

Obsah

Časopis ZAKLÁDÁNÍ
vydává:
Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. O. Box 21
143 01 Praha 4 - Modřany
tel.: 244 004 111
fax: 241 773 713
E-mail: propagace@zakladani.cz
http://www.zakladani.cz
http://www.zakladani.com

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
RNDr. Ivan Beneš
Ing. Martin Čejka
Ing. Jiří Mühl
Ing. Michael Remeš

Redakce:
Ing. Libor Štěrba
Design & Layout:
Studio 66
Jazyková korektura:
Mgr. Antonín Gottwald
Sazba, lito:
Studio 66
Tisk:
Tiskárna Stopro, s. r. o.

Foto na titulní straně:
Libor Štěrba,
Překlady anotací:
Magdaléna Sobotková

Ročník XIX
1/2007
Vyšlo 15. 6. 2007
v nákladu 1000 ks
MK ČR 7986
ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2007 je cena časopisu 81 Kč.
Roční předplatné 324 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.
Objednávky předplatného na tel.:
234 035 200, fax: 234 035 207 nebo na
myris@myris.cz, www.myris.cz
Myris Trade, s. r. o.
P. O. Box 2, V Štíhlách 1311/3
142 01 Praha 4

Podávání novinových zásilek
povolila PNS pod č.j. 6421/98

Teorie a praxe

- Výzkumné centrum CIDEAS – Centre for Integrated Design of Advanced Structures** 2
*Ing. Marcela Pavlíková
Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.*
- Průzkumné práce v Banskoštiavnickém tunelu** 6
Ing. Jiří Matějček, Amberg Engineering Brno, a. s.
- Informace o programu TunnelMap** 8
Ing. Jiří Matějček, AMBERG Engineering Brno, a. s.

Dopravní stavby

- Silniční okruh kolem Prahy, stavba 514 Lahovice–Slivenec** 9
Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.
- Šachta na tunelu Březno** 10
Ing. Tomáš Parák, IKP Consulting Engineers, s. r. o.
- Sanace horninového prostředí v místě závalu železničního tunelu Březno u Chomutova** 18
Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, spol. s r. o., Praha; VUT Brno, Ústav geotechniky
- Sanace horninového prostředí v místě závalu a vybudování šachty – realizace** 22
Alois Zelenka, Zakládání staveb, a. s.
- Velký městský okruh v Brně – tunely Dobrovského (dokončení)** 25
Petr Maláč, Zakládání staveb, a. s.
- Tunely Dobrovského – Měření dynamické odezvy ve Státním zdravotním ústavu při provádění tryskové injektáže** 26
Ing. Martin Čermák a Ing. Luděk Záleský, INSET, s. r. o.
- Nové spojení – východní portál** 28
Bohuslav Bubník, Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.
- Nové spojení – založení železničního mostu v úseku Seifertova–tunely Vítkov** 30
Jan Králík, Zakládání staveb, a. s.

Občanské stavby

- Přemístění stromu jírovec maďal v Liberci** 32
Bohuslav Bubník, Ing. Josef Šíp, Ph.D.

Výzkumné centrum CIDEAS

– Centre for Integrated Design of Advanced Structures

Výzkumné centrum vzniklo na základě soutěže programu Výzkumná centra 1M Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy České republiky a svou činnost zahájilo počátkem roku 2005.

Hlavním cílem programu výzkumných center je soustředění špičkových výzkumných kapacit při řešení aktuálních problémů praxe a zároveň účinný přenos vědeckých poznatků k subjektům, které je budou bezprostředně využívat. Mezi základní principy center patří rovněž maximální zapojování mladých vědecko-výzkumných pracovníků včetně studentů doktorského a magisterského studia, kteří pracují v týmech pod vedením významných osobností v příslušných disciplínách. Činnost center je po dobu pěti let z podstatné části podporována z veřejných prostředků, podmínkou jejich existence je ale rovněž přímá podpora ze strany podniků, které jsou odběrateli výsledků výzkumu. Tím je přirozeným způsobem zajištěna i kontrolována aktuálnost a využitelnost výzkumných aktivit.

Zakládajícími organizacemi CIDEAS je šest institucí sektoru stavebnictví: tři stavební fakulty (Fakulta stavební ČVUT v Praze, Fakulta stavební VUT v Brně a Fakulta stavební VŠB Ostrava) a dále tři významné stavební společnosti (SSŽ, a. s., SKANSKA CZ, a. s., a Metrostav, a. s.). Z nich čtyři první jsou přímými řešitelskými pracovišti, která soustřeďují téměř dvě stě výzkumných pracovníků

zapojených do činnosti centra. Kromě toho je činnost centra finančně podporována dalšími přidruženými firmami ze stavební praxe, mezi nimiž aktivně působí i Zakládání staveb, a. s. Po prvním roce činnosti centra vzrostl počet takto zapojených firem ze čtrnácti na jedenadvacet. Vzrůstající zájem podnikové sféry o výsledky CIDEAS svědčí o efektivnosti takto vytvořené platformy při řešení specifi-

kých výzkumných problémů stavebnictví a při jejich bezprostředním uplatňování ve stavební praxi. Zástupci zakládajících subjektů a dalších zapojených firem mají možnost usměrňovat zaměření konkrétních aktivit centra v rámci předem stanovených priorit prostřednictvím Koordinační rady centra.

Činnost CIDEAS je od počátku koncipována tak, aby se řešení vytčených problémů ujaly pokud možno ty kolektivy, které dosahují v dané oblasti bádání v naší republice nejvyšší úrovně, a tím se předešlo duplicitám.

Stručný přehled dosažených výsledků

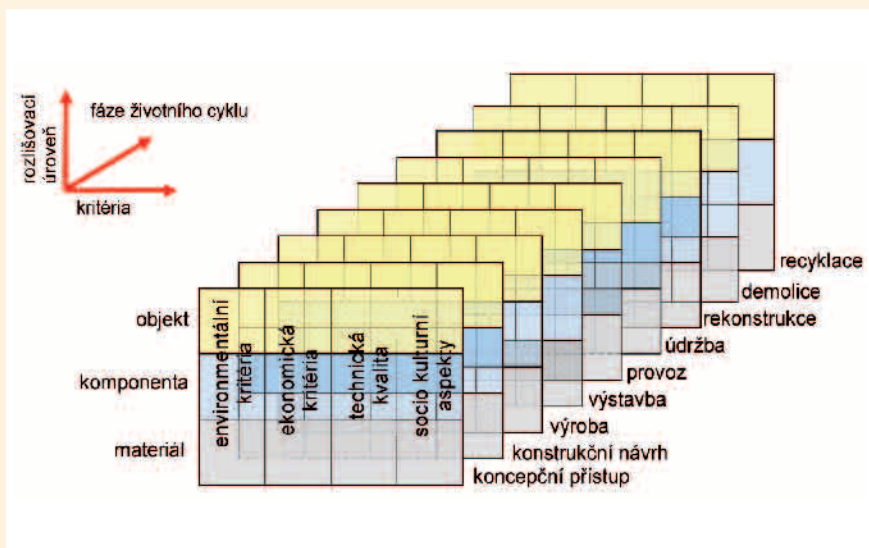
Odborná náplň CIDEAS se soustřeďuje na tři hlavní tematické celky:

Integrovaný návrh konstrukcí a systémů pro výstavbu

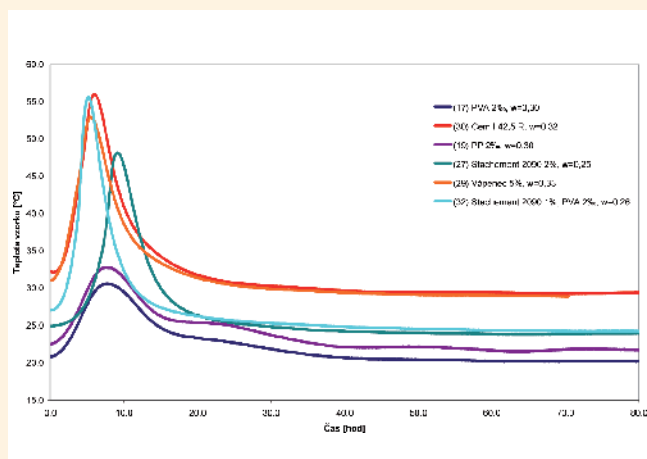
Záměrem teoretické části je vyvinout komplexní nástroje pro navrhování, analýzu a hodnocení konstrukcí a budov zohledňující jejich životní cyklus (obr. 1). Cílové nástroje mají multikriteriální charakter a zahrnují kvalitu, náklady, environmentální dopady, trvanlivost a spolehlivost. Principy integrovaného návrhu jsou uplatňovány při vývoji energeticky a materiálově efektivních konstrukcí budov, pozemních komunikací, letišť a mostů a při optimalizaci managementu jejich provozu.

Zvláštní pozornost je věnována problematice rizikové analýzy a spolehlivosti konstrukcí. Pro potřeby rizikové analýzy byl mimo jiné vypracován přehled nástrojů, založených na empirických přístupech, expertních metodách i simulační technice. Při hodnocení spolehlivosti staveb se prosadila mimořádná efektivita softwarového produktu ATENA – FREET, který se uplatnil nejen v tuzemsku, ale i v zahraničí. Podobně jde nad rámec náplně centra i systematicky rozvíjená metoda spolehlivostní analýzy SBRA, která v letošním roce vstupuje do druhé dekády svého vývoje a která je rovněž oceňována v zahraničí. Zahrnuty jsou také otázky fuzzy neurčitosti vlivu imperfekcí na spolehlivost konstrukcí.

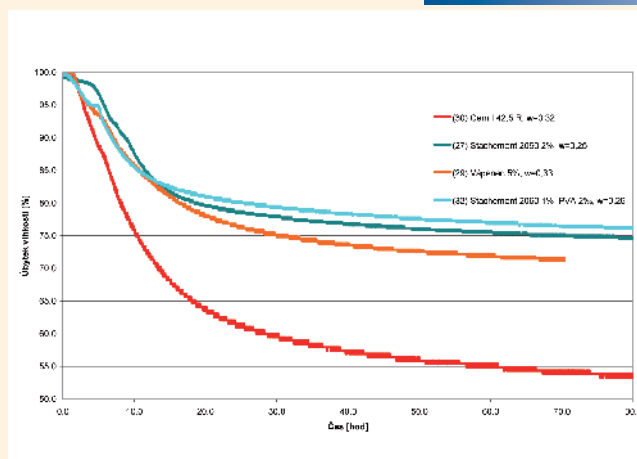
Pravděpodobnostní přístupy rovněž zasahují



Obr. 1: Schéma koncepčního přístupu k integrovanému návrhu



Obr. 2: Vývoj teploty během hydratace



Obr. 3: Úbytek vlhkosti během hydratace

oblast technicko-ekonomického hodnocení pomocí simulačního aplikačního softwaru PRU. Ten předpovídá ze zadaných vstupních údajů nejen vývoj finančních nákladů stavebních prací, ale i materiálových a provozních potřeb. Výstupem je reálná hodnota nabídkové ceny a odpovídající termíny zahájení a dokončení prací.

Uplatnění progresivních materiálů v integrovaném návrhu konstrukcí

Vývoj a uplatňování nových materiálů a nových výrobních technologií jsou základem vývoje v oblasti stavebnictví vůbec. Řešitelské týmy CIDEAS se zaměřují na uplatnění vysokohodnotných materiálů, materiálů na bázi druhotných a obnovitelných surovin, recyklovaných, recyklovatelných a ekologicky příznivých materiálů. V aplikační části se ověřují možnosti jejich použití v progresivních stavebních prvcích a konstrukcích, které při optimalizaci materiálových vlastností a tvaru prvků vede ke snížení spotřeby primárních surovin a zvyšování kvality stavebního díla, zejména vyšší odolnosti vůči degradačním vlivům. Výsledky výzkumu v této druhé a svým rozsahem největší oblasti působení CIDEAS jsou podloženy především měřeními realizovanými laboratorně nebo in situ.

Značná část aktivit se týká problematiky vysokohodnotných betonů, sledování jejich vlastností a prognózování jejich trvanlivosti, která do značné míry závisí na technologii výroby. Z tohoto pohledu je významné zejména sledování objemových změn během tuhnutí a tvrdnutí. K dispozici jsou výsledky experimentů realizovaných na široké paletě cemento-

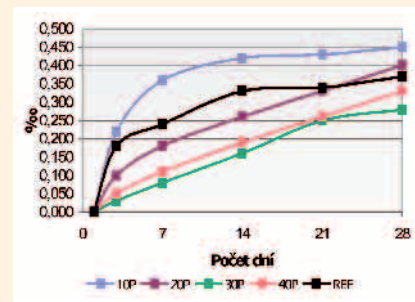
vých past, vytvořených z různých cementů (CEM I 32.5 R, CEM I 42.5 R, CEM I 52.5 R), superplastifikátorů (Addiment BV 4, Stachement 2000, 2090, Melcret 500 FM, Glenium 505), mikrovláken (PP, PVA), příměsí (Mikrosilica, vápencová moučka, popílek z vysokopeční strusky) a samozřejmě při různém vodním součiniteli. Jak bylo očekáváno, největších objemových změn bylo dosaženo při aplikaci superplastifikátorů. Příměsí způsobují vyšší náchylnost cementových past k tvorbě prvních trhlinek. Naopak PP a PVA mikrovlákna snižují autogenní smršťování a tím i riziko tvorby a propagace trhlin. Tato vlákna navíc snižují teplotní maxima při hydrataci, zatímco dopad superplastifikátorů je spíše opačný. Jejich aplikace, podobně jako katalyzátoru H-Krystal, způsobuje časový posun teplotního maxima o více než 3 hodiny (obr. 2). Je třeba zdůraznit, že křivky jsou sladěny k počátkům tuhnutí. Nevystihují tudíž případné posuny těchto počátků.

Příspěvy a příměsí mají nepříznivý dopad na vysokou úroveň volné zbytkové (nikoliv chemicky vázané) vody (obr. 3). Pokusy s pastami pokračují v letošním roce s analogickými pokusy s tuhnucími betony.

Významného pokroku bylo dosaženo v oblasti počítačového modelování fáze tuhnutí a tvrdnutí základových desek, a to zejména s ohledem na vystižení raného stadia tuhnutí a různých okrajových a počátečních podmínek. Model izotropního poškození byl rozšířen do ortotropní oblasti poškození, v níž lze materiálové parametry zobecněného modelu získat ze standardních zkoušek (obr. 4).

Zajímavé výsledky přinesly experimentální testy provedené na odvrtech získaných ze základové desky betonované ve třech vrstvách. Kromě makroskopických testů pevnosti přechodové vrstvy byla provedena mikroskopická analýza vrstvy. Šlo o stanovení charakteru dvou sousedních vrstev betonu se separační vrstvou. Ukazuje se, že separační vrstva vytvořená posypem katalyzátorem H-Krystal je výrazným absorberem pnutí mezi oběma vrstvami betonu daného časovým posunem procesu tuhnutí. Její duktilní funkce však může být na úkor snížení soudržnosti vrstev (obr. 5). Pozoruhodných výsledků bylo dosaženo při sledování zatvrdlých samozhutnitelných betonů (SCC) s rozptýlenou výztuží (PP a ocelová vlákna délky 50 mm). Významný byl zejména prudký časový nárůst pevnosti v tahu za ohybu.

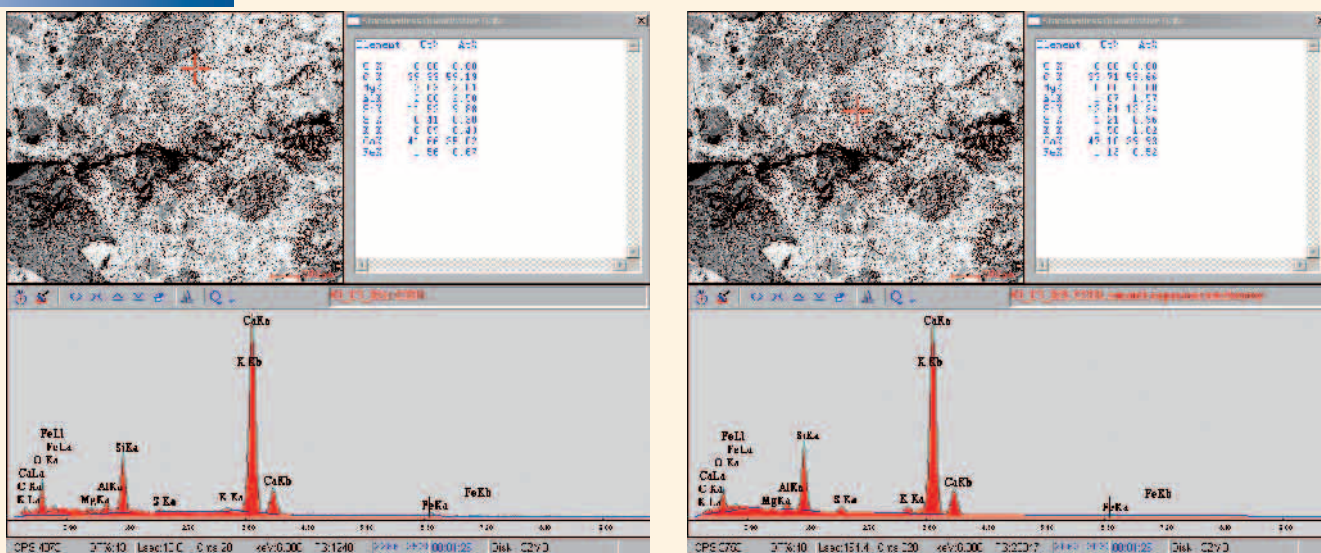
Zajímavé výsledky vyplynuly také z experimentálního ověření chování stříkaného drátkobetonu na primární ostění tunelů, měření tlaků betonů různého složení včetně samozhutnitelného na bednění nebo z experimentálního ověření požární odolnosti vzorků betonového tunelového ostění různého složení. Mezi hlavní faktory, které významně ovlivňují vlastnosti betonu, patří vliv okolí, rychlost zahřívání a teplota. Při určitém režimu dochází k dehyd-



Obr. 6: Hodnoty objemových změn receptury, kde je pojivo částečně nahrazeno popílkem (10P – 10 %, 20P – 20 %, 30P – 30 %, 40P – 40 % a referenční směs)



Obr. 4: Oblast poškození dolního povrchu desky vlivem vývinu hydratačního tepla – vyznačená zeleně



Obr. 5: Výsledky mikroskopické analýzy kontaktní vrstvy

rataci gelu C-S-H, teplotní neslučitelnosti mezi agregátem a cementovou pastou a pórovým tlakem uvnitř cementové pasty. Realizované experimenty prokázaly příznivý vliv mikrovýztuže firmy FATEK (radikální omezení rozsahu částí odpadlých z povrchu).

Z mnoha úkolů, které byly formulovány v oblasti rozvoje nové materiálové základny, stojí za zmínku problematika provzdušněných betonů. Na základě zkušeností s výrobou běžných provzdušněných betonů byly navrženy receptury provzdušněných samozhutnitelných betonů a čerpatelných lehkých betonů (obr. 6). Pomocí vybraných metod jsou prohlubovány znalosti o reologických vlastnostech, zkoumány jsou možnosti využití druhotných surovin. Podrobně je také studován vznik výkvětů na betonových površích s cílem navržení metod umožňujících jejich odstranění.

Velká pozornost je věnována uplatnění recyklovaných, recyklovatelných, ekologicky příznivých a kompozitních materiálů. Ve stručnosti lze zmínit např. ověřování možností využití recyklovaných nápojových kartonů ve formě konstrukčních desek ve stavebních konstrukcích, zpracovávána je metodika použití antivibračních rohoží vyrobených z pryžového recyklátu v konstrukčních vrstvách kolejových staveb, včetně ověření dynamického chování celého souvrství, sledována je využitelnost materiálů na bázi bentonitů a smektitických jííl v konstrukcích a částech vyžadujících plnění specifických technických a ekologických požadavků. Bylo navrženo a optimalizováno několik alternativ železobetonových stropních desek vylehčených vložkami z recyklovaného směsného odpadového plastu a experimentálně ověřeny jejich vlastnosti (obr. 7).

Perspektivní oblastí je vývoj receptur cementových a polymerových kompozitů (obr. 8), sledo-

vání a experimentální ověřování jejich vlastností za různých podmínek působení. Výzkum je cílen zejména na možnosti zvyšování jejich odolnosti vůči účinkům agresivního prostředí. Prověřovány jsou rovněž perspektivy výroby progresivních dřevopolymerových kompozitů. Materiály na bázi dřeva jsou rovněž v zorném úhlu centra. Mezi hlavní témata zde patří např. mikrostruktura specifických dřevěných materiálů, aglomerovaných materiálů a nových kompozitních materiálů na bázi dřeva včetně výše zmíněných dřevopolymerů, ověření jejich mechanických charakteristik, problematika trvanlivosti, vytvoření výpočetních modelů pro ověření bezpečnosti a provozuschopnosti vybraných typů dřevěných konstrukcí, založených na metodě konečných prvků a pravděpodobnostních metodách.

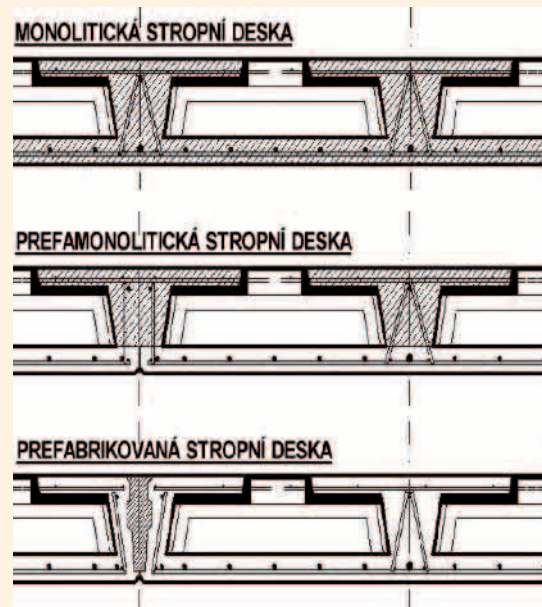
Značná část dílčích úkolů se soustřeďuje na návrh a provoz dopravních staveb, jmenovitě pozemních komunikací a mostů. V této oblasti je aktivně zapojeno společitelské pracoviště SSŽ, a. s. Vývoj návrhu konstrukcí vozovek sleduje některé inovované technologie, jako např. nízkoteplotní směsi a studené recyklace v návrhové metodice konstrukcí vozovek, ověřovány jsou vlastnosti modifikovaných asfaltů a asfaltových směsí – zejména vliv jemných částic. Z výsledků vyplývají mimo jiné doporučení vhodných zkušebních metod. Zahájeny byly experimentální práce na vymezení nového materiálového modelu pro různé typy asfaltových směsí na bázi jejich termomechanické odezvy na účinky vnějšího zatížení. Centrum se rovněž věnuje odolnosti asfaltových směsí vůči vzniku trvalých deformací.

Integrovaný návrh při mimořádných situacích

Zvýšená frekvence extrémních klimatických situací, které způsobují větší výskyt povodní, požárů,

půdních sesuvů, zemětřesení apod. a se kterými souvisí obvykle i zvýšené riziko výpadku energetických zdrojů a dalších médií, vede zpravidla k omezení funkčnosti stavebních objektů. To byl impuls k zaměření výzkumné činnosti také na specifikaci mimořádných účinků na konstrukce a zastavěné prostředí, na metody navrhování konstrukcí pro mimořádné situace.

V rámci vytváření metod pro analýzu vybraných mimořádných účinků na konstrukce a zastavěné prostředí jsou mimo jiné realizovány aplikační experimenty s nekontaktní ultrazvukovou aparaturou pro stanovení důležitých hydraulických charakteristik jednoduchých nebo disperzních kapalinových systémů, s jejichž účinky na konstrukce se lze setkat při extrémních hydrologických situacích. Metoda vyhodnocování bilančního přítoku vody do



Obr. 7: Technologické alternativy železobetonových stropních desek s vložkami z recyklovaného plastu

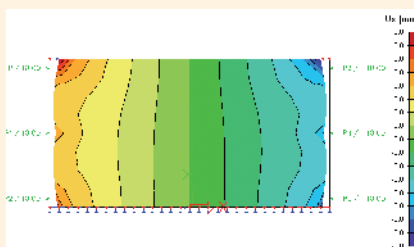


Obr. 8: Zkoušení cementových kompozitů vyztužených skelnými vlákny

velkých vodních nádrží, která zohledňuje efekt hydrodynamického vzduť, je testována simulacemi na hydrodynamickém modelu nádrže Orlik a porovnávána s výsledky měření vodního stavu na hrázi nádrže. Také ověřování kapacity stávajících bezpečnostních přelivů je zásadní otázkou pro bezpečnost provozu vodních děl.

Centrum se dále věnuje analýze vlivu nejistot vstupních dat na výsledky dvojrozměrných modelů v záplavových oblastech. Vstupními údaji jsou odpory vyjádřené Manningovým drsnostním součinitelem a data z fotogrammetrie pro digitální model terénu.

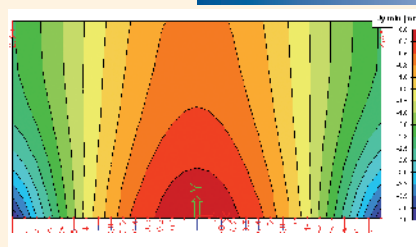
Pro stanovení seizmického zatížení stavebních objektů vzniká metodika pro tvorbu tzv. map střetů zájmu. Byla zpracována metodika výběru tematických vrstev pro regionální úroveň. Zkoumán je též vliv materiálových parametrů zemín při tvorbě výpočtových modelů seizmického buzení a dynamické odezvy konstrukcí. Výpočtový model byl vytvořen pomocí dynamického modulu programu Plaxis a aplikován na analýze beraněné štětovicové stěny. Dále bylo provedeno posouzení seizmické odolnosti konstrukcí rozměrných průmyslových kotlů v oblastech s velkým rizikem výskytu zemětřesení velké intenzity. Seizmická odezva byla řešena pomocí



Obr. 10: Deformace plně stěny ze železobetonu ve směru X při vnesení předpětí

lineárních spekter odezvy s využitím programu ANSYS. Modální odezvové veličiny byly určeny pomocí kombinačního pravidla CQC. Se zaměřením na navrhování konstrukcí pro mimořádné situace byly uskutečnily požární zkoušky na skutečném objektu před demolicí. Hlavní cílem bylo ověření modelování rozvoje teploty ve styčných nechráněné ocelové konstrukce (obr. 9) a vnitřní síly v konstrukci při jejím vystavení požáru, ověření modelu pro návrh prvků vně požárního úseku, nechráněných konstrukcí v plášti konstrukce a teploty sloupu při lokálním požáru a dále verifikace modelů teploty styčnicků čelní desky a spojů sendvičových panelů. Experiment byl dále využit k ověření teploty ocelového nechráněného nosníku, dřevobetonového nosníku a panelu na bázi dřeva za skutečného požáru vícepodlažní budovy. Sledována byla teplota prvků při lokálním požáru a teploty prvků vně požárního úseku, byly vyhodnoceny poměrné deformace na ocelobetonové konstrukci. Připravena je databáze s rozvojem teploty ve styčných konstrukcí při požáru, která je na internetu nabídnuta k doplňování, a pro betonové konstrukce byla, na základě předešlé zkoušky v peci, zpracována studie degradace únosnosti betonového předpjatého nosníku.

Výzkum se také zaměřuje na analýzu a způsoby sanace poruch budov na poddola-



Obr. 11: Deformace plně stěny ze žlb. ve směru Y od účinků poddolování, zakřivení terénu a předpětí

ném území (obr. 10, 11). Prováděny jsou analýzy možností aktivní a pasivní ochrany proti pronikání důlních plynů při realizaci liniových staveb.

Závěr

Zmínit se o každém z téměř stovky dílčích úkolů, kterým se řešitelské kolektivy výzkumného centra CIDEAS věnují, není v jediném příspěvku ani možné, ani účelné. Proto zde bylo poukázáno pouze na některá aktuální témata se zřetelem na problematiku společnosti Zakládání staveb, a. s. Výsledky všech dílčích úkolů jsou každý rok shrnuty a formou rozšířeného abstraktu publikovány v podobě tzv. Technických listů. Ty jsou v české a anglické verzi společně s dalšími informacemi o centru volně dostupné na internetové adrese www.cideas.cz.

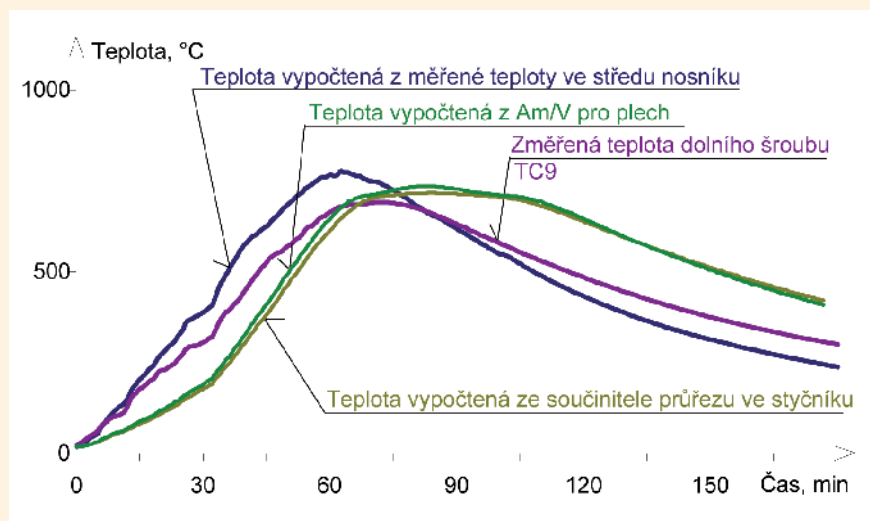
Ing. Marcela Pavlíková, CSc.,
Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.

Tento příspěvek zpracován za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Research centre CIDEAS – Centre for Integrated Design of Advanced Structures

Start of the research centre was based on the contest coming from a programme Research Centres of the Ministry of Education, Youth and Sports and it is dated back to the year 2005.

The main target of the research centre programme is concentration of top research capacities who solve up-to-date issues of practical life and at the same time efficient connection of scientific knowledge with subjects which can use them. Among main principles of the centre we can find maximal cooperation with young people working in the field of research and science including students on the highest level at universities. Activities of the centre have been supported from public sources for five years, a support from companies which use results of their research is another condition of their existence. This way it is ensured that their research activities are up-to-date and applicable in everyday life.



Obr. 9: Porovnání vypočtených a změřených teplot styčnicku ocelové konstrukce za požáru

Průzkumné práce v Banskoštiavnickém tunelu

Firma Amberg Engineering Brno, a. s., se kromě projektování nových tunelů zabývá i sanacemi starších provozovaných tunelů. Již první předběžné prohlídky Banskoštiavnického tunelu ukázaly nutnost sanace tunelu minimálně v některých částech. Účelem průzkumu bylo zdokumentovat podrobně celý tunel včetně analýzy rizik, vyhodnotit kvalitu materiálu a provedení ostění a navrhnout technické řešení rekonstrukce. Průzkumné práce byly zahájeny geodetickým zaměřením tunelu pomocí 3D skeneru. Další průzkumy byly provedeny během jednoho pracovního týdne v červenci 2006. Výsledky a závěry ze všech provedených prací byly použity jako podklad pro projekt rekonstrukce tunelu.

Geologické a hydrogeologické poměry

Tunel prochází souvrstvím třetihorních výlevných hornin, které tvoří převážně andezitové tufy, střídající se s mocnými polohami andezitů. Andezitové tufy a andezity se nacházejí v různém stadiu zvětrání od zdravých přes navětralé až po zvětralé nebo zcela zvětralé na písek nebo jílu. Části horninového masivu jsou zejména v klenbě, ale i v opěrách značně narušeny ražbou.

Zdravé horniny jsou málo až středně rozpukávané, pukliny jsou převážně vyplněny hydrotermálním vápencem, místy tuhým jílem. Jako zajímavost uvádím, že během geologických průzkumů bylo nalezeno i černé uhlí.

Popis jednotlivých průzkumných prací 3D skenování

Před zahájením průzkumných prací byl tunel zaměřen 3D skenerem Leica GRP5000.

Tento moderní přístroj umožňuje kontinuální skenování ostění tunelu při pojezdu rychlostí cca 400 m/h s přesností měření až 0,1 mm.

Vozík, na kterém je skener namontován, měří příčný a podélný sklon koleje. Tyto údaje potom skener zpracovává společně s vloženým průjezdným profilem. Výsledkem jsou pak dvě skupiny dat – příčné profily a analýza (mapa) průjezdnosti.

Příčné profily

Příčné profily jsou vykreslené profily ostění tunelu po vzdálenosti 10 m (volitelná vzdálenost, vzdálenost řezů 1 m se standardně považuje za dostačující pro další zpracování), do příčných řezů byl vložen profil TPP-1, který byl díky měřidlům na vozíku již v patřičném příčném sklonu. Ve vzdálenostech cca 0,5 m po obvodu profilu vyznačí software vzdálenost ostění od průjezdného profilu. V případě, že ostění zasahuje do průjezdného profilu, vyznačí software barvou tato místa v analýze průjezdnosti.

Analýza (mapa) průjezdnosti

Jedná se o rozvinutý plášť ostění. Vypadá jako černobílý snímek ostění. Je velmi dobře vidět

materiál ostění (kamenná obezdívka, beton), jeho plošné poškození atd. Barevné označení míst s nevyhovující průjezdností je odstupňováno od přiblížení se k průjezdnému profilu až po přesah ostění do průjezdného profilu. Oproti starším metodám měření geometrie, jako jsou 2D skenery, profily nebo měření průjezdnosti obrysníci, je výhoda této metody v kontinuitě měření po celé délce tunelu a také v rychlosti měření.

Pasportizace programem TunnelMap

V programu TunnelMap se značná část dat zaznamenává digitálně přímo v tunelu do počítače na tzv. tunelový pás. Ten zobrazuje pohled na rozvinutý plášť ostění. Na tunelových pásích se evidují informace s různým stupněm podrobnosti. Obvykle se zakreslují poškození, instalace, případně rozsahy předchozích sanačních prací.

Zónový model (čili geometrie tunelového pásu) pro Banskoštiavnický tunel byl vytvořen na základě dat získaných z měření 3D skenerem a ze stávající dokumentace k tunelu. Šířka tunelového pásu (derolment) byla symetricky k ose tunelu 7,7 m.

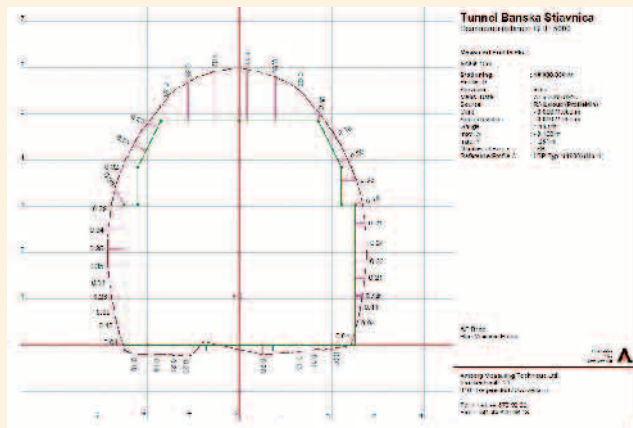
Samotná pasportizace byla prováděna z drážní pracovní plošiny. Tím byl zajištěn přístup až ke klenbě ostění doslova na dotyk. Bylo použito osvětlení halogenovými reflektory, takže ostění bylo možné dobře prohlédnout, případně poklepem zjistit dutiny za ostěním. Rychlost prohlídky byla 4 až 6 tunelových pásů za hodinu (délka typického pásu je 8 m).

Diagnostický průzkum

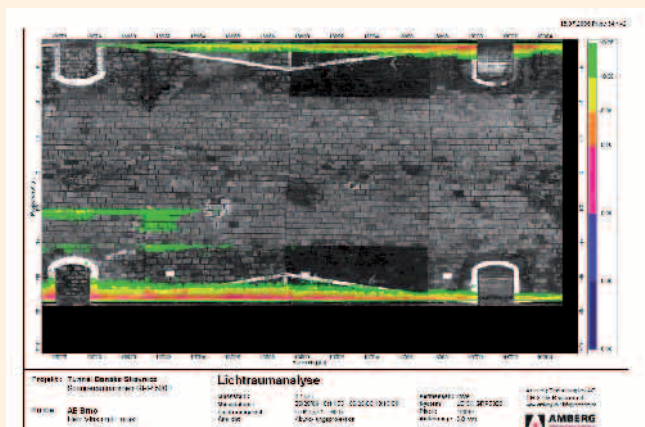
V rámci průzkumných prací bylo v tunelu vytipováno celkem 28 míst, kde byly prove-



Leica GRP5000 s možností plynulého pojezdu



Výstup z měření skenerem – příčný profil



Výstup z měření skenerem – analýza průjezdnosti



Průzkumný vrt v patě ostění



Příklady zaznamenaných pozorování (poškození ostění)



Poškození nouzového výklenku tunelu

deny jádrové vývrtky $\text{Ø} 100\text{ mm}$ do betonu ostění. Vzorky betonu z vývrtků, odebraných pro stanovení fyzikálně-mechanických parametrů betonu, byly následně podrobeny fyzikálně-chemické analýze v laboratořích Ústavu technologie a stavebních hmot na FAST VUT Brno. Analýza sestávala z:

- chemického rozboru,
- rentgenové difrakční analýzy (RTG analýza),
- diferenční termické analýzy (DTA analýza),
- stanovení pH ve výluhu.

Chemické rozboru vody

Z předchozích pozorování a během průzkumných prací se ukázalo, že přítoky vody do tunelu jsou bezprostředně závislé na vydatnosti srážek a výrazně kolísají. Podle špatného stavu materiálu ostění se dalo usuzovat, že voda má největší vliv na degradaci ostění tunelu. Nebylo však možné na místě jednoznačně určit, zda podzemní voda ohrožuje materiál ostění svou agresivitou nebo zda je nebezpečná „jen“ kvůli odmrzávání materiálu ostění v zimním období. Proto bylo rozhodnuto o nutnosti chemického rozboru vody odebrané v tunelu.

Závěry z jednotlivých fází průzkumu

3D skenování

Z hlediska průjezdnosti je Banskáoštiavnický tunel nevyhovující téměř po celé délce, a to

zejména v operách. S výjimkou několika míst klenba do průjezdného profilu nezasahuje. Výrazně zasahují do průjezdného profilu ocelové skruže, které slouží k dočasnému podepření obozdívkou ve dvou úsecích tunelu (TP39–TP44, TP134–TP136).

Pasportizace programem TunnelMap

Z hlediska zjištěných poškození je stavební stav tunelu naprosto nevyhovující. Ve většině pasů se nacházejí plošné průsaky vody až zamokření, místy se vyskytuje kapající nebo tekoucí voda. Z předchozích pozorování vyplývá, že na množství vody přitékající do tunelu mají bezprostřední vliv srážky na povrchu. Materiál ostění tunelu i SOS výklenků (jak kámen, tak beton) je značně nasávkavý a v důsledku odmrzávání svrchních vrstev materiál ostění degraduje a odpadá v tloušťce řádově cm. Výluhy, zejména v betonu, také ovlivňují rychlou povrchovou degradaci ostění. SOS výklenky jsou s výjimkou tří nebo čtyř ve velmi špatném stavu, materiál ostění degraduje. V letním období jsou přítoky znatelné na mnoha místech, často vytéká voda z průzkumných nebo nezainjektovaných vrtů. V zimním období vznikají rampouchy a ledopády, které potom zasahují do průjezdného profilu tunelu.

Diagnostický průzkum

Průzkumné vrtky a zkoušky vzorků z těchto vrtů

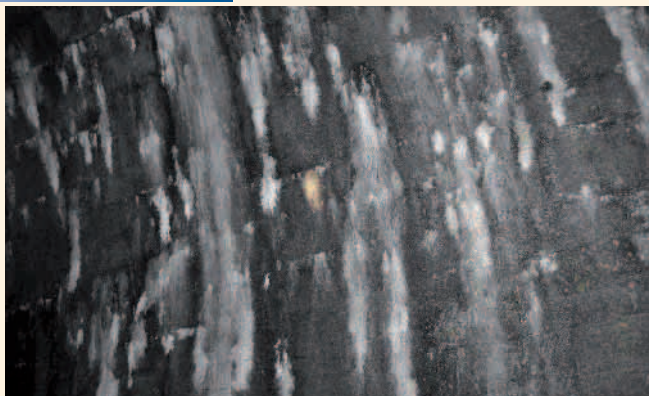
ukázaly vysokou různorodost materiálu ostění tunelu a jeho kvality. V odběrových místech byly identifikovány celkem tři základní druhy betonu:

- liparitbeton – jako plnivo použito ryolitové kamenivo drcené – hrubá frakce a mleté – jemná frakce,
- andezitbeton – jako plnivo použito andezitové kamenivo drcené – hrubá frakce a mleté – jemná frakce,
- sanační beton – jako plnivo použito těžené kamenivo hutné přírodní frakce 0–4, 4–8, 8–16 mm.

Výsledky fyzikálně-chemických analýz ukázaly, že betony lze rozdělit na tři základní typy:

- betony s dominantním plnivem na bázi ryolitu (TP2, TP68 a TP82),
- betony s dominantním obsahem andezitového kameniva; drobné frakce obsahují vyšší podíl jílových minerálů (TP23 a TP74),
- betony vysprávek ostění.

Betony se liší i dávkováním cementu. Beton s ryolitovým kamenivem má značně kolísavé množství cementu mezi 250 a 340 kg/m³ betonu. Ve zbývajících typech jsou dávky cementu vyšší. V místech s prouděním podzemní vody dochází k částečnému vymývání cementové matrice betonu. Tento jev je viditelný v tunelu



Zaznamenaná poškození ostění tunelu



díky přítomnosti četných krápníků a výluhů. Většina povrchu betonového ostění se nachází ve druhé etapě karbonatace.

Chemické rozborů vody

Vzorky byly odebrány ze tří úseků s významnými přítoky podzemních vod. Dle výsledků rozborů z laboratoře firmy PÖYRY Environment, a. s., Brno je voda středně až mírně zvýšeně mineralizovaná a není agresivní vůči betonovým konstrukcím ve smyslu ČSN EN 206-1 a ČSN 73 1215. Tyto závěry se zásadně liší od předchozích výsledků rozborů podzemních vod. Je však třeba upozornit, že v době intenzivních srážek, kdy dochází téměř bezprostředně ke zvýšenému průtoku vody ostěním, může být podzemní voda v krátkém časovém horizontu podstatně méně mineralizovaná.

Shrnutí výsledků

Banskoštiavnický tunel je klasičkou ukázkou liknavosti a neodbornosti, s jakou se stavěly inženýrské stavby za dob minulého režimu. Ačkoliv stáří tunelu je teprve 57 let, je stav

tunelu natolik špatný, že se při jednáních o způsobu a rozsahu rekonstrukce začalo mluvit o zrušení tunelu a vůbec celého traťového úseku, na kterém leží. Největší problémy přináší použitý materiál ostění a vydatné přítoky podzemní vody. Jak nasákavý ryolit, tak beton s kamenivem z téhož kamene jsou materiály pro tunel s takovými přítoky vody naprosto nevhodné. Hydroizolace tunelu byla provedena z měděných plechů nebo asfaltových pásů. Tato izolace ale není po celé délce tunelu ale pouze v klenbě. Kromě toho v době, kdy byl tunel budován, byly zajištěny k dispozici vhodnější materiály a technologie pro hydroizolaci než kov. Během rekonstrukce v 80. letech byla provedena řada injektážních vrtů, ale pouze malá část z nich byla opravdu zainjektována. Dodatečně budované nouzové výklenky byly provedeny ve stejné „kvalitě“ jako celý tunel. Z výše popsaného stavu tunelu vyplývá, že rekonstrukce tunelu, pokud k ní má dojít, bude náročná jak technicky, tak finančně. Je potřeba vybourat stávající ostění po téměř celé délce tunelu a nahradit ho ostěním novým, zhotovit

novou funkční hydroizolační vrstvu, obnovit nebo nově zhotovit podélné odvodňovací zařízení.

Autor: Ing. Jiří Matějčiček
Amberg Engineering Brno, a. s.

Inspection works in the tunnel in Banska Stiavnica

The company Amberg Engineering Brno is expert in the activities in the field of design and projection works specialized in sanitation of older tunnels in operation. The first inspection of the tunnel showed the need to reinstate the tunnel in some parts at least. The aim of the inspection was to prepare detail analysis including risks, to assess quality of the material and lining and to design technical solution to the construction. Exploration works were started with geodetic alignment of the tunnel with the help of 3D scanner. Next research was realized during a working week in July 2006. The results from all works were used as the basis for the design of tunnel reconstruction.

Program TunnelMap

Protože výše zmíněný TunnelMap je poměrně mladý software, chceme ho v několika větech představit odborné veřejnosti. Software TunnelMap vznikl jako nástroj pro zpracování dat při prohlídkách (inspekcích) tunelů. V našich poměrech bychom řekli, že se jedná o nástroj pro pasportizaci ostění tunelu, který může nahradit dosavadní způsoby provádění prohlídek a hlavních prohlídek.

V TunnelMapu se značná část dat zaznamenává digitálně přímo v tunelu do počítače na tzv. tunelový pás – rozvinutý pohled na ostění. Podrobnost záznamu závisí na požadavcích správce tunelu (objednavateli inspekce). Firma Amberg Engineering Brno, a. s., zatím realizovala několik inspekci prostřednictvím TunnelMapu v České a Slovenské republice

na drážních tunelech. Autor článku má navíc zkušenosti s inspekci v drážních tunelech ve Švýcarsku.

Základní moduly TunnelMapu

TunnelMap se skládá z mnoha modulů, z nichž čtyři jsou základní pro práci s tímto programem.

Manager – slouží pro vytvoření tzv. zónového modelu, který definuje tunelový pás s přesnou geometrií tunelu.

Observer – pracovní prostředí pro samotnou inspekci. Velkou část fenoménů lze zakreslit do tunelového pásu v předstihu v kanceláři, při samotné inspekci se pak zakresluje pouze poškození, případně sanace, a ověřuje se správnost připravených dat. To vede k úspoře času a nákladů při sběru dat v tunelu.

Statistician – slouží k automatickému číselnému vyhodnocení inspekce. Výstupem je přehledná souhrnná tabulka zjištěných pozorování pro celý tunel nebo podrobnější tabulka s výpisem pozorování pro jednotlivé tunelové pasy. Tento modul dále umožňuje automatické porovnávání následných inspekci, a tedy ukazuje progresivní vývoj stavebního stavu tunelu.

Reporter – modul pro vytvoření grafického výstupu z inspekce ve formátu dxf. Dostáváme tak grafickou přílohu z inspekce, která má mnohem větší vypovídající hodnotu než textové přílohy používané dosud.

Ing. Jiří Matějčiček,
AMBERG Engineering Brno, a. s.
jmatejcecek@amberg.cz

Šachta na tunelu Březno

V článku je popsána unikátní konstrukce pažení hluboké šachty pomocí převrtávaných pilot průměru 1,18 m a délky 40,0 m v prostoru závalu tunelu Březno. Komplikovanost geologického prostředí a nestandardní konstrukce (průměr šachty 21,0 m a hloubka až 35,0 m) vedly k nutnosti vytvoření zcela nových postupů při dimenzování konstrukce. Prokázání fungování těchto postupů před jejich realizací a prokázání dostatečné bezpečnosti celé konstrukce bylo velice složité. Primárním účelem šachty bylo vytažení zavaleného vrubovacího stroje Perforex. Sekundárně šachta posloužila pro vybudování únikového východu z tunelu na povrch.

Zával

Z důvodu plánovaného rozšíření těžby hnědého uhlí v povrchovém dole DNT Tušimice u Chomutova začala v roce 2000 stavba přeložky železniční trati Březno u Chomutova–Chomutov. Součástí přeložky je i jednokolejný tunel Březno délky 1758 m. Ražbu prováděla firma Metrostav,

a. s., Divize 5 pomocí vrubovacího stroje Perforex. Po vyražení cca 865 m tunelu došlo začátkem května 2003 k závalu. V krátké chvíli se zřítilo cca 80 m ostění a na povrchu vznikla poklesová kotlina o rozměrech 20x100 m (výška nadloží 25 m). Zpočátku se čelo závalu v tunelu jevilo jako stabilní. Ani na povrchu se

neukazovaly po zavezení poklesové kotliny žádné další deformace. Zhruba po 2 měsících, zřejmě vlivem prosáknutí závalového materiálu, však došlo k dalšímu „dosednutí“ s vytvořením kráteru nad oběma konci závalu. V tunelu se to projevílo pohybem čela závalu, ze kterého navíc začala vytékat i kašovitá konzistence nadložních jííl. Dokonce bylo možno v tunelu najít i řepku olejků, která v té době kvetla na povrchu. Pro zastavení tohoto pohybu byla v tunelu vytvořena betonová zátka délky 5 m. Ražba byla pozastavena až do října 2004, kdy začala protiražba z druhého (výjezdového) portálu u obce Droužkovice. Ražba byla prováděna tzv. sekvenční metodou s použitím silně vyztuženého primárního ostění a mikropilotových deštníků.

Zmáhání závalu

První varianty řešení

Firma IKP byla k projektu přizvána v únoru

2005, kdy byla oslovena zhotovitelem, aby navrhla způsob zhmátní závalu. Naše původní řešení spočívalo ve vybudování dvou kruhových šachet o průměru 18 m na začátku a na konci závalu. Šachta na konci závalu byla situována přímo nad zavalený stroj Perforex. Z těchto šachet by se proti sobě navrtaly mikropilotové dešťníky, pod jejichž ochranou by se zmohl zbývající úsek mezi šachtami. Šachty byly navrženy jako dva soustředné prstence z převrtávaných pilot průměru 1,18 m. Horní prstenec měl průměr 22,0 m (měřeno na osu pilot) a sestával z 62 pilot délky 11,0 m. Osová vzdálenost pilot byla 1115 mm. Hlavy pilot měly být opatřeny převázkou. Po vyhloubení 6,5 m by se z této úrovně vytvořil vnitřní prstenec o průměru 18,0 m (opět měřeno na osu pilot), který by sestával z 60 pilot délky 35,0 m a osově vzdálenosti 942 mm. Vnitřní šachta byla po výšce opatřena šesti mohutnými převázkami (obr. 1 a 2). Řešení šachty jako dvou soustředných kruhů vyplývalo z nutnosti co nejvíce snížit úroveň pro vrtání spodního prstence pilot z důvodu zachování spojitosti převrtávaných pilot po celé výšce šachty vzhledem k normou

povolené odchylce pro vrtání pilot 2,0% od svislice.

Další variantu představovaly dvě šachty elipsového tvaru (18x14 m). Toto řešení bylo optimální z hlediska minimalizace počtu pilot. Z předběžných statických výpočtů se však tento tvar ukázal jako nevyhovující a bylo od něj ustoupeno.

Jako nejschůdnější, a nakonec použitá, se jevila varianta, která kombinovala řešení zhmátní závalu navržené firmou FG Consult a IKP. Spočívala v rozdělení závalu na část se zavaleným strojem Perforex (IKP) a část bez něj (FG Consult). Úsek bez zavaleného stroje by se rozdělil pilotovými přepážkami na úseky po 9,0 m a ražba by probíhala pod mikropilotovým dešťníkem, vetknutým na obou stranách do těchto přepážek. Zavalený vrubovací stroj Perforex by se pak vyprostil na povrch pomocí šachty prům. 18 m, navržené firmou IKP. Toto řešení se nakonec, s podstatnou změnou týkající se šachty, úspěšně zrealizovalo, viz dále.

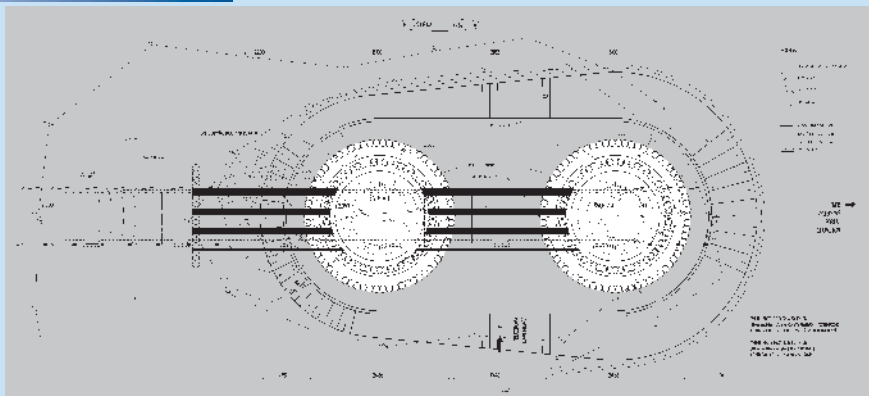
Konečná varianta

Do posledního řešení, popsaného výše, zasáhl

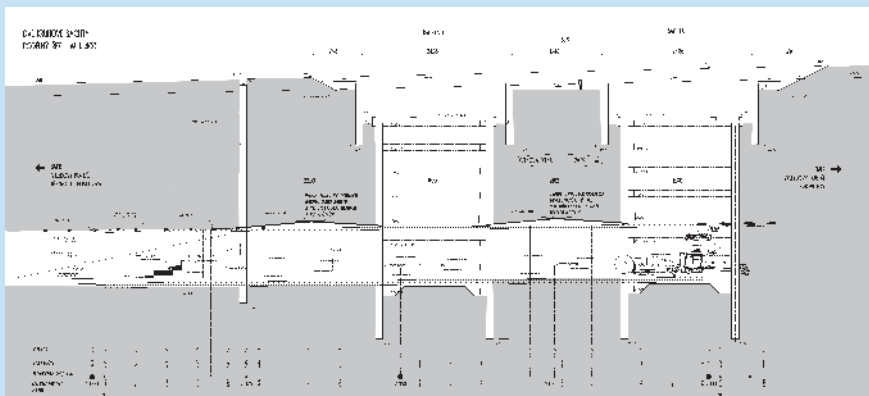
investor s požadavkem na vybudování únikového východu z tunelu. Vzhledem k umístění šachty zhruba uprostřed tunelu se toto řešení jevílo jako optimální využití šachty pro vytažení zavaleného stroje. Z prostorového uspořádání únikového východu v oblasti tunelu (obr. 3a), bylo nutné zvětšit průměr šachty na více než původních 18,0 m. Rozdíl úrovní chodníku v tunelu a původního terénu byl v tomto místě 32,5 m, což je dle ČSN 73 7508 Železniční tunely podmínka (pokud výška překračuje 30,0 m) pro zřízení nejen schodiště, ale i výtahové šachty.

Vzhledem ke složitým geologickým podmínkám závalového prostředí, u kterého se navíc předpokládalo silné zvodnění a výskyt dutin pod zříceným ostěním a v okolí zavaleného stroje, jsme se dostali do velkých dimenzačních problémů se zvětšováním průměru šachty. Svou roli sehrálo i ekonomické hledisko. Ze statického hlediska se ukázalo velkým problémem zvětšování průměru šachty o každý metr. Bylo proto rozhodnuto snížit výšku únikového východu pod 30,0 m, zapustit výstupní objekt pod úroveň původního terénu o cca 3,5 m, a nemuset





Obr. 1: Situace nerealizovaného návrhu zmáhání závalu pomocí dvou šachet průměru 18,0m

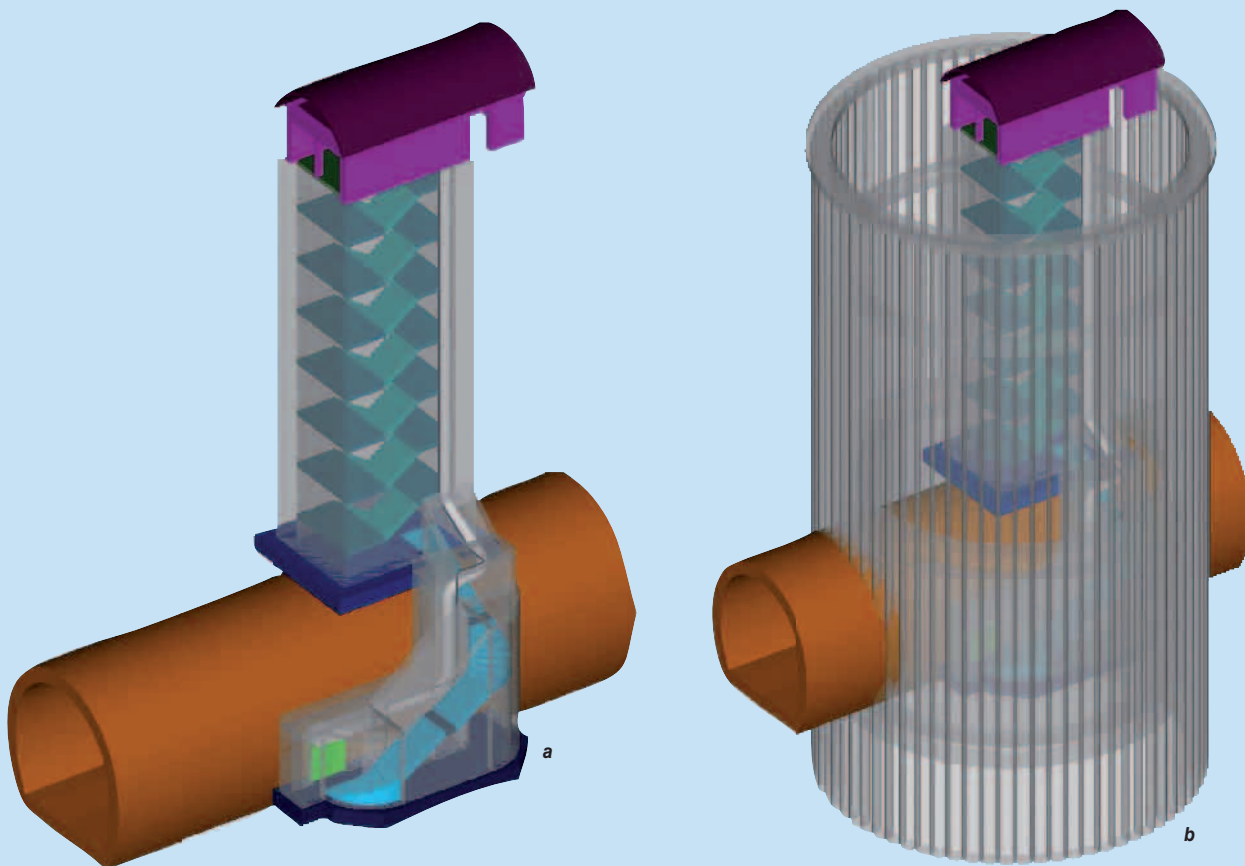


Obr. 2: Podélný řez nerealizovaného návrhu zmáhání závalu pomocí dvou šachet průměru 18,0m

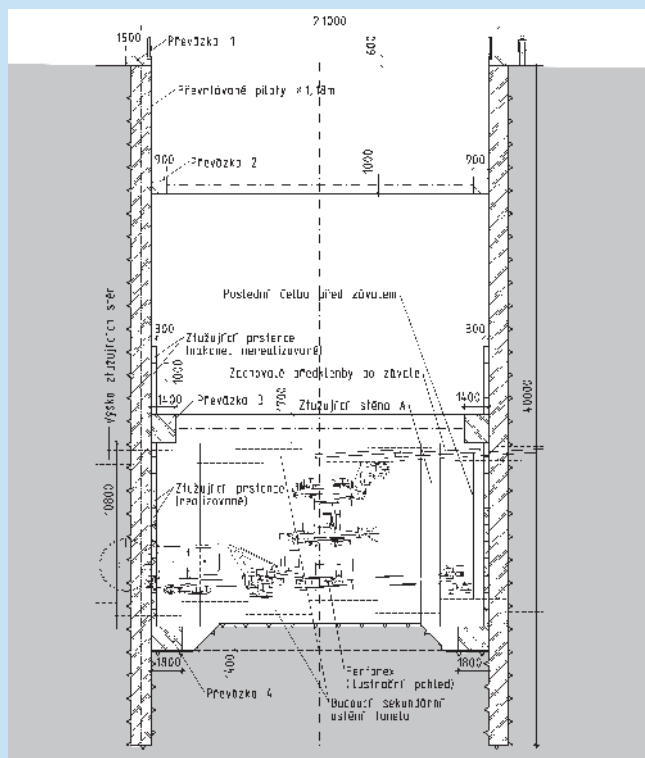
zřizovat výtahovou šachtu. Další problém představovalo únikové schodiště s šířkou ramene 2,0m a trasa vedení různých technologií (vzduchotechnické potrubí průměru 630mm, suchovod atd.). Po zapracování všech podmínek nakonec zvítězila varianta šachty o průměru 21,0m, měřeno na osu pilot, hloubky až 35m, odsazená o 1,5m od osy tunelu vpravo ve směru staničení (obr. 3b). Při snížení úrovně terénu o 3,5m jsme navíc mohli upustit od horního prstence pilot. Neobešlo se to však bez zpřísnění podmínky na přesnost vrtání pilot, viz dále.

Pilotová šachta Geologické poměry

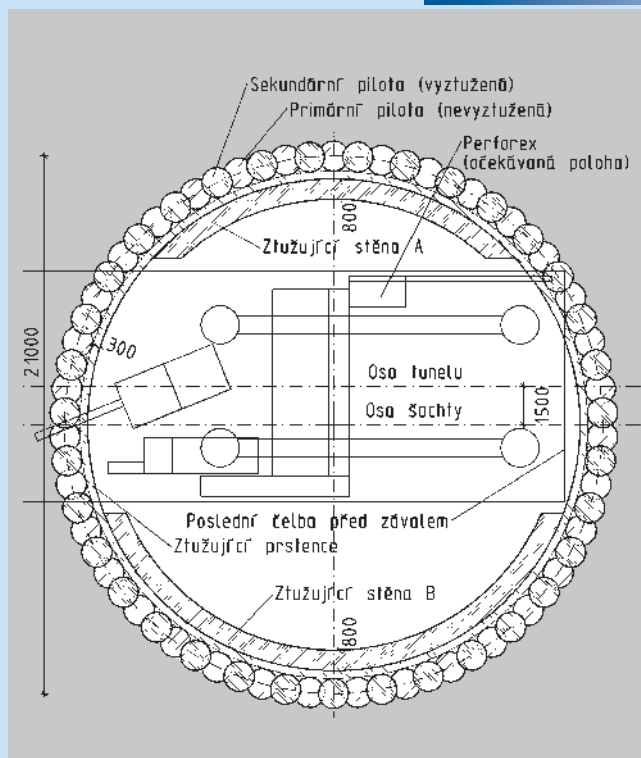
Pod povrchem terénu se nachází výrazný reliéf předkvartérního podkladu, reprezentovaný silně zvětralými jílovci libkovického souvrství, charakteru jílu tuhé až pevné konzistence. Členitý reliéf s četnými elevacemi a miskovitými prohloubeninami je s velkou pravděpodobností výsledkem selektivních zvětrávacích procesů (bez významnějšího podílu vodní eroze). Z tohoto důvodu lze rovněž usuzovat na cizorodý původ nadložních terasových štěrkopísků, které na tomto místě nebyly uloženy vodotečí, ale byly sem spíše přemístěny prostřednictvím dílčích svahových deformací – drobných sesuvů.



Obr. 3a, b: 3D model konečného řešení únikového východu bez pilot a s pilotami



Obr. 4: Podélný řez šachtou



Obr. 5: Příčný řez šachtou

V oblasti závalu byl při ražbě zastižen souvislý cca 30 m dlouhý úsek, ve kterém do prostoru díla zasahoval kořenovitý (komínovitý) výběžek vyplněný silně tlačivou zeminou, plastickým jílem tuhé až pevné konzistence. Výskyt a lokalizaci této anomálie dokladují i výsledky seismických geofyzikálních měření. Původní materiál byl navíc silně porušen závalem a vzhledem k vývoji závalu se předpokládaly výskyt plastickeho, plně nasyceného jílu. V okolí prostoru tunelu, zvláště pak v okolí zavaleného stroje, se navíc předpokládá výskyt dutin. Tento fakt byl potvrzen i při vrtání první pilotové přepážky, u které došlo k nadspotřebě 150 m³ betonu!

Výplňové injektáže

Z důvodu vyplnění možných dutin vně i uvnitř šachty jsme navrhli 29 injektážních vrtů v rastru 4x4 m, délky á 35 m, kterými bylo zainjektováno celkem 750 m³ samotuhnoucí injektážní směsí. Velké množství spotřebované směsi nás utvrdilo ve správnosti tohoto rozhodnutí.

Základní geometrie šachty

Celkem bylo navrženo 70 pilot průměru 1,18 m, délky á 40,0 m, kde primární piloty jsou nevyztužené a sekundární vyztužené. Osová vzdálenost pilot byla 942 mm. Menší osová vzdálenost, a tudíž více pilot, nebyla možná z důvodu ponechání dostatečné tloušťky primárních pilot po jejich převrtání (700 mm). Těmito okrajovými podmínkami jsme tedy měli stanovenou základní geometrii šachty. Během statického výpočtu došlo k doplnění pilot o další podpurné a ztužující prvky, bez kterých by byla celá šachta nerealizovatelná. Ze statického výpočtu vyplynula rovněž nutnost úpravy postupu hloubení.

Ztužující prvky

Ztužující prvky v šachtě (obr. 4 a 5) lze rozdělit do dvou skupin. První skupina ztužujících prvků sloužila jako podpora pilotám během hloubení šachty. Druhá skupina pak zajišťovala stabilitu celé konstrukce po probourání otvorů pro tunel. Komplikací v tomto případě byla excentrická poloha šachty vůči tunelu.

Do první skupiny patřily:

- dvě masivní železobetonové převážky: převážka 1 (1,5x0,6 m) navržená na hlavách pilot a převážka 2 (1,0x0,9 m) v hloubce 7,0 m. Obě sloužily pro zachycení působení vlivů od těžké dopravy (jeřáby, těžící stroje, nákladní automobily) v bezprostředním okolí šachty (obr. 6a, b).
- 15 ztužujících železobetonových prstenců ze stříkaného betonu tloušťky 0,3 m, vysokých 1,0 m. Jejich počátek provádění byl v realizační dokumentaci navržen od úrovně 4 m nad převážkou 3 s tím, že konečné rozhodnutí o započítání provádění ztužujících prstenců bude provedeno až na základě skutečné polohy pilot a skutečně zastižených geologických parametrů prostředí. Jak se později ukázalo (viz dále), došlo k vynechání 7 ztužujících prstenců a počátek jejich zřízení byl posunut až 3 m pod převážku 3 (obr. 7). Ztužující prstence měly za úkol nahradit příčný roznos zatížení od té úrovně hloubení, kde to již nezabezpečovaly samotné piloty. Podrobněji viz statický výpočet.



Obr. 6a: Převážka 1



Obr. 6b: Převážky 1 a 2

Do druhé skupiny ztužujících prvků patřily:

- Velice masivní převázky 3 (1,4x1,7m) a 4 (1,8x1,4 m), navržené s vysokým stupněm vyztužení s použitými profily hlavní výztuže \varnothing R32 (obr. 8). Převázka 3 byla umístěna nad tunelem a převázka 4 pod tunelem, resp. pode dnem šachty. Převázky sloužily pro vetknutí ztužujících stěn A a B.
- Železobetonové ztužující stěny A a B (výšky 10,8m) byly umístěny po stranách budoucích otvorů pro tunel a vetknuty do převázek 3 a 4. Účelem stěn bylo zajistit přenos zatížení v oblasti budoucího tunelu po jeho proražení do šachty (obr. 9).

Postup hloubení

Původní postup hloubení, který byl uveden v technické zprávě realizační dokumentace a vycházel ze statického výpočtu, byl během realizace značně upraven. Původně se předpokládalo, od hloubky šachty 16,5m, postupovat tak, že se uprostřed šachty ponechá přitěžovací lavice min. 3,0m vysoká. Před každým hloubením v mocnosti 1,0m se po obvodu vybuduje jeden ztužující prsteneček. Tento postup hloubení by se dodržoval až na dno šachty. Z důvodu lepší přesnosti vrtání pilot a z důvodu lepších geotechnických parametrů v okolí šachty, než se předpokládalo ve statickém výpočtu, postupovalo hloubení v krocích o mocnosti 2,0m bez přitěžovací lavice. V okolí vrubovacího stroje byl i tento zjednodušený postup velice komplikovaný (obr. 10b).

Na obr. 10a jsou vidět poslední 3 předklenby, které zůstaly po závalu stát. Byly však zcela vyplněny závalovým materiálem odpovídajícím svým zbarvením nejsvrchnějším vrstvám terciéru. Tedy i na tomto konci závalu došlo při jeho dosednutí k vytékání nadložních jíílů kašovité konzistence. Dále jsou na tomto obrázku vidět precizně navrtané piloty. Na obr. 10b je dobře vidět, že předpokládaná poloha Perforexu byla správně odhadnuta (srovnej s obr. 5).

Statický výpočet

Vzhledem k unikátnosti konstrukce a složitým geologickým podmínkám byl statický výpočet nejsložitější úlohou, před kterou jsme byli postaveni. K prokázání bezpečnosti celé konstrukce a zdárnému dokončení výpočtu přispěli značnou měrou doc. Ing. J. Masopust, CSc., a Ing. A. Zapletal, DrSc., za což jim tímto velice děkujeme. Statický výpočet by sám o sobě

vystačil na několik článků, pouze samotné nadpisy kapitol zabírají 2,5 stránky. Je členěn na fázi hloubení šachty a fázi po vyražení otvorů pro tunel. Zde máme prostor pouze na uvedení obecných předpokladů statického výpočtu. Podrobněji se zde zaměříme jen na způsob stanovení polohy pilot v jednotlivých výškových, resp. hloubkových, úrovních šachty.

Předpoklady statického výpočtu

Kruhový tvar šachty byl zvolen proto, abychom mohli využít příčného roznosu zatížení mezi převrtávanými pilotami (v horizontálním směru) i v případě, že zde nemáme žádnou příčnou výztuž a využijeme pouze betonového prstence z pilot, který působí v tlaku. Vycházíme tedy z toho, že zatížení působící na piloty se nepřenáší pouze v podélném směru, ale naopak se ve velké míře přenáší i ve směru horizontálním (příčný roznos). Z tohoto důvodu bylo ve velké míře použito ruční stanovování zatížení i velikosti příčného roznosu. Výpočty a statické posouzení byly prováděny z části ručně a za použití programů Nexis, Geo4 – Pažení posudek, Statika Fin 10 – Beton 2D ČSN, MS Excel a Plaxis V8. U všech částí šachty byl navržen beton B30 (C25/30) a hlavní výztuž 10 505 (R). Jelikož se jedná o konstrukci, u které jsme předpokládali velkou prostorovou tuhost a malé deformace, zatížili jsme šachtu tlakem v klidu (obr. 11) s koeficientem bočního tlaku v klidu $K_0 = 0,667$. Minimální hodnota tlaku v klidu byla 38,4 kPa, maximální pak 460,9 kPa. Ve fázi hloubení jsme tedy předpokládali působení pilot v příčném směru, tzn. vytvoření horizontálních prstenců z prostého betonu (uvažovali jsme jednotlivé prstence po 1 bm výšky šachty). Při kruhové geometrii šachty a horizontálně rovnoměrném radiálním zatížení po obvodu šachty bylo dosaženo toho, že tyto prstence jsou zatěžovány pouze tlakem bez ohybových momentů, a není tedy třeba příčná výztuž. Tento princip přenosu zatížení zemním tlakem v klidu jsme nazvali působení pilot v příčném směru.

Výše zmíněné předpoklady platí pro piloty, resp. horizontální prstence, které přenesou celé zatížení. S narůstající hloubkou jsme se však dostali do situací, kdy tomu tak není, a je nutné postupovat jiným způsobem. V tomto okamžiku přišly na řadu ztužující prstence.

Stanovení polohy pilot v jednotlivých úrovních šachty

Pokud jsme vyšli z předpokladu působení pilot v příčném směru, chtěli jsme dosáhnout toho, aby horizontální prstence byly využity po co největší výšce (hloubce) šachty. Napřed jsme stanovili maximálně možnou míru převrtávání a tím určili, jak vypadá ideální stav. Z normy pro vrtání pilot však vyplývá požadavek na dosažení přesnosti min. 2,0 %. Provedli jsme parametrické studie poloh pilot pro 1,0 %, 1,5 % a 2,0 % přesnosti vrtání. Princip těchto studií zde naznačíme na předpokladu odchylky 1,0 %, kterou se nakonec zhotovitel (Zakládání staveb, a. s.) zavázal splnit. Definování poloh pilot po výšce, resp. hloubce, šachty je vidět na obr. 12, ze kterého také vyplývá tloušťka pomyslného horizontálního prstence, který piloty vytvářejí. Zatímco u přesně navrtaných pilot je jeho šířka konstantní (710 mm), u odchýlených pilot je tato šířka proměnná. V -40,0 metrech se dokonce piloty vůbec nedotýkají. Tento předpoklad polohy pilot vyšel z toho, že dvojice pilot je vychýlena o maximální odchylku vždy proti sobě v radiálním směru, tedy jedna do středu a druhá ven z šachty.

Při ponechání tohoto předpokladu vyhovovaly horizontální pilotové prstence (posuzovaly se na tlak, na příčný tah v pilotách, na proklouznutí sousedních pilot) až do hloubky 19,5m.

Pro potvrzení této hloubky, která je kritická z hlediska stability celé konstrukce šachty, jsme navíc provedli pravděpodobnostní analýzu polohy pilot. Doposud jsme totiž vycházeli z jednoduchého geometrického předpokladu odchýlených pilot (obr. 12). Ve skutečnosti je ale možné vzájemné vychýlení sousedních pilot do všech směrů a zároveň odchylka piloty od svislice může být proměnná v rozsahu <0,00 %; 1,00 %>. Pro zohlednění obou předpokladů jsme vytvořili speciální postup za použití pravděpodobnostní metody Monte Carlo.

Připravili jsme si pro to program v Excelu, kde jsme modelovali 10⁴ simulací poloh pilot pro každou jednotlivou hloubkovou úroveň h . Postup výpočtu pro jedno h byl následující (obr. 13):

- Bereme v úvahu 2 sousední piloty a uvažujeme, že se jejich poloha vzájemně neovlivňuje.
- Jejich vzájemná počáteční poloha je daná ideální polohou dvou sousedních pilot, tedy vzdálenost středů S_1 a S_2 je 0,942m a výchozí kontaktní plocha (tloušťka horizontálního prstence) $t_{p,h} = 0,710m$.



Obr. 7: Vyztuž a počátek zřizování ztužujících prstenců pod převázkou 3



Obr. 8: Vázání výztuže u převázky 3

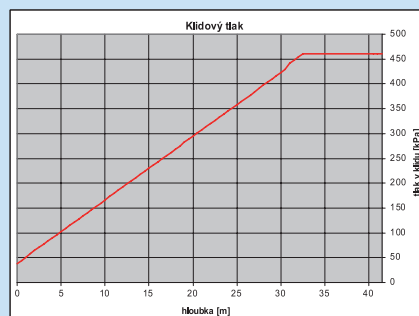




Obr. 10 a, b: Hloubení v oblasti tunelu a zavaleného vrubovacího stroje, a – původní předklenby, b – stroj Perforex

- Jejich vzájemnou polohu po j -té simulaci určíme v polárním systému souřadnic.
- Potřebujeme tedy určit úhel (α_1 a α_2) a vzdálenost (r_1 a r_2) nových středů sousedních pilot (S'_1 a S'_2).
- V každé simulaci tedy generujeme 4 pseudo-náhodná, na sobě nezávislá, čísla N_{ij} z intervalu $\langle 0;1 \rangle$, kde i a j jsou celá čísla z intervalů $i \in \langle 1;4 \rangle$, $j \in \langle 1;10 \rangle$. Tedy celkem 4×10^4 pseudo-náhodných čísel.
- N_{1j} použijeme pro stanovení úhlu $\alpha_1 \in \langle 0;360 \rangle$ při využití podobnosti trojúhelníků.
- N_{2j} použijeme pro stanovení vzdálenosti $r_1 \in \langle 0;0,01 h \rangle$ při využití podobnosti trojúhelníků.
- N_{3j} použijeme pro stanovení úhlu $\alpha_2 \in \langle 0;360 \rangle$ při využití podobnosti trojúhelníků.
- N_{4j} použijeme pro stanovení vzdálenosti $r_2 \in \langle 0;0,01 h \rangle$ při využití podobnosti trojúhelníků.
- Dostaneme j dvojic nových poloh středů pilot.
- Určíme 95% kvantily nových vzdáleností středů pilot pro jednotlivé hloubkové úrovně h , pro které graficky sestojíme příslušné velikosti kontaktních ploch $t_{p,h}$ (tloušťku horizontálního prstence) a provedeme nové posouzení prstenců pro jednotlivá h .

Tímto postupem vyhověly horizontální pilotové prstence pouze do hloubky 17,0 m, tedy méně než za předchozího, méně přesného, předpokladu. Tato hloubka byla dále stanovena jako kritická a rozhodující pro použití dalších výztužných prvků v šachtě. Jako další ztužující prvky byly navrženy ztužující prstence od hloubky 16,5 m s tím, že pokud



Obr. 11: Zatěžovací obrazec šachty – tlak v klidu

bude výsledné navrtání pilot přesnější, budou se aplikovat až později ve větší hloubce. Ztužující prstence se budou zřizovat postupně s hloubením šachty.

Od této úrovně níže se již piloty musely posuzovat ne v příčném, ale v podélném směru.

Bohužel zde není více prostoru pro popsání všech použitých postupů výpočtu jednotlivých zatěžovacích stavů na jednotlivé konstrukce. Zmíňme aspoň výčet těch nejzajímavějších:

- Posouzení pilot na příčný tah.
- Posouzení pilot v podélném směru, kde bylo zatížení tak veliké, že jsme museli sáhnout až po elastoplastickém modelu chování pilot. Posoudit bylo třeba i mezní plastické pootočení.
- 3D modely ztužujících stěn (v programu Nexis) působících v interakci s pilotami, jak je vidět na obr. 14, a jejich nadimenzování.
- 3D modely převážek 3 a 4 a jejich posouzení na všech 6 prostorových účincích vnitřních sil, včetně kroucení. Pro šetření výztuže jsme je navíc rozdělili po obvodu do několika podoblastí.
- Posouzení stability dna šachty.
- Ze spousty konstrukčních detailů zmiňme

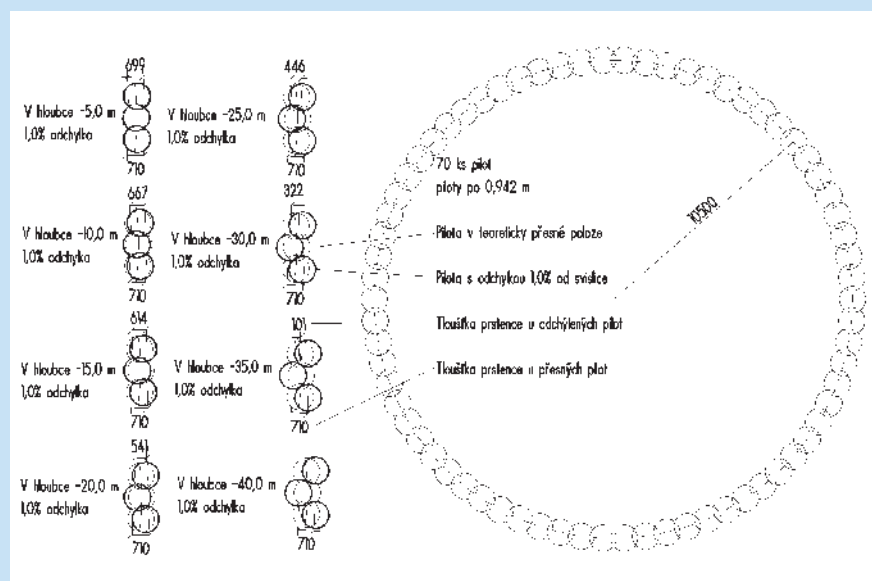
aspoň posouzení uchycení převážek 2 a 3 k pilotám nebo posouzení navázání jednotlivých částí armokošů pilot navařením na plnostěnnou trubku.

Závěr

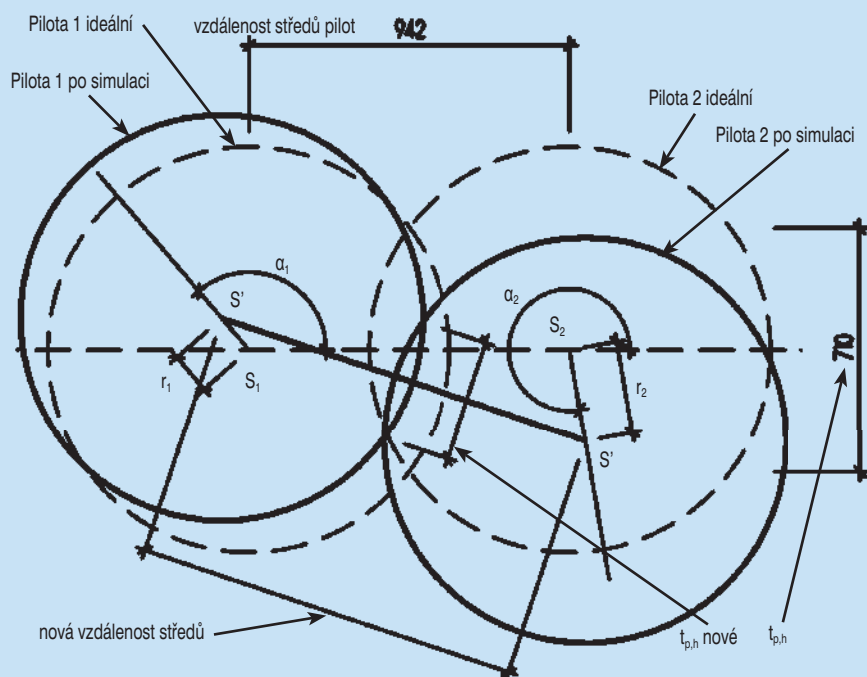
Návrh unikátní konstrukce unikové šachty, obr. 15, tunelu Březno v prostoru závalu přinesl řadu nových problémů, při jejichž řešení bylo potřeba použít řadu neobvyklých a nových postupů.

Zhotovitel pilot (Zakládání staveb, a. s.) nakonec dosáhl během vrtní vyšší přesnosti, než jsme předpokládali v pravděpodobnostní analýze polohy pilot. I geotechnické parametry prostředí zastížené in-situ byly lepší, než se předpokládalo.

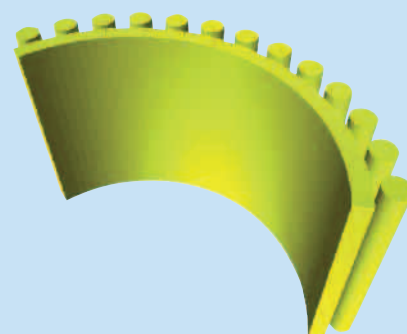
Flexibilitou návrhu bylo možno na tato fakta pružně reagovat v průběhu výstavby. Projevilo se to radikálním zjednodušením postupu hloubení a vynecháním 7 ztužujících prstenců ze stříkaného betonu. Dobrou spoluprací partnerů výstavby došlo oproti schválenému harmonogramu prací ke zkrácení doby výstavby šachty o 2,5 měsíce.



Obr. 12: Definování polohy pilot v teoreticky přesné poloze a při max. odchylce 1,0% od svislice



Obr. 13: Princip pravděpodobnostní analýzy polohy pilot



Obr. 14: Výsledný model zužující stěny B

The shaft in the tunnel of Březno

In this article you can find information about construction of a deep shaft sheeting made with the help of secant piles with diameter 1.18m and 40.0m long in the place of railway tunnel collapse in Březno. Complicated geological environment and not standard construction (the diameter of the shaft is 21.0m and the depth up to 35.0) led to the necessity to use quite new methods for dimensioning of the construction. It was very complicated to prove function of the methods before their realization and at the same time to prove sufficient safety of the whole construction. The main aim of the shaft was to pull out buried tunnelling machine Perforex. Then the shaft was used as the place for construction of fire emergency exit.

Investorem stavby jsou Severočeské doly Chomutov, a. s., investorskou činností je pověřena SŽDC Plzeň, s. o., dodavatelem celé přeložky je Sdružení Březno, jehož členy jsou Metrostav, a. s., SSŽ, a. s., a Energie Kladno, a. s. Generálním projektantem přeložky trati je firma SUDOP Praha, a. s. Generálním projek-

tantem šachty, včetně pozdějšího únikového východu, je firma IKP Consulting Engineers, s. r. o. (IKP).

Ing. Tomáš Parák,
IKP Consulting Engineers, s. r. o.
foto: autor a Libor Štěrba

MATERIÁLY PRO STAVBU

Internetovou prezentaci časopisu Materiály pro stavbu najdete na adrese: www.dumabyt.cz/rubriky/pro-odborniky.

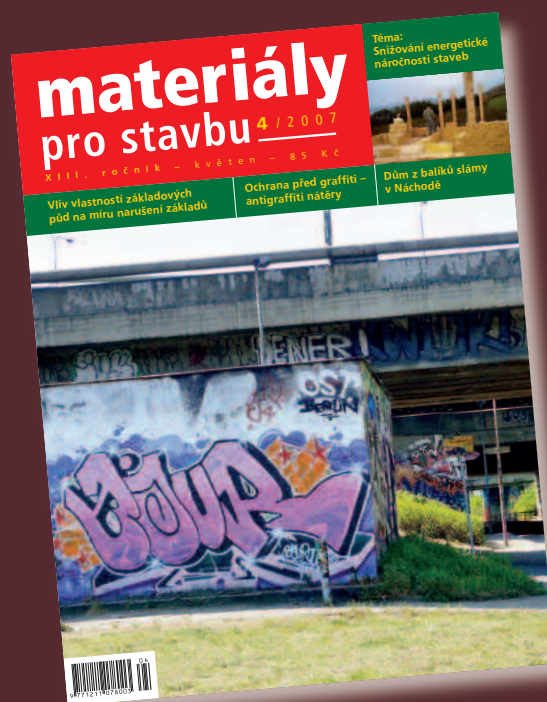
Časopisy jsou prezentovány s určitým zpožděním oproti tištěné podobě, forma prezentace je totožná jako v tisku. Přístup není zpoplatněn. Kromě časopisu najde čtenář na stránkách Téma – buď rozsáhlý článek, nebo více kratších článků vztahujících se k určitému tématu – a přepis diskusních setkání Stavební dialog, na nichž si vybraní zástupci předních firem – výrobci materiálů a technologií, prodejci, investoři, developeři i architekti vyměňují názory na aktuální problémy, s nimiž se potýká české stavebnictví.

Nejsnazší cesta k časopisu MATERIÁLY PRO STAVBU je předplatné

Cena jednoho výtisku časopisu je 85 Kč. Předplatíte-li si časopis na jeden rok, zaplatíte za každý výtisk 68 Kč, tedy o 20 % méně. Studenti, po předložení potvrzení o studiu, získávají 40% slevu na roční předplatné časopisu MATERIÁLY PRO STAVBU.

Rychlá a pohodlná objednávka pomocí SMS:

Předplatné lze jednoduše objednat zasláním SMS zprávy. Zašlete kód MT (pro předplatné s 20% slevou) nebo MTS (studentská sleva) na tel. číslo 736 320 330 a my vás do 24 hodin zkontaktujeme. Odeslaná SMS je zpoplatněna běžnou sazbou vašeho operátora.



Sanace horninového prostředí v místě závalu železničního tunelu Březno u Chomutova

Příspěvek pojednává o návrhu a realizaci sanace horninového prostředí v místě závalu tunelové trouby obj. SO 502 v km 2,0245–2,0995 železničního tunelu na přeložce trati ČD Březno u Chomutova–Chomutov. Sanace závalu vzniklého při ražbě tunelu v r. 2003 s niveletou v hloubce 33 m pod terénem byla původně navržena pomocí systému 9 příčných přepážek z převrtávaných pilotových stěn prováděných z povrchu a postupného zřizování deštníků z dovrchních sloupů tryskové injektáže nebo z mikropilot tak, jak bude postupovat zmáhání tohoto závalu. S ohledem na komplikace v oblasti zavaleného vrubovacího stroje a v souvislosti s akceptováním nových požárněbezpečnostních opatření byla nakonec zvolena varianta se 7 přepážkami, doplněnými kruhovou šachtou zajištěnou ostěním z převrtávaných pilot, hloubenou kolem tohoto stroje.

V rámci přeložky železniční trati Březno u Chomutova–Chomutov byla v r. 2002 zahájena výstavba obj. SO 502 – železniční tunel Březno, který svojí délkou 1,758 km (v rozmezí obou ražených portálů) je nejdelším železničním tunelem v České republice. Dne 5. 5. 2003 došlo v tunelovém staničení 865 m k mimořádné události, kdy bylo destruováno primární ostění tunelu v délce 74 m a zavalen byl vrubovací stroj. V červenci 2003, tj. asi 1,5 měsíce po této události, se čelo závalu v důsledku tlaku nadloží dostalo opět do pohybu a prostor tunelu byl vyplněn závalovým materiálem v celkové délce asi 100 m. Po provedení nutných technických opatření na povrchu byl tento zával stabilizován.

Projekt zmáhání závalu, kdy se nově počítalo se zřízením kruhové šachty situované do místa zavaleného vrubovacího stroje. Původní, v článku popsaná koncepce zmáhání pomocí přepážek z převrtávaných pilotových stěn v kombinaci s deštníky byla tedy ponechána v rozhodující délce zavaleného úseku, hloubená šachta však významně přispěla k minimalizaci rizika při vytahování zavaleného stroje.

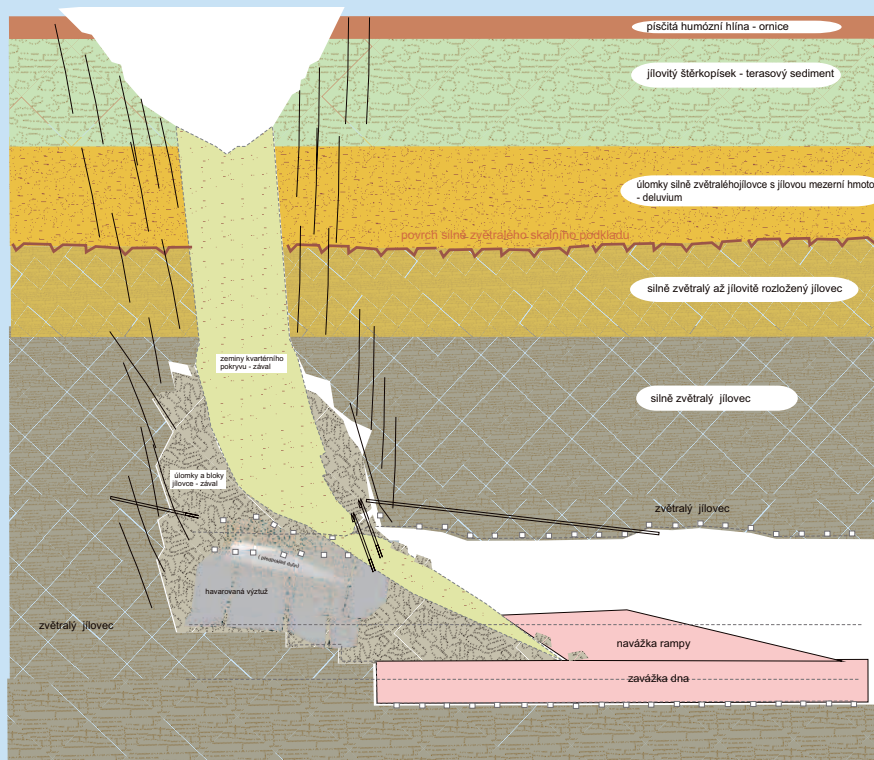
Projekční a přípravné práce na zmáhání závalu byly zahájeny neprodleně, přičemž předloženo bylo několik alternativ, z nichž konečně zvítězila alternativa zmáhání závalu hornickým způsobem ze zajištěného úseku tunelové trouby, a to za pomoci speciálních konstrukcí hlubinného zakládání staveb. Během výstavby tunelu Březno došlo k významné změně v legislativě, týkající se zejména požární ochrany v tunelech. V době zpracování původních projektů a vydání stavebního povolení v r. 1998 nebyly požadavky na zabezpečení tunelů tak obsažné a přísné jako dnes. V r. 2002 vyšla nová ČSN 73 7508 „Železniční tunely“, jejíž přísná požárněbezpečnostní opatření reagovala zřejmě i na nešťastné události v tunelech pod kanálem La Manch, Mont Blankem, v Kaprunu. Investor stavby se rozhodl tato přísná hlediska akceptovat a nechal vypracovat dokument „Požárně bezpečnostní řešení tunelu Březno“. Na jeho základě bylo rozhodnuto o zřízení únikového východu, umístěného zhruba v polovině délky tunelu. To mělo zásadní vliv na již vypracovaný

projekt zmáhání závalu, kdy se nově počítalo se zřízením kruhové šachty situované do místa zavaleného vrubovacího stroje. Původní, v článku popsaná koncepce zmáhání pomocí přepážek z převrtávaných pilotových stěn v kombinaci s deštníky byla tedy ponechána v rozhodující délce zavaleného úseku, hloubená šachta však významně přispěla k minimalizaci rizika při vytahování zavaleného stroje.

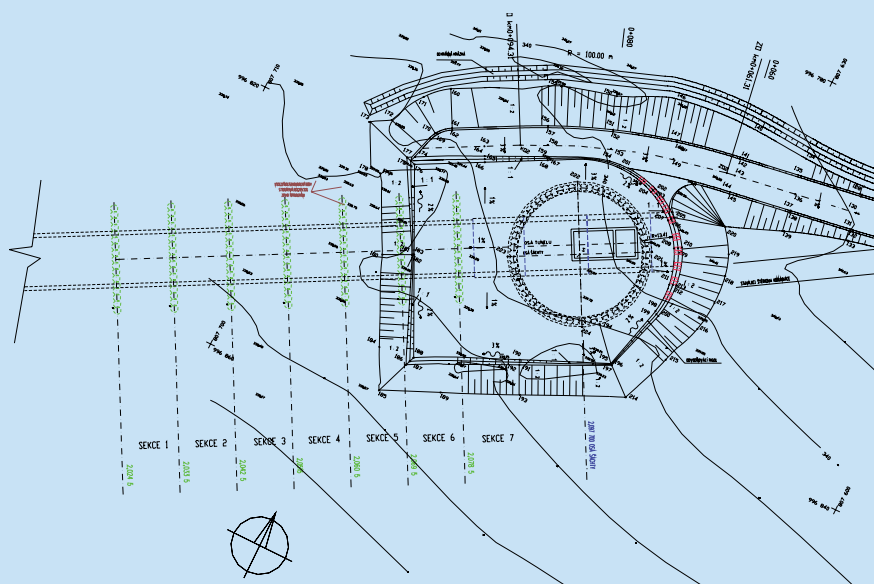
Geotechnické poměry

Inženýrskogeologické poměry předmětného

úseku tunelu jsou velmi podrobně popsány ve zprávě o doplňujícím geotechnickém průzkumu, vypracované firmou K + K, s. r. o., Praha, jejímž podkladem byl nejen původní IG průzkum pro projekt tunelu, ale i geotechnická dokumentace čel stávajících výrubů. Tunelová trouba je v předmětném úseku vedena v hloubce 32–33 m pod terénem s nadložím kolem 24 m. Toto nadloží je tvořeno asi 18 m mocnou vrstvou pevného jílu – zcela zvětralého jílovce, kvartérní pokryvy jsou budovány asi 5 m mocnou vrstvou hlinitých štěrků písčitých, zvodnělých a dále asi 1 m mocnou vrstvou svaňových hlín tuhých. V předmětném úseku tunel prochází zcela zvětralým jílovcem, plastickým, pevným, který zasahuje pod niveletu tunelu do hloubky až 10 m. V podloží je zvětralý až navětralý jílovec a níže pak svrchní uhelná sloj s hlavou v hloubce kolem 45 m pod terénem. Typický geotechnický profil v místě prvotního závalu, jakož i ideová představa o vniku a mechanismu tohoto závalu je na obr. 1, který byl převzat od zpracovatele doplňkového geotechnického průzkumu RNDr. J. Altmana, (K + K, s. r. o., 07/2006). Geolog správně předpokládá, že s ohledem na vlastnosti a charakter zavaleného materiálu nebude tento jíl mezerovitý, bude tvořit kompaktní hmotu s plastickým přetvářením. Dle výsledků laboratorních



Obr. 1: Ideový geotechnický profil v místě původního závalu (podle RNDr. J. Altmana, 2006)



Obr. 2: Situace sanačních opatření v místě závalu tunelové trouby

zkoušek byla konzistence těchto zemin v závalu většinou pevná ($I_c = 1,02-1,10$). Při patě tunelu, kde se nacházely chaoticky popadané části primární obezdívky, byla však hmota mezerovitá a mezery byly zvodnělé, což změnilo konzistenci okolních zemin – jílu (na tuhou i měkkou). Podobně tomu bylo i v okolí vrubovacího stroje, resp. těsně před ním. Tyto charakteristiky zcela zvětralých jílovců, tedy vesměs zemin, jež tvořily výplň zavalených prostor tunelu, významně ovlivnily návrh sanace horninového prostředí při zmáhání uvedeného závalu.

Sanace horninové prostředí

Na základě podrobných záznamů o průběhu

ražby před závalem bylo stanoveno, že bezpečný profil tunelu zajištěného primární obezdívkou v oblasti předklenby se nachází v předklenbě č. 175, tedy v km 2,0245. Od tohoto profilu byly tedy zahájeny zabezpečovací práce. Dále bylo předpokládáno, že předklenby č. 194 a 195 jsou neporušené, z čehož byl vyvozen profil, kde byly sanační práce ukončeny. Situace sanačních opatření je patrná z obr. 2. Princip sanace horninového prostředí pro zmáhání závalu spočíval v následujících opatřeních:

- Zřízení svislých, dostatečně tuhých přepážek procházejících skrz tunelovou troubu v závalu s přesahem na všechny strany (tedy ve svislé

ploše cca 16x16 m); přepážky jsou navrženy z převrtávaných pilotových stěn z vrtných pilot prof. 1180 mm vždy osově v podélném směru závalu po 9,0 m. Pilotové stěny se skládají ze 17 pilot v osových vzdálenostech po 1,0 m, tedy celkem 9 ks pilot primárních (z prostého betonu C16/20) a 8 ks sekundárních (z vyztuženého betonu C16/20). Hlavy těchto pilot jsou na jednotné úrovni 318,00, paty pak na 302,00 m n. m. Délky vlastních pilot jsou tedy 16,0 m. Hlavy pilot jsou „utopeny“ cca 21 až 22 m pod úroveň pracovní plošiny. Délky vrtů pro pilotové stěny dosahují tedy 37 až 38 m. Celkem bylo provedeno 7 těchto přepážek v km: 2,0245; 2,0335; 2,0425; 2,0515; 2,0605; 2,0695 a 2,0785; takto vzniklo postupně 6 komor označených jako K1 až K6.

- Odkop před I. přepážkou na úrovni 1. lávky, jež se nacházela ve výšce 0,49 m nad úroveň středu oblouku kaloty, čímž byla vytvořena pracovní plošina. Na této plošině byly následně provedeny svislé sloupy tryskové injektáže (TI) v rastru cca 0,75x0,75 m s délkou 2,2–2,6 m, hluché vrty délky 1,1–1,5 m. Takto byla zpevněna základová půda pro uzavření spodní klenby pod úroveň 1. lávky.

- Úroveň této 1. lávky před přepážkou č. I sloužila pro zřízení dovrchních zajišťovacích vějířů (deštníků) z výztužných prvků. Popsané úrovně pracovních plošin byly dodržovány i v ostatních komorách (K1 až K6). Před přepážkou č. I byl tunel přestrojen v rozšířeném profilu tak, aby bylo reálné provést dovrchní zajištění v rozsahu kaloty.

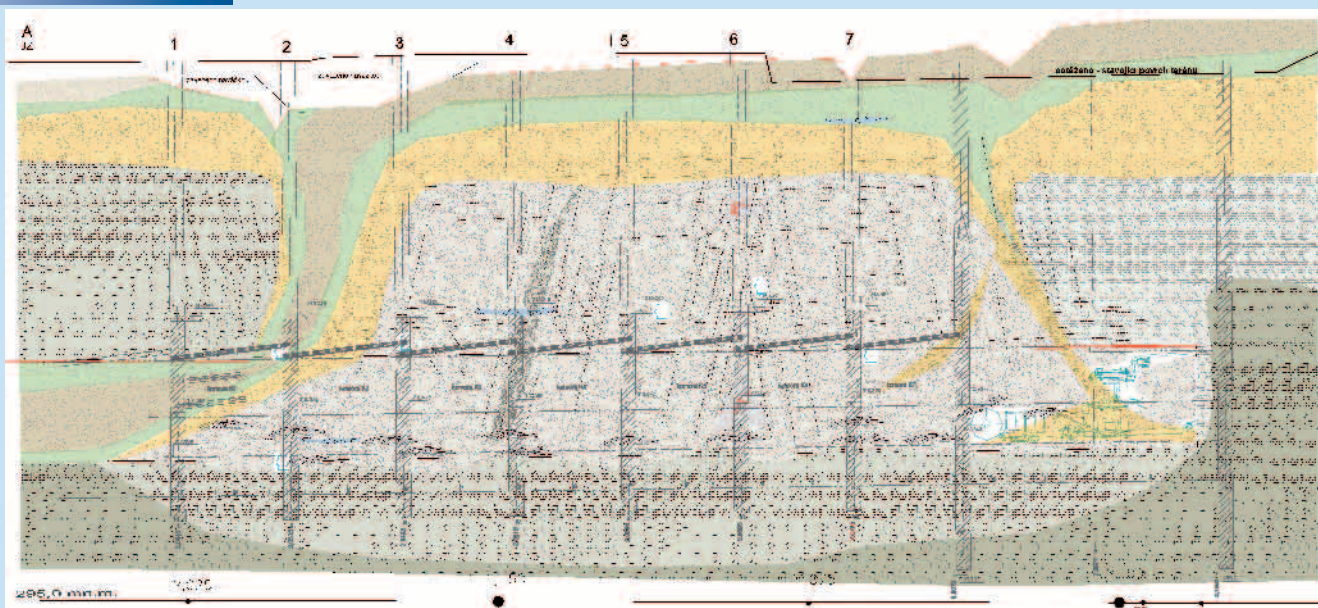
- Zřízení vodorovných průzkumných vrtů za účelem ověření skutečných geotechnických



Odtěžená přepážka převrtávané pilotové stěny na úrovni 1. lávky během provádění mikropilotového deštníku



Detail pilotové stěny s mikropilotovým deštníkem

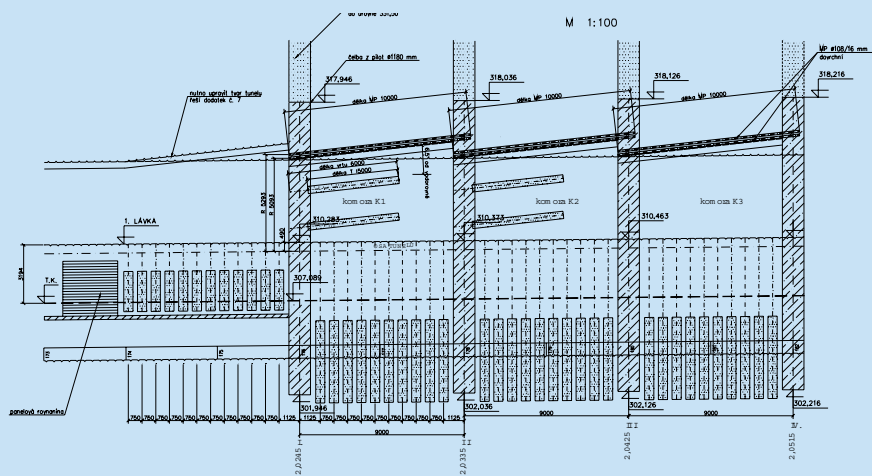


Obr. 3: Geotechnický profil zhmáhaným úsekem (podle RNDr. J. Altmana, 2006)

poměřů (zejména konzistence jílu) za příslušnou přepážkou a zřízení vodorovných sloupů TI dl. 5,0m v počtu 20–30ks na čelbu za účelem zpevnění zavalených zemin a zabránění jejich náhlému průvalu po vybourání přepážek z pilotových stěn. Tyto sloupy byly realizovány pouze v komorách K1 a K2, průzkumné vrty dle potřeby pak ve všech komorách.

Další postup prací byl navržen v alternativách, kdy kritériem pro jejich nasazení byla zjištěná skutečná konzistence zeminy v okolí kaloty zhmáhaného úseku tunelu. Pokud se jednalo o jíly konzistence tuhé až měkké, byla nasazena metoda vějířů z TI následně vyztužené trubkami prof. 70/12 mm. Pokud byly zastíženy spíše jíly pevné, byly realizovány

dvojitě mikropilotové „dešťníky“ z výztužných trubek prof. 108/16 mm, resp. 110/14 mm. Příslušná alternativa byla zvolena na základě vizuální kontroly jádra z vodorovných průzkumných vrtů a z postupu a parametrů vrtání (mechanická karotáž). Pro účely rozhodnutí o volbě metody zajištění zhmáhaní závalu v příslušné komoře byla sestavena komise, složená z geologa, projektanta, zástupce prováděcí firmy a investora. Metoda dovrchních sloupů TI byla nakonec použita pouze na přepážce č. I, v ostatních komorách byly využity dvojitě dešťníky z trubních mikropilot, jež byly zakotveny vždy na následující přepážky z převrtávaných pilot. Na obr. 3 je převzatý geotechnický profil celého zhmáhaného úseku a na obr. 4 je potom detailní část podélného profilu prvními třemi komorami s vyznačením příslušných prvků speciálního zakládání staveb. Konečně na obr. 5 je vzorový příčný řez v místě příslušných přepážek s alternativou sloupů TI.



Obr. 4: Podélný profil prvními komorami K1–K3 s vyznačením prvků speciálního zakládání staveb, alternativa zajištění dešťníky z mikropilot

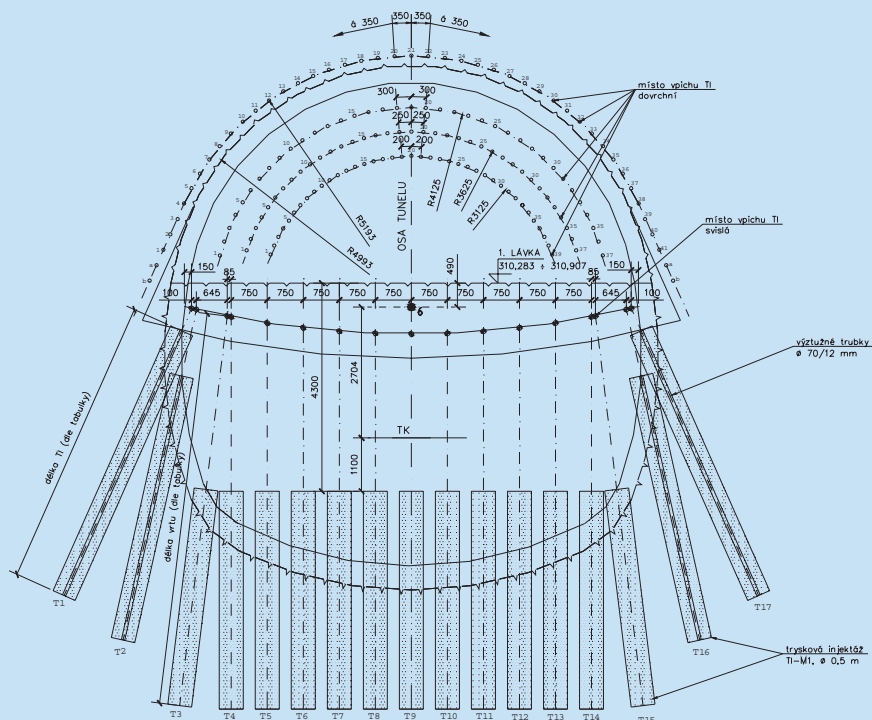


Místo provádění příčných přepážek a hluboké šachty z převrtávaných pilot nad tunelem Březno u Chomutova

Základním stabilizačním prvkem v zavaleném úseku tunelu zhmáhaném hornickým způsobem byly tuhé přepážky z pilotových stěn. Ty byly prováděny z upraveného původního terénu, na němž byly zřízeny šablony ve formě vodících zídek výšky 1,0m. Piloty byly vrtány rotačně náběrovým způsobem pod ochranou dvouplášťových pažnic prof. 1180mm. Vrty byly paženy v předstihu a zemina byla z pažených vrtů dodatečně vybírána. S ohledem na délku vrtů (až 38m) bylo použito dopažovací zařízení. Na každé přepážce byly nejprve provedeny 2 primární piloty, jež byly v intervalu od paty – kóta 302,0m po hlavu – kóta 318,0m vybetonovány prostým betonem C16/20 s min. 325kg cementu CEM II/B-S/m³ s konzistencí velmi měkkou

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ – zajištění tryskovou injektáží

M 1:50



Obr. 5: Vzorový příčný řez s příslušnou přepážkou, alternativa se sloupy TI

(Abrams min. 180 mm). Od úrovně hlav těchto pilot až do úrovně 331,50 m n. m. tvořila výplň cementová stabilizace (resp. hubený beton) min. pevnosti 1,5 MPa. Tento sloupec výšky 13,50 m byl betonován současně (resp. následně) po vlastní betonáži piloty konstrukčním betonem. V průběhu betonáže byla postupně odpažována kolona pažnic. Horní část piloty na výšku asi 6–8 m byla zasypána vhodnou zemínou z vývrtu, jež byla postupně hutněna ponorným vibrátorem tak, aby se ve vrtech nevytvářely nevyplněné prostory. Po příslušné době, kdy beton primárních pilot zatuhl a měl pevnost cca 0,8–1,0 MPa, což bylo odzkoušeno na vzorcích betonu uloženého ve srovnatelných podmínkách, byly prováděny piloty sekundární stejnou technologií. Ty byly před betonáží opatřeny armokoší dl. 16,0 m, nastavenými 7 m dlouhým nástavcem s konstruktivní výztuží. Armokoše byly do vrtu spuštěny na laně a opřeny o dno vrtu. Beton sekundárních pilot byl shodný s betonem pro piloty primární, výplň horní části vrtu opět stejná. Provádění pilot bylo důsledně monitorováno, a to zejména úseky v oblasti předpokládaných popadaných betonových předkledenb, jež tvořily vrtné překážky. Ukázalo se však, že jejich provrtání bylo vesměs úspěšné, a to jak z hlediska vrtného postupu, tak i z hlediska svislosti a odchylek vrtů. Ty byly zjišťovány zejména v době jejich odrytí při zahájení sanačních prací v následné

komoře. Přesto, že projekt počítal i s eventualitou výraznějšího vychýlení pilot v oblasti tunelu, tj. v hloubce přes 25 m pod terémem, výsledná svislost, a tudíž i předpokládané převrtání, byly velmi dobré, o čemž svědčí příslušné fotografie.

Technologický postup sanačních prací předpokládal zřízení 5 typů sloupů TI:

- **Dovrchní sloupy** ve sklonu 6,5° od vodorovné roviny pro zajištění kaloty výrubu realizované z úrovně 1. lávky; délka vrtů pro TI 9,5 m (z toho cca 1,0 m + 0,5 m přes beton či železobeton), délka sloupů TI 8,50 m. Jednalo se o TI s vodním předřezem s výsledným profilem sloupů 400–500 mm. Po dotryskání a zatuhnutí sloupů TI (7denní pevnost min. 1,5 MPa, 28denní pevnost min. 3,0 MPa) byly sloupy opatřeny výstužnou trubicí prof. 70/12 mm, dl. 10,0 m, jež byla zavázána do následné přepážky tvořené pilotovou stěnou.

- **Vodorovné (popř. mírně dovrchní) sloupy** TI pro zajištění čelb komor K1 a K2 prováděné z úrovně 1. lávky. Délka vrtů 6,0 m (1,0 m skrz beton či železobeton), délka sloupů TI cca 5,0 m, celkem 30 ks na čelbu, sloupy nebyly vyztuženy.
- **Úpadní sloupy TI** prováděné z úrovně spodní předkledenby vždy v příslušné komoře K1 až K7. Sloupy měly být šikmé ve svislé rovině, délka 6,0 m, resp. 5,60 m, a měly být vrtány přes beton spodní předkledenby. Tyto sloupy nakonec nebyly realizovány.
- **Úpadní sloupy**, které měly být realizovány z dokončené spodní předkledenby 1. lávky. Při jejich vrtání bylo třeba projít skrz popadané segmenty původního primárního ostění. Rozsah těchto sloupů byl nakonec výrazně zredukován.
- V úseku před I. přepážkou byly zřízeny **svislé sloupy TI** z úrovně 1. lávky tak, aby zpevnily zeminu, která se zde nacházela, a umožnily vytvoření pracovní plošiny pro vrtání dovrchních sloupů v komoře K1.

Na základě výsledků průzkumných vrtů realizovaných vždy přes přepážku do příslušné následující komory byly dovrchní vyztužené sloupy TI prováděny pouze v rozsahu komory K1. V ostatních komorách tvořily provizorní zajištění kaloty dvojité deštníky z trubních mikropilot s výstužnou trubicí prof. 108/14 mm vkládanou do vrtů 150 mm do cementové zálivky c : v = 2,5 : 1. Délka vrtů byla 10,0 m, sklon dovrchní 6,5°, osová vzdálenost jednotlivých mikropilot 400 mm. Následovala injektáž za účelem utěsnění vrtů.

Pro sanaci horninového prostředí v místě závalu Březenského tunelu bylo s úspěchem využito několika významných technologií speciálního zakládání staveb, tj. převrtávaných pilotových stěn, sloupů tryskové injektáže a trubních mikropilot, realizovaných a. s. Zakládání staveb. Tyto konstrukce nakonec umožnily hladký a bezpečný průběh prací při zmáhání uvedeného závalu.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, spol. s r. o., Praha; VUT Brno, Ústav geotechniky

Poděkování: Příspěvek vznikl za laskavé podpory Výzkumného záměru MS 1270191/2101.

Sanitation of rock environment in the place of a collapse in the railway tunnel Březno near the city of Chomutov

This contribution deals with a proposal and realization of sanitation works in rock environment in the place of caving in tunnel tube obj. SO 502 at 2.0245 – 2.0995 km of the railway tunnel diversion Březno near Chomutov – Chomutov. Sanitation of the collapse which occurred during tunnelling works in the depth of 33 m was initially designed with the help of 9 cross walls bored from the ground surface and umbrellas from upward jet grouting columns or micropiles. With respect to complication in the place of buried machine and in accordance with new fire protection measures it was decided to carry out 7 cross walls complemented with circular shaft secured by secant pile lining around the machine.

Sanace horninového prostředí v místě závalu a vybudování šachty – realizace

Práce na sanaci horninového prostředí v místě závalu tunelu Březno prováděné společností Zakládání staveb, a. s., byly rozděleny do dvou etap. Nejprve byly realizovány přepážky procházející skrz zával v místě tunelové trouby za účelem rozčlenění tohoto závalu. Dále byla vybudována šachta, sloužící v první fázi prací pro vytažení zavaleného vrubovacího stroje, ve druhé fázi pak pro umístění únikového schodiště. V článku jsou shrnuty zkušenosti z realizace pilot v obou etapách, zejména s pažením extrémně dlouhých vrtů a zhotovením armokošů.

Přepážky

Za účelem rozčlenění závalu na jednotlivé sekce, po kterých byl následně zával zmáhán, bylo jako provizorní zajištění jednotlivých čeleb provedeno 7 svislých tuhých přepážek procházejících skrz tunelovou troubu v závalu. Přepážky byly navrženy s dostatečným přesá-

hem na všechny strany (tedy ve svislé poloze cca 16x16 m).

Přepážky byly provedeny z převrtávaných pilotových stěn z pilot pr. 1180 mm vždy osově po 9,0 m. Práce byly realizovány ve dvou etapách. Přepážka č. I byla vrtána a betonována v období od 9. 11. 2004 do

22. 11. 2004, ostatní přepážky č. II až VII od 25. 11. 2005 do 3. 2. 2006. Zřízení převrtávaných pilotových stěn předcházelo provedení vodičích šablon, v daném případě ve formě vodičích zidek.

Samostatnou problematikou byl návrh a přípravy hutněných pracovních plošin, umožňujících pojezd těžké mechanizace, a vrtný režim pilotovací soupravy uvnitř poklesové zóny, vyvolané závalem v podloží. Při návrhu bylo nutno zejména zohlednit zatížení od reakce vzniklé při odpažování jednotlivých vrtů v součinnosti vrtné soupravy a zapažovacího zařízení.

Přepážky č. I až VII byly provedeny formou převrtávaných pilotových stěn, skládajících se vždy z celkem 17 ks vrtaných pilot pr. 1180 mm v osových vzdálenostech po 1 m, tedy celkem 9 ks pilot primárních a 8 ks pilot sekundárních.



Hlavy těchto pilot byly ukončeny na jednotné úrovni 318,00 a paty pak na 312,00 m n. m. Délky pilot byly 16,00 m.

Jednotlivé vrty o pr. 1180 mm byly vrtány rotačně-náběrovým způsobem a byly pažené. Délky vrtů byly od 35,15 m do 37,20 m. Primární piloty byly vybetonovány prostým betonem C 16/20 X0. Od úrovně hlav (318,00) až po úroveň zádek tvořil výplň pilot beton B5. Tento sloupec byl betonován následně po betonáži piloty. V průběhu betonáže byla postupně odpažována kolona vrtných pažnic. Sekundární piloty byly provedeny stejnou technologií, před betonáží byly opatřeny armokoší z 12 prof. R16 mm a spirálou z prof. E8 po 200 mm, dl. 16,00 m, nastavenými o 7 m nástavcem z 6 prof. R16 mm s distančními kruhy bez spirály. Armokoše byly do vrtu spuštěny a opřeny o dno. Beton byl shodný jako pro piloty primární, horní část vrtu byla zasypána zeminou.

V první etapě na přepážce č. I byly použity klasické pažnice Leffer a zapažovací zařízení pro pr. 1180 mm. Toto vybavení se ukázalo jako naprosto nevhodné pro vrty delší než 20 m. Při vlastním vrtání a následném odpažování docházelo k uvolňování a vypadávání zátek z pažnic, což přinášelo nemalé problémy (vnik vody do pažnic, spoje pažnic držely i třeba jen dvě zátky), a bylo velmi obtížné zajistit vswlost vrtu. Zvolené zapažovací zařízení se ukázalo slabé, a i když byly pažnice zalévány vodou s bentonitem, podařilo se zapažit maximálně 31,5 m.

Po vyhodnocení těchto zkušeností byly pořízeny pažnice Leffer HD pr. 1180 mm, které se při použití zapažovacího zařízení pro pr. 1500 mm s vložkami na prof. 1180 mm osvědčily na pažených vrtech pilot hlubokých až 40 m na akci D8 – most přes Ždírnické potoky. Díky tomuto převybavení pro práce druhé etapy a po ustálení osádek jednotlivých směn došlo k výraznému posunu v oblasti produktivity a zejména kvality prací.

Během této etapy bylo také vyzkoušeno měření vswlosti vrtu pomocí laseru (přístroj SP5 STANLEY), které se velmi osvědčilo do cca 20 m. Ve větších hloubkách se někdy laserový paprsek ztrácel v prachu. Při sednutí prachu ve vrtu byl paprsek vidět až na dně 40 m hlubokého vrtu.

Geologický profil vrtů

Během realizace pilotových přepážek byl zjištěn tento geologický profil:

Přepážka č. I – pod vrstvou hlíny jílovité, tuhé (0,0–4,5 m) je uložena vrstva jílu plastického (4,5–24,5 m). Pod těmito vrstvami se nachází beton klenby tunelu (24,5–25 m) a dále jíly s kousky betonu (25,0–28,0 m), jílovec šedý s kusy železa (28,5–29,0 m). Následoval jíly tuhé (29,5–32,0 m), beton počvy tunelu

(32,0–32,5 m) a jílovec tuhé R6 (32,5–36,5 m). Geologický profil přepážek č. II až VII byl obdobný až na vrstvu šterku jílovitého zvodnělého (5,00–7,00 m).

Šachta

Po zkušenostech s prováděním vodících zádek na přepážkách, kde byla použita forma z oceli (k manipulaci byl nutný jeřáb a nakladač, a tak opakovaným používáním došlo k deformaci formy), byla vyrobena dřevěná rozkládací forma. Provést vodící zádky do kruhu s velkou přesností se povedlo právě díky tomuto přípravku a pečlivosti provádějících pracovníků.

Vlastní šachta byla provedena z převrtávaných pilot o pr. 1180 mm, délky 39,6 m. Celkový počet pilot byl 70 ks, z čehož je 35 pilot primárních a 35 pilot sekundárních (vyztužených). Průměr šachty na osu pilot byl 21,0 m. Hlavy pilot byly na jednotné úrovni 337,30 m a paty pak na 297,70 m n. m.

Jednotlivé vrty o pr. 1180 mm byly hloubeny rotačně-náběrovým způsobem jako pažené po celé délce. Opět byla použita již osvědčená sestava pažnic Leffer řady HD a dopažovací zařízení Leffer pro pr. 1500 mm s vložkami na průměr 1180 mm.

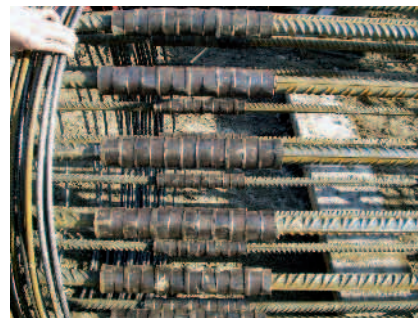
Před betonáží byly vrty postupně osazovány armokoší, skládajícími se ze tří částí. První a druhá část byla z 22 prof. R32 a spirály z R12. Tyto dva armokoše byly spojeny na pomocném vrtu svarem přes trubku 920 mm / 12 mm / délky 800 mm. Třetí část armokoše z 22 prof. R20 a spirály z E10 byla spojena s první a druhou

částí přímo nad vrtem piloty. Armokoše byly spuštěny a opřeny o dno.

Primární i sekundární piloty byly realizovány shodným, výše popsaným způsobem a také betonovány stejným betonem C 25/30 X0.

V souvislosti s betonovou směsí je nutno zmínit problémy, které nastaly během provádění prací. Ukázalo se, že výchozí receptura dává betonovou směs, jejíž vlastnosti jsou nevyhovující pro potřeby technologie převrtávaných piloty. Díky nadstandardní spolupráci s dodavatelem betonové směsi se podařilo odzkoušet vhodné přísady a zpomalovače tak, aby nárůst pevnosti umožnil provádět přeřezávané piloty i po 72 hod. při přibližném zachování ceny betonu.

Další velký problém představovala výroba armokoše z 32 prof. R32 délky 14 m, napojení na druhý, stejný armokoš, a zejména následná manipulace s 28metrovým spojeným armokošem. Projektem navržené řešení spoje svarem přes trubku se jevílo pracné a zdlouhavé.



Obr. 1: Zkouška spojení prutů armokoše pomocí nalisovaných spojek



Obr. 2: První armokoše byly zvedány současně jeřábem a vrtnou soupravou

Se souhlasem projektanta bylo proto vyzkoušeno spojení prutů pomocí nalisované spojky (obr. 1). Po úspěšných trhacích zkouškách, kdy došlo k přetržení prutů mimo spoj, byl vyroben armokoš z prutů délky 28 m. Při zvedání však došlo k trvalé deformaci a následnému zborcení armokoše. Další úprava proto spočívala ve zhuštění montážních kruhů ve spodní části armokoše na rozteč 1 m. Takto vyrobený armokoš byl zvedán souběžně jeřábem RDK a vrtnou soupravou BG25 (obr. 2) a nakonec i úspěšně zaveden do vrtu. Celá manipulace však trvala 1,5 hod.

Definitivním řešením pak bylo napojení první části armokoše (14 m) přes navařenou trubku na druhý armokoš (14 m) v pomocném montážním vrtu. Takto spojený byl jednoduše vytažen z pomocného vrtu a zaveden do vrtu piloty (obr. 3). Celá manipulace se zkrátila na 10 minut.

Toto řešení přineslo některé další výhody: výrobu armokošů nezdržovalo napojování a po dovtáčení vrtu byl spojený armokoš zavěšený na jeřábu okamžitě k dispozici pro osazení do vrtu.

Realizace převrtávané pilotové stěny byla zahájena provedením 4 ks primárních pilot (P23, P25, P27 a P29), dále byla provedena sekundární pilota P24. V místě piloty P22 jsme provedli kompletní vrt, čímž byla přerézána

primární pilota P23 i z druhé strany a vrt byl stabilizován sanačním betonem B5. Díky tomuto postupu mohly práce pokračovat jen jedním směrem, čímž byly eliminovány případné problémy plynoucí z přerušování prací z jakýkoliv provozních důvodů.

Práce byly prováděny v nepřetržitém provozu jen s třemi posádkami od 15. 2. 2006 do 25. 2. 2006 a takto zavedeným režimem se podařilo zkrátit dohodnutý termín o 5 dní.

Geologický profil vrtů

Během realizace šachty byl zjištěn následující geologický profil: pod vrstvou hlíny jílovité, tuhé (0,0–1,2 m) je uložena vrstva štěrku jílovitého, zvodnělého (1,2–5,2 m). Pod těmito vrstvami se nachází jílovitý pevný (5,2–17,7 m) a dále jílovitý pevný s úlomky jílovce tvrdé konzistence (17,7–23,2 m), jílovce rozpadavý R6 (23,2–29,7 m) a končí jílovcem kusovitým drobovitě odlučným (29,7–39,6 m).

Závěr

Provedení prací na objektu SO 502 – tunelová trouba, sanace horninového prostředí v místě závalu a únikový východ na stavbě ČD DDC, přeložka trati Březno u Chomutova–Chomutov

nebylo jednoduché. Nejednalo se o běžné pilotové založení a podobný projekt zřejmě nemá v Evropě obdoby. Ukázalo nám však, že s potřebným vybavením a díky systematické práci dokážeme realizovat i velmi složité a neobvyklé stavby.

Alois Zelenka, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor a Libor Štěřba

Sanitation of rock environment in the place of tunnel collapse and shaft realization

Works on the sanitation of rock environment in the place of caving of the tunnel Březno which were carried out by the company Zakládání staveb were divided into two phases. First came realization of cross walls going through the caving in the place of tunnel tube to subdivide the place of collapse. Afterwards a shaft was constructed, at first it served as the place from which the machine was pulled out and then a fire escape staircase was placed there. The article summarizes experience with realization of piles in both phases and especially casing of extreme long boreholes and preparation of steel casing.



Obr. 3: Osazování armokoše po jeho sestavení v montážním vrtu



Dokončená šachta s proraženým tunelem od vjezdového portálu

Přemístění stromu jírovec maďal v Liberci

V souvislosti s prováděním stavby Obchodně společenského centra – FORUM LIBEREC bylo nutno přemístit stoletý strom jírovec maďal, chráněný jako významný krajinný prvek. To znamenalo vyjmout strom ze země, transportovat, uložit v nové lokalitě a připravit prostředí pro následnou péči tak, aby byla zajištěna v maximální možné míře fyziologická vitalita stromu. Celou akci zajišťovala společnost APB Plzeň, a. s., společnost Zakládání staveb, a. s., byla zhotovitelem horizontálního roštu z ocelových trub, který tvořil dno transportního balu stromu.

Přesazení vzrostlého stromu byl technicky relativně náročný úkol, který předpokládal jak mimořádné technické zázemí dodavatele, tak

zkušenosti v oblasti zemních prací i manipulace s nadměrnými břemeny. Stáří stromu je odhadováno na více jak 100 let. Průměr kmene stro-

mu ve výšce 1,3 m je 1,13 m, jeho výška byla 24 m. Akce byla o to náročnější, že dle výsledků geologického průzkumu v oblasti kořenového systému se nacházela nehomogenní a nekompaktní zemina. To zvyšovalo nároky na přípravu technologických postupů v oblasti zemních prací, transportní činnosti i nároky na dimenzování transportní konstrukce. V oblasti kořenového systému byla zastižena půda tvořená antropozeměmi s mocnou vrstvou značně variabilních navážek (směsí stavebního rumu, starších stavebních konstrukcí apod.). Celá trajektorie přesunu byla rozdělena na dva úseky, mezi nimiž byla připravena plocha pro přeložení stromu.

Konstrukce pro transport stromu

Kořenový bal jírovce maďalu měl tvar válce průměru 8,4 m a výšky minimálně 2,0 m a byl nesen na ocelovém roštu. Rošt byl vytvořen z bezešvých trub Tr114x10 délky 9 m s minimální možnou proveditelnou osovou vzdáleností a dvou nosníků tvořených trojicemi vzájemně svařených ocelových válcovaných profilů IPE600. Nosníky byly umístěny symetricky vůči ose paty kmene ve vzdálenostech 2,25 m (vzájemná osová rozteč – 4,5 m). Na konce nosníků byly v kolmé směru navařeny ocelové rozpěrné profily HEB220, které zajišťovaly stanovenou rozteč nosníků při vyzdvižení a transportu. K přečnávajícím koncům byla pomocí ok fixována kotevní lana



Dno kořenového balu stromu bylo opatřeno roštem z mikropilot

Přemístění stromu a kořenového balu za pomoci výkonného jeřábu, celková hmotnost zátěže činila 320 000 kg.



koruny stromu, aby se předešlo vychýlení tělesa stromu z rovnovážné polohy a tím porušení kompaktnosti kořenového balu.

Pro umožnění podkopání roštu a podvlečení trojic příčných nosníků byly konce trubek podloženy dvojicemi vzájemně svařených profilů HEB220. Konstrukční systém byl navržen tak, aby byl schopen přenášet zatížení od kořenového balu až do fáze podsunutí svazků hlavních příčných nosníků s minimálními vertikálními posuvy. Přecházející konce soustav příčných nosníků IPE600 byly upraveny pro podvázání jeřábových lan. Lana nosnosti 100t byla tudíž fixována ve čtyřech rozích nosné konstrukce, procházela obvodovou oblastí koruny stromu a na svém horním konci byla uchycena do dvojitého háku jeřábu.

Statické údaje

Transportní konstrukce byla dimenzována na statické zatížení od hmotnosti zeminy nasycené vodou v oblasti kořenového balu, včetně hmotnosti kořenového systému, na zatížení od hmotnosti nadzemní části stromu a respektovala vlastní váhu transportní konstrukce. Z důvodu

minimalizace poškození kořenového balu stromu bylo při statickém výpočtu jako prioritní voleno deformační kritérium před kritériem napětiovým. Provedeno bylo pouze statické (ne dynamické) posouzení nosné konstrukce, poněvadž změny pracovní rychlosti posuvů při zdvínání celého břemene i při jeho transportu byly uvažovány s minimálním zrychlením či zpomalením, což technické vybavení firmy APB Plzeň umožňovalo.

Zatížení stromem bylo ve výpočtovém modelu uvažováno pro válcový tvar balu průměru 8,4 m, výšky 2 m, se specifickou hmotností 2000 kg·m⁻³. Byl proveden výpočet jak pro přechodný zatěžovací stav při podkopání pro instalaci příčných profilů (montážní stav pro instalaci prvního příčnicku a druhého příčnicku), tak pro transportní variantu.

Maximální vypočtené vertikální posuvy trubkového roštu nepřekročily ve střední oblasti hodnotu: $z = 30$ mm, v krajním pásu pak: $z = 45,0$ mm.

Maximální vertikální posuvy příčných nosných systémů tvořených dvěma trojicemi profilů IPE 600 nepřekročily hodnotu: $z = 20,1$ mm při

maximální napjatosti způsobené ohybem prvků roštu: $\sigma_{o, \max} = 61,6$ MPa.

Hmotnost kořenového balu a systému jeho bednění včetně hmotnosti vlastního stromu i ocelové konstrukce a příslušenství pro vyjmutí a transport byla 320 000 kg.

Umístění transportní konstrukce pod kořenový bal

V první fázi byla odstraněna zemina v okolí kořenového balu do hloubky $h = -1,0$ m. Byl ponechán průměr balu do rozměru $D_1 \geq 9,0$ m. Následně byl tento průměr zmenšen ručním okopáním na průměr $D_2 \geq 8,0$ m. Povrch balu byl ošetřen v souladu s projektem ošetření stromu, pokryt tkaninou a obložen prkny. Ta byla ve třech výškových úrovních stažena obvodovými pásy s předpětím 30 kN.

V další fázi byl výkop strojně prohlouben o další metr na hl. $h = -2,0$ m na průměr $D_3 \geq 9,5$ m a ručně upraven na rozměr $D_4 \geq 8,4$ m. Povrch a bandážování kořenového balu v této úrovni bylo shodné jako v předchozí fázi.

Ve třetí fázi byl výkop prohlouben až na konečnou úroveň $h = -3,2$ m, včetně vytvarování bočních valů.

Po odborném ošetření balu byl v úrovni $h = -2,0$ m zavrtáním ocelových trubek vytvořen ocelový rošt. Tato metoda byla zvolena s ohledem na minimalizaci dynamických účinků přenášených podložím, které by mohly narušit strukturu kořenového balu. Samozávrtné ocelové trubky vytvořily rošt a při transportu sloužily jako podpurné prvky pod kořenovým balem. Ve směru podélných os mikropilot byla odebrána zemina do vzdálenosti přibližně 2,5 m od okraje kruhového balu. Do těchto míst byly vloženy nosníky, tvořené trojicí profilů IPE600. Konstrukce byla doplněna rozpěrnými profily HEB220.

Bohuslav Bubník, Ing. Josef Šíp, Ph.D.

Foto: Libor Štěrbá

Replacement of a chestnut tree in the city of Liberec

In connection with construction of a shopping and culture centre – Forum Liberec – it was necessary to replace a hundred-year-old tree which is protected as an important land point. It meant to remove the tree from the ground, transport it, settle it into a new place and to prepare the place for following care in the best quality to ensure physical welfare of the tree on the maximum level. The whole action was provided by the company APB Pilsen and the company Zakládání staveb made the horizontal rest of steel pipes which was used as the bottom for the earth left on root of the transported tree.



Detail nosné konstrukce tvořené mikropilotovým roštem, válcovanými profily IPE600 a ocelovými rozpěrnými profily HEB220.