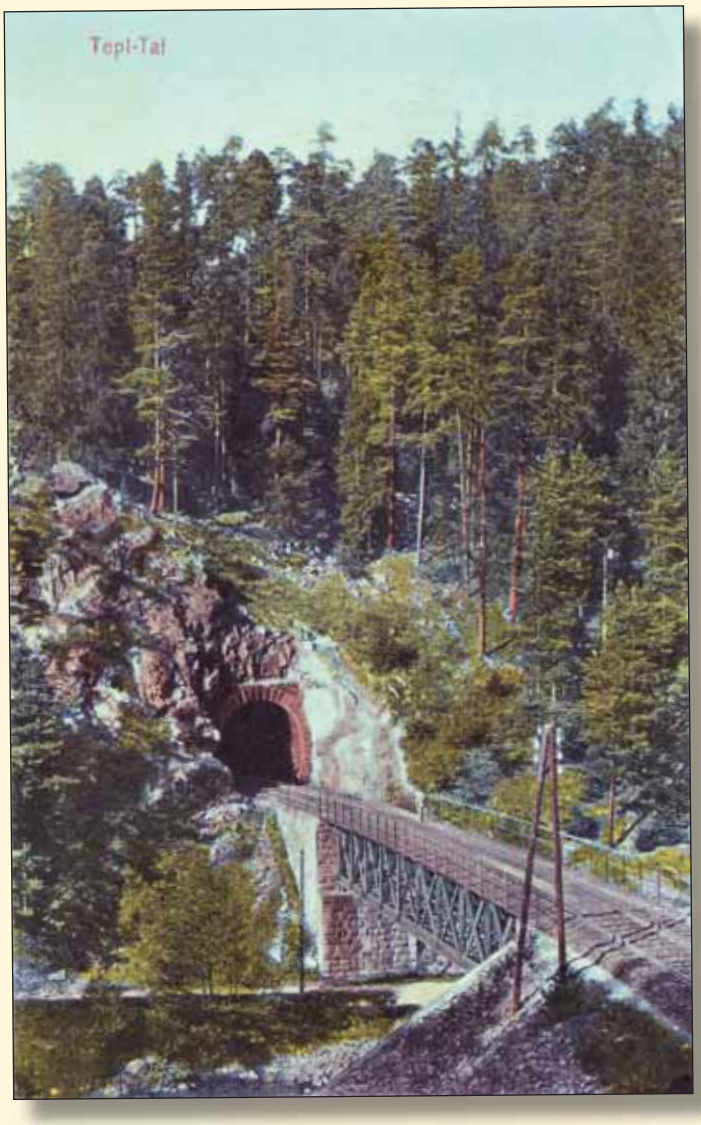
Má délku 86,80 m a nachází se na traťovém úseku Lysá n/L – Děčín – Prostřední Žleb, mezi zastávkou Těchlovice (na jihu) a stanicí Boletice n/L (na severu) – obr. 4 a 5. Pojmenování nese podle blízké osady Jakuby. [1, 3, 4]

MIKULOVSKÝ TUNEL

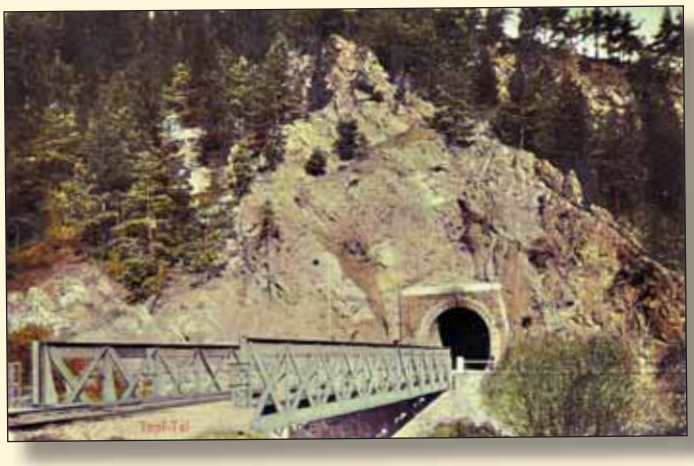
Mikulovský tunel se nachází na traťovém úseku Dubí – Moldava, mezi stanicí Mikulov v Krušných horách a zastávkou Mikulov – Nové Město (obr. 6). Má délku 334 m, je jednokolejný, v protisměrných směrových obloucích a otevřený byl roku 1885.

Regionální Moldavskou horskou dráhu stavěla mezi lety 1873 až 1885 společnost Pražsko-duchcovské dráhy pro vývoz uhlí do Německa. Vedla z Mostu přes Osek, Hrob, Dubí a Mikulov do Moldavy. Propojení do Německa však bylo 1946 sovětskými vojáky rozebráno. Dnes se nicméně zvažuje obnovení.

Roku 1998 byla dráha zařazena mezi kulturní památky. Aktuální technický stav tunelu však umožňuje rychlost jen 10 km/h. [1, 6]



Obr. 8 Údolí řeky Teplé (Tepl-Tal). No. 17117 Verlag von J. P. Braunbock, Tepl. Orig.-Aufn. B. L. N. Kolorovaná fotografie. 1926. [sbírka autorů]
Na pohlednici je jižní portál tunelu Dolnohamerského III od železniční zastávky Louka u Mariánských Lázní.
Fig. 8 Teplá River valley (Tepl-Tal). No. 17117 Verlag von J. P. Braunbock, Tepl. Orig.-Aufn. B. L. N. Coloured photograph. 1926. [authors' collection]
The picture postcard shows the southern portal of the Dolnohamerský III tunnel viewed from the intermediate railway station for Louka u Mariánských Lázní spa.



Obr. 7 Údolí řeky Teplé (Tepl-Tal). Neznámý vydavatel. Kolorovaná fotografie. Okolo 1920. [sbírka autorů]
Na pohlednici je jižní portál tunelu Dolnohamerského I. Následuje bezprostředně za mostem přes hluboké údolí Teplé a silniční komunikací vedenou souběžně s řekou.
Fig. 7 The Teplá River valley (Tepl-Tal). Unknown publisher. Coloured photograph. About 1920 [authors' collection]
The picture postcard shows the southern portal of the Dolnohamerský I tunnel. It is located immediately behind a bridge over the deep Teplá River valley and the road leading in parallel with the river.

TUNELY V ÚDOLÍ ŘEKY TEPLÉ

Regionální neelektrifikovaná železniční trať Mariánské Lázně – Karlovy Vary dolní nádraží spojuje v délce 56 km obě nejvýznamnější lázeňská města ČR. Provoz na ní byl zahájený v roce 1898. Ve své převážné délce je železnice vedená podél toku řeky Teplé.

Na trase se nachází celkem šest tunelů, z nichž nejdelší je Bečovský (248,20 m) a nejkratší Dolnohamerský II (40,60 m). Na obr. 7 je připomínán tunel Dolnohamerský I, dlouhý 132,38 m, na obr. 8

Obr. 9 150 let dráhy Olomouc – Praha 1845 – 20/8 – 1995. Příležitostná obálka České pošty k významnému drážnímu výročí. [sbírka autorů]
Námětem obálky jsou historické rytiny dnes již neexistujícího Choceňského tunelu – shora: podélný řez s větracími šachtami, půdorys a portály. Vlevo je pražský portál (s vročením MDCCCXXXXV) a vpravo portál olomoucký (s dedikací císaři Ferdinandu I.). Jen s nostalgií lze vzpomenout doby, kdy k zaslání dopisu postačily pouhé 3 Kč. Po necelých 25 letech je to osminásobek.
Fig. 9 150 years of the Olomouc – Praha rail track 1845 – 20/8 – 1995. Occasional envelope of Czech Post for the important railway anniversary [authors' collection]
The theme of the historic envelope is historical engravings of the today no more existing Choceň tunnel – down from the top: longitudinal section with ventilation shafts, ground plan and portals. For the left, there is the Prague portal (with datation MDCCCXXXXV) and, for the right, the Olomouc portal (with dedication to Emperor Ferdinand I). It is only with nostalgia to remember the time when only 3 Czech crowns were enough for posting a letter. After less than 25 years it is eight times more.

je to následující tunel Dolnohamerský III, dlouhý 115,10 m. Oba tunely, nacházející se mezi železniční stanicí Bečov nad Teplou a zastávkou Louka u Mariánských Lázní, byly otevřené ve stejném roce jako celá dráha.

CHOCEŇSKÝ TUNEL

Pohlednice se západním (pražským/choceňským) portálem dnes neexistujícího Choceňského tunelu byla uvedená již v Tunelu č. 3/2014.

Bývalý železniční tunel (obr. 9) se nacházel na traťovém úseku Choceň – Brandýs nad Orlicí, v bezprostřední blízkosti nádraží Choceň. Na jeho projektování se měl podílet stavitel dráhy Ing. Jan Perner, který při prohlídce stavby ze schůdků vagónu utrpěl dne 9. 9. 1845 smrtelné zranění. Tunel měl délku 255,97 m a byl zprovozněn v roce 1845 jako dvoukolejný. V letech 1947 až 1949 byl, s ohledem na velmi špatný stav, snesený a nahrazený hlubokým zářezem s charakteristickými pilířovými opěrnými stěnami. I díky tomu lze dnes z vlaku spatřit typickou vrstevnatost křídových hornin. [1]

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
Ing. RICHARD SVOBODA, Ph.D.,
Ing. MARTIN ZÁVACKÝ

Poděkování: *Článek byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu „Národní program udržitelnosti I“ a projektu č. TE01020168 „Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI)“ podporovaného z programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR).*

LITERATURA / REFERENCES

[1] ZIMEK, P. *Z historie železničních tunelů.* 1. vyd. Praha: ČD, ?, 32 s.
[2] Železniční tunely v Česku [online]. [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <http://cs.wikipedia.org/wiki/%C5%BDelezni%C4%8Dn%C3%AD_tunely_v_%C4%8Cesku>
[3] Seznam železničních tratí v Česku [online]. [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam_%C5%BEelezni%C4%8Dn%C3%ADch_trat%C3%AD_v_%C4%8Cesku>
[4] Seznam německých názvů obcí a osad v Česku [online]. [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam_n%C4%9Bmeck%C3%BDch_n%C3%A1zv%C5%AF_obc%C3%AD_a_osad_v_%C4%8Cesku>
[5] Děčín [online]. [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <https://cs.wikipedia.org/wiki/D%C4%9B%C4%8D%C3%ADn>
[6] Obec Mikulov [online]. [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <https://www.obec-mikulov.cz/>
[7] Trať 149 Karlovy Vary – Mariánské Lázně [online]. 2019 [cit. 2019-07-10]. Dostupné na internetu <http://www.tady.cz/dadajena1/149.htm>

VÝROČÍ ANNIVERSARIES

80. NAROZENINY ING. JIŘÍHO HUDKA, CSc.
80TH BIRTHDAY OF ING. JIŘÍ HUDEK, CSc.

Dne 19. 12. 2019 se dožívá 80 let ve velmi svěží kondici jeden z našich předních odborníků v oblasti geotechniky a především mechaniky skalních hornin Ing. Jiří Hudek, CSc.

Jiří Hudek se narodil v roce 1939 v Kolíně. Od mládí ho zajímala především geologie. V 17 letech dělal přijímací zkoušky na Přírodovědeckou fakultu UK v Praze – obor geologie, kam ovšem čistě z kádrových důvodů svého živnostenského původu nebyl přijat, neboť jeho otec i dědeček byli majitelé kolínského pekařství. Na přihlášku pro jistotu však zaškrtl z příslušného seznamu škol i první řádek – ČVUT Fakultu pozemních staveb, avšak aniž by tehdy věděl, co to za školu je. Obor pozemní stavby a konstrukce na této fakultě začal studovat v roce 1957 a zdárně jej ukončil promocí v roce 1962. Po absolvování jednoroční vojenské služby v Litoměřicích našel Jiří Hudek v září 1964 zaměstnání v Pražském projektovém ústavu (PPÚ), kde byl přijat do tehdy ještě malého střediska geologického průzkumu.

On 19th December 2019, Ing. Jiří Hudek, CSc., one of our top experts in the field of geotechnics and, first of all, rock mechanics, will live to be eighty years old.

Jiří Hudek was born in Kolín in 1939. Geology has been his main object of interest since the youth. At the age of 17 he passed entrance exams to the Faculty of Natural Science of the Charles University in Prague – the study field of geology, but was not accepted purely for political reasons, for his business enterprise origin. His father and grandfather owned a bakery in Kolín. Fortunately, he crossed in the relevant list of schools also the first line – the Czech Technical University in Prague, Faculty of Building, without knowing at that time what this school was good for. He started to study the field of building and structures at that faculty in 1957 and successfully finished the study by graduation in 1962. In September 1964, after completing the one-year military service in Litoměřice, he found employment at Pražský Projektový Ústav (Prague Design Institute), where he was accepted to, at that time still small, department of geological surveying.

The Prague Design Institute was delimited in 1966 to Projektový Ústav Dopravních a Inženýrských Staveb – PÚDIS (Design Institute for Transportation and Engineering Construction).

Z pražského projektového ústavu (PPU) vznikl delimitací v roce 1966 Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb – PÚDIS. Pracovní aktivita Jiřího Hudka je dále celoživotně spjata s tímto podnikem, a to od jeho vzniku dodnes (1966–2019), ucelených 53 let. Nejprve to bylo v souvislosti s tehdy připravovaným projektem a průzkumem pro novou výstavbu pražské podpovrchové tramvaje. Koncepce podzemní tramvaje byla však již v r. 1967 opuštěna a operativně se přešlo na dnešní systém metra. Takto se jubilant ocitl přímo v tunelářském oboru, především v jeho průzkumných a monitorovacích činnostech. Od počátku se věnoval především zkušebním metodám mechaniky zemin a skalních hornin (laboratorním i terénním) a dále zpracovávání geotechnických částí průzkumů pro různé stavby. V roce 1968 se ve svých 29 letech stal vedoucím oddělení geotechnických a stavebně-technických průzkumů PÚDIS.

V období 1967–1977 koordinoval a přímo se podílel na zpracování geotechnických částí průzkumů pro trasu metra „C“ (úseky ohraničené stanicemi Florenc – Kačerov, Kačerov – Háje), pro trasu „A“ (úseky Dejvická – Náměstí Míru a Náměstí Míru – Želivského) a pro trasu B (úsek Florenc – Nádraží Smíchov). Velmi cenné geotechnické poznatky, získané především z průzkumů pro pražské metro, dokázal zhodnotit ve své kandidátské disertační práci „*Přetvárné charakteristiky ordovických sedimentárních hornin pro modelové řešení horských tlaků*“ z roku 1976. V osmdesátých letech minulého století se v Praze obdobným způsobem věnoval projektu a výstavbě Strahovského tunelu s jeho rozsáhlými průzkumnými činnostmi. V devadesátých letech pak především velmi náročnému pražskému tunelu Mrázovka, dále se pak podílel i na průzkumu a monitoringu silničního tunelového komplexu Blanka.

Při realizaci průzkumů se především specializoval na zjišťování přetvárných a pevnostních vlastností horninového prostředí pro náročné inženýrské stavby – zejména tunely. V souvislosti s tímto v průběhu více než 50 let řídil a interpretoval vysoký počet terénních zkoušek umístěných v geotechnických rozrážkách průzkumných štol, šachet či presiometrických a dilatometrických zkoušek ve vrtech. Modifikace některých zkoušek na horninových blocích sám vyvinul a poprvé použil – například torzní zkoušku in situ. O svých poznatcích pak referoval na světových kongresech Mezinárodní společnosti pro mechaniku hornin – ISRM v r. 1979 ve švýcarském Montreux a v roce 1987 v kanadském Montrealu. Kromě terénních zkoušek pro zjištění pevnosti a tuhosti horninového masivu in situ Jiří Hudek vytvořil a v roce 1973 použil modifikaci metody stanovení primární napjatosti horninového masivu odlehčením štolou, a to na 1. provozním úseku trasy „A“ pražského metra.

Jiří Hudek je též vyhledávaným odborníkem pro realizaci a vyhodnocení presiometrických a dilatometrických zkoušek ve vrtech, které v PUDIS realizuje od roku 1979. Na 3. vinohradském tunelu, posléze na tunelu Mrázovka a ve Stromovce na tunelovém komplexu Blanka, bylo podle jeho postupu pomocí presiometrických zkoušek ověřováno zpevnění (zvýšení tuhosti) horninového prostředí pomocí sanačních injektáží.

Získané zkušenosti z průzkumů, a to nejen pro podzemní stavby, interpretoval Jiří Hudek například při zpracování souboru podrobných inženýrskogeologických map Prahy (v měřítku 1 : 5000), pro které od roku 1968 průběžně sestavoval a upřesňoval přehledy místních geotechnických charakteristik zastižených zemin a hornin. Pro známou publikaci *Praha a inženýrská geologie*, vydanou PÚDIS v roce 1979 k výročí osmdesátých narozenin akademika Q. Záruby, sestavil J. Hudek ucelený přehled místních geotechnických charakteristik pro geologické poměry v Praze.

Kromě velmi bohaté tuzemské odborné činnosti lze z geotechnických prací realizovaných v zahraničí uvést například spolupráci na

Jiří Hudek's working activity has been lifelong linked to this company, since its inception to this day (1966w–2019), for full 53 years. In the beginning, it was in connection with the, at that time in preparation, design and survey for the new development of Prague light rail transit line (subsurface tram line). The concept of light transit line was abandoned in 1967 and the operations were operatively switched to the current system of metro. Thus the jubilarian found himself directly in the tunnel construction industry, first of all its survey and monitoring activities. From the beginning he focused himself mainly on testing methods for soil and rock mechanics (laboratory as well as field testing) and further on processing geotechnical parts of surveys for various construction projects. In 1968, at his age of 29, he became head of PÚDIS department of geotechnical, construction and technical surveys.

In the period 1967–1977 he coordinated and directly participated in preparation of geotechnical parts of surveys for the Line C of Prague metro (sections bordered by Florenc – Kačerov and Kačerov – Háje stations), the Line A (Dejvická – Náměstí Míru and Náměstí Míru – Želivského sections) and for the Line B (Florenc – Nádraží Smíchov section). He managed to assess the very valuable geotechnical findings, obtained first of all from surveys for Prague metro, in his Candidate Thesis named „Deformational characteristics of Ordovician sedimentary rock for model solutions to mountain pressures" from 1976. In the 1980s, he devoted himself in a similar way to the Strahov tunnel in Prague with its extensive surveying activities. In the 1990s, he focused first of all on the complicated Prague tunnel, Mrázovka. Further on, he even participated in the survey and monitoring of the Blanka complex of road tunnels.

Regarding the realisation of surveys, he mainly specialised himself in determination of deformational and strength-related properties of ground environment for demanding civil engineering projects – in particular tunnels. In this context, during the course of over 50 years, he was in charge of and interpreted a high number of field tests carried out in stubs for geotechnical investigation galleries, shafts or pressuremeter and dilatometer tests in boreholes. He himself developed and first used modifications of some tests on rock blocks – for example in situ torsion testing. Later he reported on his findings at world congresses organised by the International Society for Rock Mechanics, the ISRM, in Swiss Montreaux in 1979 and Canadian Montreal in 1987.

Apart from field tests for determination of strength and toughness of rock mass in situ, Jiří Hudek developed a modification of the method for determination of primary stress in rock mass by means of discharging the stress through a gallery. He applied it to the operational section No. 1 of the Line A of Prague metro in 1973.

Jiří Hudek is, in addition, a sought after expert for realisation and assessment of pressuremeter and dilatometer tests in boreholes. He has conducted them in PÚDIS since 1979. Consolidation (increasing of toughness) was verified on the Vinohrady tunnel No. 3, subsequently on the Mrázovka tunnel and, in Stromovka Park, on the Blanka complex of tunnels according to his procedure using pre-excavation grouting.

Jiří Hudek interpreted the experience gained from surveys and investigations carried out not only for underground construction, for example, in the preparation of the package of detailed engineering geological maps of Prague (1 : 5000 scale), for which he put together and specified overviews of local geotechnical characteristics of the soils and rock encountered. Jiří Hudek assembled a self-contained overview of local geotechnical characteristics for geological conditions in Prague to be used for the well-known publication Prague and Engineering Geology, which was issued by PÚDIS on the occasion of Academician Q. Záruba's eightieth birthday.

In addition to domestic extensive professional activity, it is possible to mention geotechnical works realised abroad – collaboration on the

průzkumu pro letiště a průmyslový komplex APRO v Libyi (1981), průzkumy pro přehrady Foum el Kchanga a Taksebt v předhůří Atlasu v Alžírsku (1986–1987), presiometrické a dilatometrické zkoušky ve vrtech hlubokých až 100 m pro tunely v rakouském Semmeringu (1991–1992) a geotechnické posouzení 1. fáze projektu pro dálniční tunel Kandovan v pohoří Elburz v Iránu (1994–1995).

K činnosti Jiřího Hudka se váže více než 100 příspěvků do sborníků technických konferencí a publikovaných článků v odborných časopisech. Byl vždy aktivním přispěvatelem časopisu Tunel a v prvé polovině devadesátých let byl i členem jeho redakční rady.

Za všechny spolupracovníky, jak ty dřívější, tak ty současné, bych chtěl říci: tak, jak jsem Jiřího Hudka zažil (a je to více než 20 let), čím dál více si ho vážím především pro jeho schopnost spojit exaktní inženýrský přístup geotechnického specialisty s dlouholetým hlubokým pochopením zákonitostí geologie. Té geologie, ke které měl od mládí tak blízký vztah!

Děkuji mu tedy za všechny kolegy, které svým šaramantním a laskavým přístupem v odborné práci obohatil – nejen profesně, ale i lidsky. Přeji mu především pevné zdraví, štěstí a mnoho radosti do dalších let.

RNDr. RADOVAN CHMELAŘ, Ph.D.
člen redakční rady

survey for the APRO airport and industrial complex in Libya (1981), surveys for the Foum el Kchanga and Taksebt dams in foothills of the Atlas mountain range in Algeria (1986–1987), pressuremeter and dilatometer tests in up to 100m deep boreholes for tunnels in Semmering, Austria (1991–1992) and geotechnical assessment of phase No. 1 for the Kandovan motorway tunnel through the Elburz mountain, Iran (1994–95).

Activities of Jiří Hudek are connected with more than 100 papers published in proceedings of technical conferences and papers published in professional journals. He has always been an active contributor to TUNEL journal and, in the first half of the 1990s, was even a member of its Editorial Board.

I would like to say on behalf of all collaborators, the former as well as current: as I have known Jiří Hudek (and it has been for more than 20 years), I appreciate him above all for his ability to combine exact engineering approach of a geotechnical specialist with long deep understanding of principles of geology. The geology to which he has been so close since his youth! So I thank him for all my colleagues he has enriched in their professional work, by his charming and kind approach not only professional, but also human. I wish him good health, happiness and a lot of joy in the coming years.

RNDr. RADOVAN CHMELAŘ, Ph.D.
Member of Editorial Board

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES
CZECH TUNNELIG ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS
www.ita-aites.cz

ZPRÁVA Z ODBORNÉHO ZÁJEZDU ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE DO RAKOUSKA VE DNECH 2. AŽ 5. ŘÍJNA 2019
REPORT FROM TECHNICAL EXCURSION OF CZECH TUNNELLING ASSOCIATION TO AUSTRIA FROM 2ND TO 5TH OCTOBER 2019

The Czech Tunnelling Association organises every year a technical excursion to interesting underground construction sites in Europe. The objective of this year's tour was Innsbruck, Austria, and the construction of world's longest railway tunnel, the Brenner Base Tunnel (BBT, web – https://www.bbt-se.com). The route of the new Brenner tunnel itself is 55km long. It connects Innsbruck with Fortezza in Italy. Its part is also the railway tunnel leading along the Inn river valley from Innsbruck to Kufstein (inaugurated in 1994), which will be connected with the BBT by new tunnel structures. In this way the BBT length will reach 64km and the tunnel will become the longest railway tunnel in the world.

Letos byl cílem odborného zájezdu rakouský Innsbruck a stavba nejdelšího železničního tunelu na světě, Brennerského bázového tunelu (BBT, web – https://www.bbt-se.com). Innsbruck je malebné město u paty alpských hřebenů, u něhož možná stojí za zmínku zajímavost spjatá s olympijským hnutím. Konala se zde zimní olympiáda, a to dvakrát krátce po sobě (v letech 1964 a 1976). V roce 1976 to byla z nouze cnost, protože původně vybraný kandidát Denver pořadatelství vzdal v roce 1973.

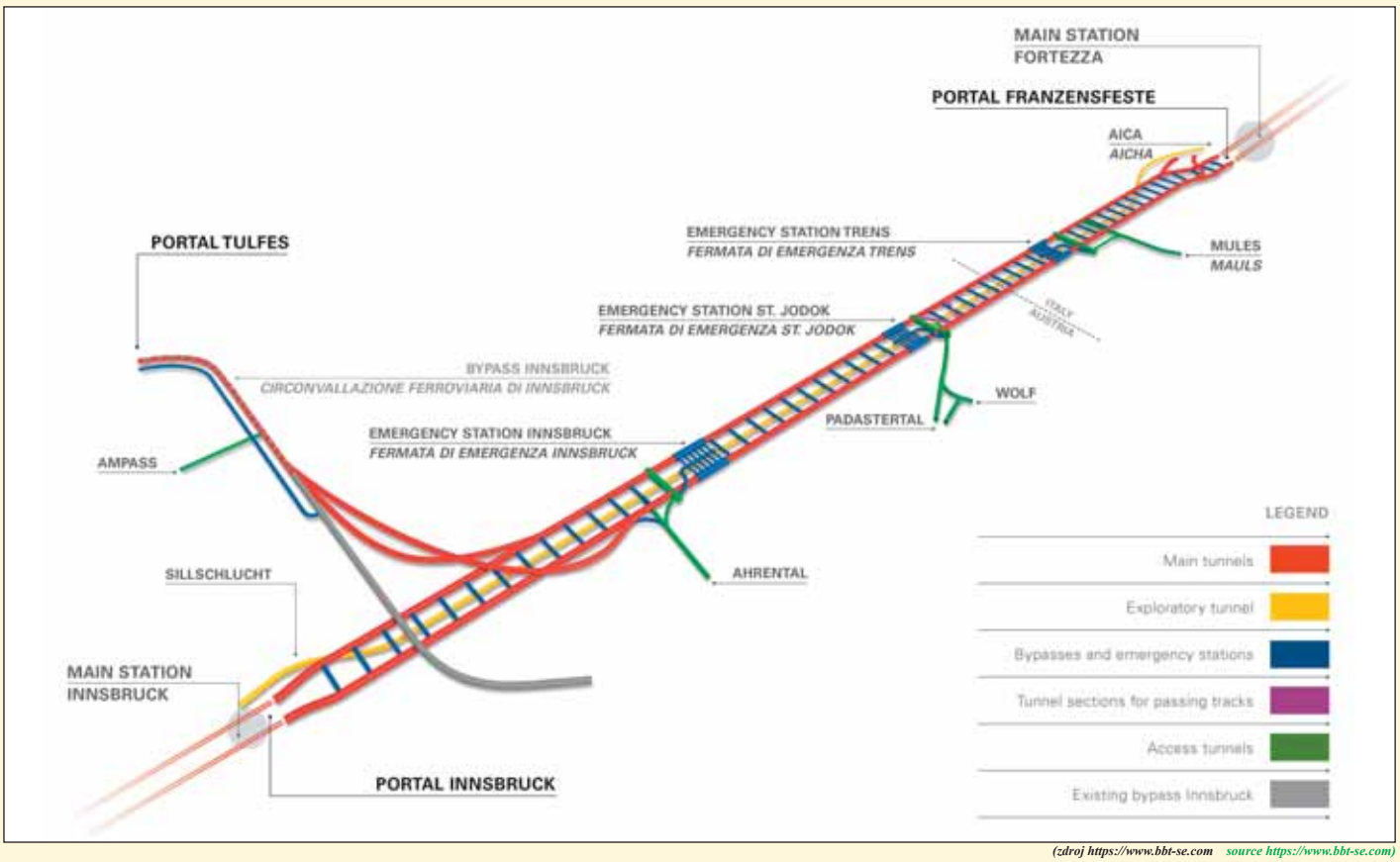
Trasa samotného nového Brennerského tunelu je dlouhá 55 km a spojuje Innsbruck s italskou Fortezzou. Jeho součástí je i existující železniční tunel vedoucí údolím řeky Inn z Innsbrucku do Kufsteinu (uvedený do provozu v roce 1994), který bude s BBT propojen novými tunelovými objekty. Tím dosáhne délka BBT 64 km a stane se nejdelším železničním tunelem na světě.

Stavbu tvoří dva jednokolejné tunely se soustavou přístupových tunelů, rozpletů a propojek. Schéma trasy je uvedeno na obr. 1.

Celkově bude v rámci stavby BBT vyraženo asi 230 km podzemních děl. Z toho přibližně polovina konvenčně (metodou Drill & Blast) a polovina mechanizovaně (tunelovacími stroji TBM). V tuto chvíli je dokončeno cca 130 km, které byly provedeny převážně konvenční metodou ražby.

Jednokolejné traťové tunely mají vnitřní průměr 8 m. Vzdálenost tubusů se pohybuje od 40 do 70 m. Tunelové propojky jsou situovány à 333 m. Pro případ požáru jsou v trase budovány tři nouzové tunely délky 450 m, umístěné mezi traťovými tunely. Tyto tunely jsou rozmístěny každých cca 20 km trasy. Mají sloužit jako nouzový úkryt pro cestující, kteří by sem uprchli z hořící vlaku (ten by měl vždy dojet k jednomu z těchto nouzových tunelů a zde zastavit). V prostoru nouzových tunelů činí vzdálenosti tunelových propojek 90 m. Projekt počítá s důmyslným systémem větrání těchto nouzových tunelů tak, aby v nich byl mírný přetlak a nedostal se tam kouř.

Výškově asi 12 m pod traťovými tunely je vedena průzkumná štola v délce 55 km. Její průměr je 5 m. Původně se předpokládalo, že průzkumná štola bude vyražena v předstihu před ražbou traťových tunelů, aby poskytla podklady mimo jiné i pro návrh tunelovacích strojů. Takto se ale nepodařilo stavbu připravit a zahájit.



(zdroj https://www.bbt-se.com source https://www.bbt-se.com)

Obr. 1 Schéma trasy BBT
Fig. 1 BBT route map

Realita je taková, že průzkumná štola se razí v minimálním časovém předstihu (v řádu měsíců), který neumožňuje plně zohlednit poznatky ze štoly při návrhu tunelovacích strojů. Alespoň se získají informace o poruchových zónách v horninovém masivu, které pomůžou traťové tunely razit bezpečně. Štola rovněž poslouží jako drenážní prvek. Také z ní bude možno, v případě potřeby, provádět předstihová technická opatření do prostoru traťových tunelů.

Výška nadloží dosahuje až 1800 m. Geologické podmínky v trase jsou rozmanité, zjednodušeně řečeno směrem od Innsbrucku ražba prochází prokřemenělými fylity, břidlicemi, rulami a na italské straně žulami.

V traťových tunelech je návrhová rychlost pro osobní vlaky 250 km/h, pro nákladní dopravu 120 km/h.

Stavebníkem je rakousko-italský veřejný investor, společnost BBT SE. V ní mají Rakušané a Italové shodné podíly 50 %. Tato společnost najímá jednotlivé zhotovitele, kteří BBT staví. Stavba je rozdělena na osm úseků (pět na rakouské, tři na italské straně). Celkové náklady činí asi 9,3 mld. EUR (stav k 1. 1. 2018). Asi polovinu ná-

(foto Libor Mařík photo courtesy of Libor Mařík)

Obr. 2 Účastníci zájezdu před infocentrem ve Steinachu
Fig. 2 Participants of the tour in front of information centre in Steinach

kladů hradí Evropská unie. Cena díla se neustále mění, tj. roste. Jednak vlivem inflačních doložek ve zhotovitelských smlouvách a také proto, že stavba probíhá ve velice obtížných geotechnických podmínkách a o překvapení není nouze (viz „pozdě“ ražená průzkumná štola).

Příprava tohoto projektu byla dlouhá a náročná. Započala někdy před třiceti lety a během té doby původní návrh stavby poznal mnoho změn. Mezistátní dohoda mezi Rakouskem a Itálií o výstavbě tunelu byla podepsána v roce 2004, v roce 2011 se začalo stavět. Dílo by mělo jít do provozu v roce 2028.

V rámci exkurze byla navštívena dvě pracoviště. Nejprve to byl úsek „Tolfes – Pfons“ (41,5 km ražeb, cena díla cca 380 mil. EUR, zhotovitelem je sdružení Strabag/Salini-Impregilo). Zde jsou ražby již ukončeny, probíhaly od roku 2014 do července 2019. Po krátké přednášce v kanceláři a bezpečnostním školení proběhlo fárání pod vedením pana Ivana Zamberlana. Možná nejzajímavějšími informacemi pro našince, který většinou nemá zkušenosti z ražeb alpských tunelů, byly jím prezentované poznatky o deformačním chování průzkumné štoly. Ta se deformuje v řádu centimetrů až decimetrů vlivem přiblížení výrubů dalších tunelů v jejím nadloží (traťové a nouzové tunely). Nebo zkušenosti s průchodem poruchových pásem, dosahujících délek v řádu desítek až stovek metrů. Největší nadvýlom, který zde raziči zaznamenali, měl objem cca 6000 m^3 (vysypalo se asi 30 m nadloží).

Cílem druhé exkurze bylo infocentrum stavby ve Steinachu a pracoviště na úseku „Pfons-Brenner“ (52 km ražeb, cena díla cca 966 mil. EUR, zhotovitel sdružení PORR/G. Hinteregger & Söhne/Società Italiana per Condotte d’Acqua/Itinera). Tady práce začaly na podzim 2018. Po prohlídce pěkného návštěvnického centra a úvodní prezentaci panem Michaelem Kronthalerem z BBT SE následovalo fárání. Bohužel nebyl vidět nezajištěný výrub, prováděl se nástřik stříkaným betonem. Představeno bylo také řešení nakládání s tou částí rubaniny, která je zpětně nepoužitelná jako kamenivo do betonu. V rámci tohoto úseku stavby se uloží cca 18 mil. m^3 rubaniny na trvalou deponii, která vzniká v jednom z alpských údolí vedle městečka Steinach. Údolí bude zaplněno rubaninou do výšky až několika desítek metrů. Horská řeka tekoucí údolím bude „přeložena“ výše a vedena tímto novým dnem údolí. Autor článku si troufá tvrdit, že toto řešení by v našich zeměpisných šířkách nejspíš narazilo na nepřekonatelný odpor některých účastníků stavebního řízení.

Za zmínku stojí i to, že se traťové tunely na rakouském území před Innsbruckem kříží, protože v Rakousku jezdí vlaky po pravé koleji a v Itálii je to naopak (je to vidět na obr. 1). Dalším technickým problémem, pramenícím z toho, že se jedná o tunel vedený z jednoho státu do druhého, je např. to, že v obou zemích se používají jiné železniční napájecí soustavy (v Rakousku střídavá, v Itálii stejnosměrná).

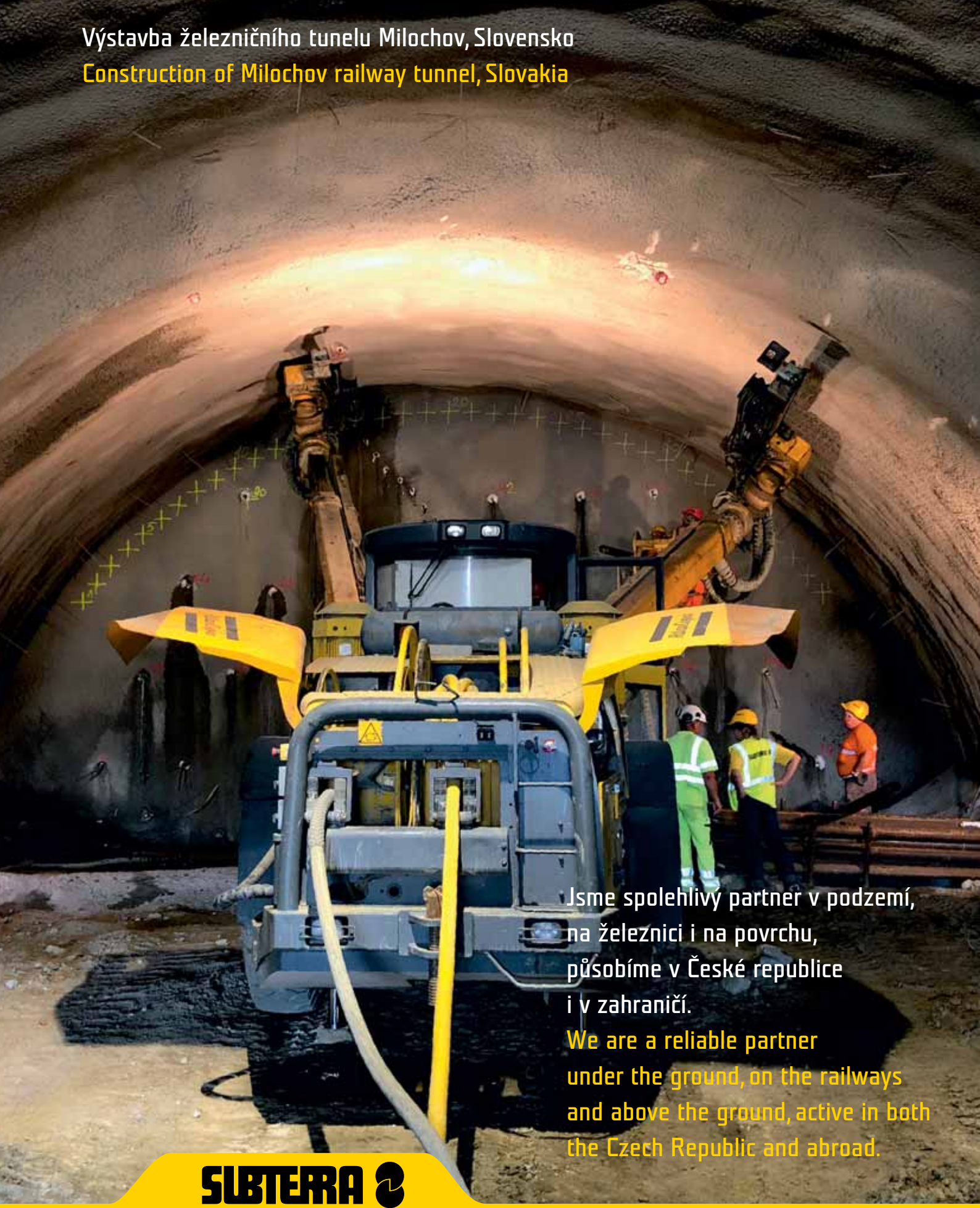
Závěrem autor za všechny účastníky odborného zájezdu děkuje Liborovi Maříkovi za perfektní domluvu a organizaci exkurzí. Další momentky ze zájezdu čtenář najde na jiném místě tohoto vydání časopisu Tunel v rubrice Fotoreportáž.

Zdař Bůh na příštím odborném tunelářském zájezdu.

Ing. TOMÁŠ EBERMANN, Ph.D.
člen redakční rady

Redakce časopisu Tunel přeje všem svým čtenářům jen to nejlepší do roku 2020.
The editorial staff of TUNEL journal wishes all its readers the very best in 2020.

Pohlednici laskavě zapůjčil doc. Ing. Vladislav Horák, CSC., spoluautor seriálu o pohlednicích s tématikou podzemních staveb.
The postcard was kindly loaned by doc. Ing. Vladislav Horák, CSC., Co-author series about postcards with the theme of underground structures.



www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi

Never stuck on the ground

SUDOP PRAHA®

Projekty
Inženýring
Konzultace

PROČ PRACOVAT V SUDOPU PRAHA ?
A KDE JINDE ... ?

Tady najdete skvělou partu a tým profesionálů.

Budete mít možnost pracovat na největších dopravních projektech.

Nabízíme skvělé benefity:

- **» 1 týden dovolené nad zákonný rámec**
- **» 5 dnů placeného volna pro tatínky nad rámec zákona**
- **» pružná pracovní doba, home office**
- **» stravenky, MultiSport karta**
- **» letní, zimní sportovní dny a sportovní klub**
- **» příspěvek na bydlení pro mimopražské zaměstnance**
- **» měsíční příplatky za odbornost zaměstnanců**
- **» stipendijní program a další výhody pro studenty**
- **» a mnoho dalšího...**

„Můžete s námi růst a myslet ve velkém...“

Staň se i ty členem našeho týmu!

SUDOP PRAHA a.s. **je největší česká projektová, konzultační a inženýrská společnost, která působí v oboru dopravního inženýrství již více než 65 let.**

Kontakt - Ing. Bukovská, mail.: veronika.bukovska@sudop.cz

Seznam aktuálně vypsaných pozic na www.sudop.cz.

SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, Praha 3, 130 00

SUDOP PRAHA a.s.