

# ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

3/2017

ročník XXIX



- HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB
- PAŽICÍ KONSTRUKCE ŘEŠENÉ METODOU UVOLNĚNÉHO PŘEDPĚTÍ
- MVE PODTUREŇ – LIPTOVSKÝ JÁN NA ŘECE VÁH
- TÉMA: LIBEŇSKÝ MOST VE SVĚTLE STAVEBNÍ HISTORIE A SOUČASNÝCH INTENZIVNÍCH PRŮZKUMŮ





## Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

**Zakládání staveb, a. s.**

K Jezu 1, P. S. 21

143 01 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

E-mail: [propagace@zakladani.cz](mailto:propagace@zakladani.cz)

<http://www.zakladani.cz>

<http://www.zakladani.com>

### Redakční rada:

**vedoucí redakční rady:**

Ing. Libor Štěřba

**členové redakční rady:**

RNDr. Ivan Beneš

Ing. Martin Čejka

Ing. Jan Masopust, CSc.

Ing. Jiří Mühl

Ing. Petr Nosek

Ing. Michael Remeš

Ing. Jan Šperger

### Redakce:

Ing. Libor Štěřba

**Jazyková korektura:**

Mgr. Antonín Gottwald

### Foto na titulní straně:

k článku na str. 20, Libor Štěřba

**Překlady anotací:**

RNDr. Ivan Beneš a autoři

**Design & Layout:**

Jan Kadoun a Ing. Jan Bradovka

**Tisk:**

H.R.G. spol. s r.o.

### Ročník XXIX

3/2017

Vyšlo 8. 11. 2017

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

**Vychází čtyřikrát za rok**

Pro rok 2017 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

### Objednávky předplatného:

**ALL PRODUCTION, s. r. o.**

Areal VGP

Ve Žlábku 1800/77 - hala A7

193 00 Praha 9-Horní Počernice

tel.: 234 092 811,

E-mail: [obchod@allpro.cz](mailto:obchod@allpro.cz)

<http://allpro.cz/>

<http://predplatne.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

# OBSAH

## SERIÁL

**Historie speciálního zakládání staveb – 17. část**

Ing. Jindřich Řiřica, ADSZS

2

## TEORIE A PRAXE

**Nedostatečnost inženýrskogeologických průzkumů aneb Nad dopisy párkařů**

Ing. Vojtěch Ježek

6

**Monitoring technologií speciálního zakládání IV.**

Ing. Ivan Bažant, Zakládání staveb, a. s.

8

**Pažicí konstrukce řešené metodou uvolněného předpětí**

Ing. Petr Hurych

9

**Vzpomínka na Ing. Petra Hurycha**

Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

11

## VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

**MVE Podtureň – Liptovský Ján na řece Váh**

Ing. Oldřich Neumayer, CSc., Aquatis, a. s.

12

**Založení malej vodnej elektrárne na rieke Váh medzi Liptovským Jánom a Podturňou**

Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s.

16

## DOPRAVNÍ STAVBY

**Téma: Libeňský most ve světle stavební historie a současných intenzivních průzkumů**

Ing. Jan Zemánek, TSK, a. s.

20

**Těsněná jímka u pilíře č. 3 Libeňského mostu**

Michal Ručka, Zakládání staveb, a. s.

26

**Výsledky průzkumných prací realizovaných za pomoci průzkumné těsněné jímky u pilíře č. 3 Libeňského mostu**

Ing. Jan Zemánek, TSK, a. s.

28

# HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 17. ČÁST

*Náš seriál se nyní z okruhu zlepšování základových půd rozvětví do oblasti zachycující zvláštní technologické systémy odvozené historicky z původního společného technického základu injektáží a z jejich později přetvořených poznatků. Obracíme se k metodě tryskové injektáže, v níž se postupy vlastní injektážím uplatňují pouze transformovaně. Její technologické systémy jsou založeny na kombinaci a průniku s jinými technologickými principy působení na základové půdy. Cesty vývoje této metody jsou zajímavě křivolaké.*

## Trysková injektáž

Ačkoli je tato metoda odvozena od původních klasických injektáží cementem, hraje v jejích technologických systémech podstatnou a trvalou roli nová dílčí technologie. Je to využití **hydraulického rozpojování horniny**, které má ovšem historicky mnohem hlubší kořeny.

Původ lze vystopovat již v předrománské době, kdy se povrchovým rozplavováním měkčí horniny soustředěným proudem vody z potoka obnažovaly vystupující zlatoносné žíly v severoitalské alpské oblasti. Římané pak tuto praxi zdokonalili a používali ji na mnoha místech Evropy. Uplatňovala se pro těžbu kovových rud na vhodných místech až do 18. století.

K novému technologickému skoku došlo v roce 1850 při kalifornské zlaté horečce ve Spojených státech. Pro masivní hydraulické rozpojování zlatonosných sedimentárních hornin paprskem vody se vyvíjely hydraulické systémy o co nejvyšší dosažitelné energii tryskání. Zde byla použita čerpadla, dodávající vodu o tlaku 4–5 MPa textilní hadicemi do kované trysky nazývané tehdy „**monitor**“, což je název, který se vžil trvale (obr. 1).

Tento postup rozrušení matečné horniny byl sice vysoce efektivní, ale pro životní prostředí značně devastační. Přesto se rychle rozšířil i do jiných oblastí Ameriky a na jiné kontinenty. Časem pronikl i do metod zemních prací ve stavebnictví. Například v první polovině 20. století byl používán pro hydraulickou těžbu jemně písčité zemin v kesonech (7. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 1/2015) při budování speciálních základů v Nizozemí (obr. 2).

První impuls pro využití této technologie u injektáží se zrodil při provádění klasické injektážní clony pro 49 m vysokou a 354 m dlouhou pilířovou přehradu Errochty ve Skotsku



Obr. 1: Hydraulické rozpojování hornin tlakovým paprskem vody z monitorů v kalifornském dolu Dutch Flat v 60. letech 19. století (internet)



Obr. 3: Klenbová přehrada Kariba na řece Zambezi mezi Zambíí a Zimbabve s funkcí povodňových výpustí. Při provádění její clony v roce 1955 bylo rozsáhle uplatněno tryskové vyplachování horninových puklin (internet).

na začátku 50. let minulého století. Přehrada je založena na metamorfovaných slídnatých krystalických břidlicích, v nichž jsou vrstvy ledovcového jílu o tloušťce až 350 mm. Britská firma Cementation (2. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2013) tam úspěšně začala experimentovat s odstraňováním výplně těchto vrstev kolem injektážních vrtů v horní části injektážní clony. Používala vysokotlaké tryskání v patě vrtů při střídání média vzduchu a vody. Teprve potom následovala nejdříve výplňová a pak klasická tlaková injektáž cementem.



Obr. 2: Hydraulické rozpojování jemnozrnných zemin uvnitř kesonu v Nizozemsku v 50. letech 20. století (The Netherlands Commemorative Volume ICSMF 1985)

Následně používala v roce 1955 firma Cementation obdobné vysokotlaké rozrušování a vyplavování výplně puklin v části podzákladů 128 m vysoké a 579 m dlouhé klenbové přehradě Kariba na řece Zambezi v tehdejší Severní Rhodesii. Byla to však mnohem rozsáhlejší a komplikovanější práce. Tentokrát byl hlavní rozpuštěnou horninou pevný křemenec a výplň puklin byla částečně jílová, částečně slídnatá. Přehrada byla úspěšně dokončena v roce 1959 a ve své době byla největší na světě (obr. 3). Výstavba tohoto významného díla je celkově vrcholnou ukázkou inženýrského umu. Dvakrát byla již v průběhu budování zasazena ohromnou povodní, která vždy převýšila předpoklady historicky omezeného hydrologického průzkumu, takže projekt musel být vždy přepracován. V současné době je však symbolem nešťastného stavu rozvojového světa, když po desetiletích zanedbávání provozního režimu a údržby ohrožuje v posledních letech svým havarijním stavem celý region katastrofou.

Pokrok v mechanizaci a zejména v hydraulickém ovládnutí strojů ve třetině 20. století vedl rychle k čerpadlům poskytujícím vysoký tlak. Určité typy byly dokonce uzpůsobené k vysokotlakému čerpání cementové suspenze, nejprve zejména pro cementace hlubokých nářtových vrtů (14. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2016). V roce 1960 začala firma



Obr. 4: Zkušební sloup tryskové injektáže o průměru 0,8m, zhotovený tlakem 10 MPa v pokusné vodní jímnice na stavbě v Pákistánu v roce 1962 (Cementation)

Cementation na stavbě vodního díla v Pákistánu pokusně spojovat obě technologie – tryskové rozpojování horniny a vysokotlaké cementace – do jednoho systému k vytvoření základových elementů. A metoda **tryskové injektáže** byla na světě. Jejím prvním skutečným dílem byly překrývající se sloupy pažení provizorní vodní jímnice v roce 1962 (obr. 4). Principy a postupy tryskové injektáže se od konvenčních technologií injektáže výrazně odlišují. Systém kombinuje nejen **vysokotlaké injekční vtlačování** média do základové půdy současně s jejím **rozrušováním hydraulickým paprskem**, ale také s **promícháváním** vznikající směsi in-situ. Dochází i k částečnému **nahrazování** promíchávaného objemu již více homogenizovanou směsí a k **vytláčování** přebytečné směsi materiálu ústím vrtu na povrch. Její vývoj si razil cestu i s pomocí politické podpory, v dřívějších časech jinak neobvyklé, viz dále v textu.

V roce 1963 uveřejnila firma Cementation informace o svých experimentech na londýnské konferenci o injektáži, mj. zde bylo představeno dnes již klasické a stále výstižné schéma prováděcího postupu (obr. 5).



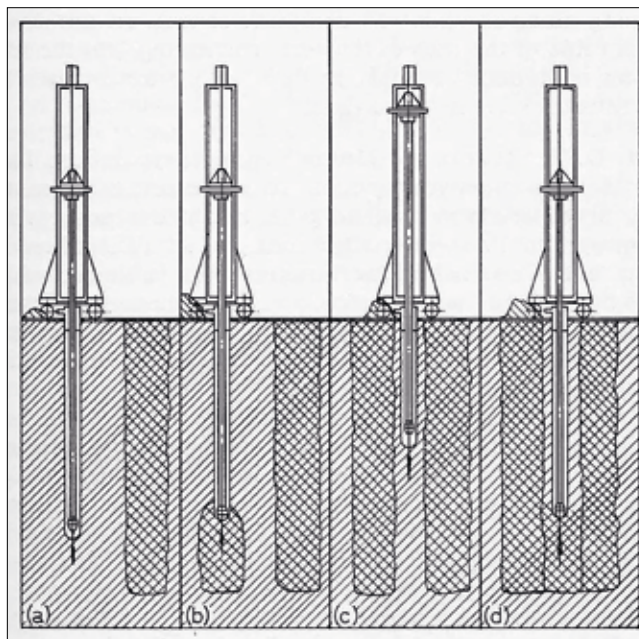
Obr. 6: Ustálený tvar vrtacího monitoru pro jednofázovou tryskovou injektáž při kontrole tryskání před zahájením prací na stavbě firmy Rodio v roce 1985 (Rodio)

V západním světě sice tato informace poněkud zapadla, ale ujali se jí v Japonsku, kde naopak její využití podpořilo subvencemi tehdejší velmi aktivní a silné ministerstvo rozvoje. Tehdy došlo k velkému vývojovému skoku. Studium technologie byli pověřeni bratři Akio a Makoto Yamakadovi, kteří v roce 1965 provedli dlouhou řadu podrobných pokusů a na závěr si patentovali výsledky. Japonské výzkumy přispěly zejména k upřesnění funkce trysek a také k užívání tlakové vzduchové obálky paprsku tryskání pro podporu jeho účinnosti. Japonci zavedli například v podstatných rysech konstrukci vrtacího monitoru pro tryskovou injektáž, který zůstal před různými modifikacemi typickým nástrojem po desítky let (obr. 6).

Následně bylo v Japonsku ze státem poskytnutých podkladů odvozeno různými firmami sedm variantních metod. V roce 1972 pak prezentovali T. Yahiro a H. Yoshida jejich přehled na 8. konferenci ISSMFE v Moskvě. Tato informace již odstartovala živý mezinárodní zájem o novou metodu. Trend vývoje



Obr. 7: Zkušební pole s odkopanými sloupy pro zavádění technologických systémů tryskové injektáže firmy Bauer v roce 1983 (Bauer)



Obr. 5: Původní schéma pracovního postupu technologie tryskové injektáže, zveřejněné na londýnské konferenci v roce 1963 (Cementation)

tak například brzy v roce 1973 podstatně ovlivnil italský geotechnický dodavatel Romano Colia, který začal první experimentovat s tehdy již velmi vysokými tlaky 35 MPa. A v roce 1975 upřesnili uvedení japonští autoři spolu s K. Nishim v mezinárodním přehradním sborníku další shrnutí praktických zkušeností s těmito metodami. Na základě různých aplikací se postupně došlo ke sjednocení zařazení tří hlavních variant metod tryskové injektáže podle technologických faktorů. Vyhranily se následovně:

- **jednofázový systém** – používá pro tryskání jen jedno injekční médium, obvykle cementovou suspenzi;
- **dvojfázový systém** – pracuje obdobně a využívá navíc podporu stlačeného vzduchu nebo samostatné řezání vodním paprskem;
- **trojfázový systém** – je osamostatněno vysokotlaké rozrušování zeminy s podporou paprsku vzduchem a následuje výplň prostoru injekční směsí prováděná nižším tlakem.

V tomto období se také všeobecně vyjasnily podmínky a parametry používání základních tryskových médií v odlišných geotechnických podmínkách – cementové suspenze, vody a vzduchu –, spolu s rozměry trysek, používanými tlaky a průtoky, rychlostmi posunů soutyčí a otáčkami. Zásadní význam začal též hrát výběr patřičné mechanizace, zejména vysokotlakých a obslužných čerpadel (8. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 2/2015).

Od konce 70. let začaly k dalšímu vývoji přispívat i evropské firmy, které usilovně zakupovaly licence na již vyvinuté technologie pro své vlastní inovace. A od začátku 80. let převzala vývoj v širokém proudu konkurenčních

subjektů Evropa. Všechny firmy na počátku zavedení této technologie prováděly rozsáhlé poloprovozní zkoušky na zkušebních polích. Upřesňovaly své vlastní postupy a volby kombinací z nejméně šesti a více hlavních parametrů pro různé podmínky všech tří variantních metod. Vytvořené sloupy z tryskové injektáže bylo pak třeba odkopat, podrobně proměřit a vyhodnotit (obr. 7).

Časem se přidávaly různé technologické finisy jako **předvrtávání** a **předřezávání** apod. Každá firma prohlášovala, že má něco trochu jiného a odlišovala svůj „brand“ výrazně jiným názvem. Jisté je, že dokonalé zvládnutí tohoto komplexního technologického systému vyžadovalo nejen široké znalosti a nutné penzum zkušeností, ale také cosi, co důrazem na technickou intuici těsně hraničilo s uměním. Nutnou součástí takového odborného přístupu je také určité zanícení pro věc. Odtažitý a jen řemeslný přístup může vést k přehlédnutí vlivu některého z mnohačetných technologických faktorů a následně k poruše výsledného produktu.

Evropa měla v té době celou generaci výtečně připravených odborníků, vybavených pestrými dlouholetými zkušenostmi, mezi nimiž byla řada výrazných osobností. Právě koncem 70. let narazil také obor na hranice využitelnosti konvenčních injektáží kvůli ekologickým restrikcím pro nové injekční směsi (14. část, ZAKLÁDÁNÍ 4/2016).

Mohl proto plně vrhnout své síly do rozvoje nové slibné technologie. Evropský vývoj byl rovněž politicky ovlivněn italskými státními subwencemi pro podporu nových technologií k rychlé výstavbě plánovaných tras dálnic, metra a železnic (obr. 8).

Na těchto velkých stavbách nová metoda rychle dosáhla standardů průmyslové sériové výroby. Italské firmy tak získaly dočasný krátký předstih před ostatními a udávaly jim směr. Jejich následníci měli ovšem výhodu, že byli upozorněni na některé slepé uličky. Zpočátku se totiž přistupovalo ke sloupům tryskové injektáže s jistou opatrností jako k jakýmsi novým druhům pilot (obr. 9). Potom poměrně rychle převážil odlišný přístup, správně odpovídající návrhovým metodám zlepšení základové půdy. Výsledný materiál prvku ze zeminy stmelené cementem je daleko variabilnější než standardní materiál a musí se uvažovat ve svých průměrných hodnotách. Přitom průměrné pevnosti takového materiálu závisejí nejvíce na druhu zeminy, v níž se pracuje, se značným rozptylem hodnot od jílu po šterky zhruba v rozmezí od 2 až po 20 MPa. Chování takto instalovaných multiprvků v základovém prostředí je také odlišné od těch klasicky vyrobených.



Obr. 9: Pažení stavební jámy v ideálních podmínkách šterkové základové půdy s pomocí sloupů tryskové injektáže o průměru 1,2m v Itálii v roce 1982 (Fondazioni Speciali)

První stavební aplikace metody byly zahájeny v roce 1979 pro dočasné zajištění výkopů stavebních jam, sesuvných svahů, jámek a hrází vodních staveb. Brzy byl rovněž objeven potenciál metody pro podchycování rekonstruovaných budov. To se výhodně spojovalo se zajištěním přilehlého výkopu a stalo se tak velmi typickou aplikací (obr. 10).

V Itálii bylo rovněž zavedeno a široce využíváno zajištění nadloží tunelů pomocí subhorizontální tryskové injektáže v jejich klenbě s vytvořením tzv. „deštníků“ pro ochranu následné ražby v nestabilních podmínkách



Obr. 10: Podchycování základů rekonstruované budovy subvertikální tryskovou injektáží prováděné v roce 1982 v Parmě v Itálii (Fondazioni Speciali)



Obr. 8: Zakládání pilířů nové železniční estakády Moggio Udine probíhající údolní nivou řeky Fella, v jámkách vytvořených v kyprých náplavech s balvanů tryskovou injektáží italskou firmou Rodio v roce 1983 (Rodio)



Obr. 11: Zajištění nadloží pro ražbu tunelu Campiolo v roce 1983 pomocí „deštníků“ ze 40 subhorizontálních sloupů jednofázové tryskové injektáže o délce 13m (Rodio)



Obr. 12: Výkopem obnažený kontrolní úsek těsnicí stěny z lamel tryskové injektáže v roce 1993. Hloubka stěny byla 7 m, vzdálenost vrtů 3 m, úklon protínajících se lamel 45 a jejich tloušťka 15 až 35 cm (Bachy)

základové půdy. Jako první ji provedla firma Rodio (2. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2013) v roce 1983 pro stavbu železničního tunelu Campiolo na trati Udine–Tarvisio (obr. 11). Podobné akce firma Rodio ještě několikrát úspěšně zopakovala a dominovala tak v 80. letech trhu se svým technologickým systémem Rodin-jet. Italské firmy koncem 70. let rovněž rozšířily novou metodu do zemí Latinské Ameriky, zejména do Brazílie, a také do USA. Ve Spojených státech byla sice tato metoda poprvé použita již v roce 1983, potom se ovšem její rozvoj značně zpomalil v souvislosti s tamní celkovou problematikou injektáží (13. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 3/2016). K ní ovšem významně přispěly právě i některé nepovedené akce s tryskovou injektáží.

V anglicky a německy hovořících evropských zemích ovládla přední pozici jen s malým zpožděním firma GKN Keller (2. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2013), která tehdy podpořila spíše využívání dvou a třífázové metody, a to zejména pro vytváření základů a pažení stavebních jam. Právě ona neúplněji uplatnila principy využívání subvertikálních elementů z tryskové injektáže jako gravitačních opěrných stěn, zapojených do spolupůsobení s okolní základovou půdou. Od samého počátku zdůrazňovala, že jde o metodu zlepšování základové půdy pomocí vytváření masivních bloků z vytryskaných sloupů. Po určitý čas si vytvořila konkurenční výhodu prostřednictvím odvážných semiempirických návrhových a prováděcích postupů takto formulovaného zlepšení základových podmínek. Pro svůj výsledný produkt razila název Soilcrete („zeminobeton“).

Francouzské firmy naopak dočasně poněkud uvízly ve svém kulturním zalíbení v upřednostňování jiných, exaktnějších metod speciálního zakládání, a nedržely tak zpočátku ve využívání tryskové injektáže srovnatelné tempo. Výjimkou v tom byla britská pobočka firmy Bachy (2. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2013), která dosahovala vysoké úspěšnosti v různých aplikacích, například i při realizaci náročných lamelových stěn (obr. 12). U nás byla první poloprovozní aplikace usměrněné tryskové injektáže realizována pro těsnicí clonu přehrady Josefův Důl v letech 1981 až 1985. Akci prováděl závod Speciálního zakládání staveb o. p. Vodní stavby. Vedl ji zkušený technolog Ing. Jaroslav Verfel, CSc., (14. část seriálu, ZAKLÁDÁNÍ 4/2016), který načerpal podněty z výše uvedené moskevské konference a uplatnil je v rámci svých širokých znalostí. Tehdy bylo pro práce využito pronajaté cementační vysokotlaké čepadlo z n. p. Naftové doly



Obr. 14: Zkušební pole se sloupy tryskové injektáže o průměru až 5,5 m, zhotovené inovativním postupem „V-JET Technology“ japonské firmy JBP v roce 2013 (Japan Bosai Platform)

Hodonín. Na základě dosažených zkušeností pak závod SZS získal v roce 1988 povolení k nákupu licence k provádění tryskové injektáže od firmy Rodio. Od té doby je tato metoda úspěšně prováděna i v tuzemsku (obr. 13) a stala se postupně velmi využívaným všestranným nástrojem oboru speciálního zakládání.

V následujících desetiletích probíhal další rozvoj již technologicky ustálené metody tryskové injektáže způsobem obvyklým i u jiných systémů. Intenzifikace spočívala zejména v dosahování co největších průměrů sloupů, takže se dalo zvláště upravenými postupy dosahovat průměrů až několika metrů (obr.14).

S tím souvisel i vývoj monitoringu operací a kontrolních metod pro průběžné ověření dosahovaného průměru již v průběhu provádění. Je to obzvláště důležité u zřizování nepropustných vodorovných elementů z překrývajících se sloupů v hlubině před vytěžením budoucí stavební jámy. Extenzivně se vývoj technologických systémů prolínal do dalších metod speciálního zakládání, jako je například soil-mixing, což bude tématem příští části seriálu.

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS



Obr. 13: Zajištění výkopu základové jámy současně s podchycením základů sousedních budov tryskovou injektáží pro výstavbu hotelu Renaissance v Praze v roce 1990 (archiv Zakládání staveb, a. s.)

### The history of special foundation – Part 17

*In the area of soil improvement the sequel now divides toward the field describing special technique systems derived by the course of history from common grouting base and from its lately remodelled knowledge. It deals with the method of jet grouting where the original processes characteristic for grouting are employed only in transformation. Its technique systems depend on combination and intersection of another ground influencing technical principals. Evolution paths of this method are interestingly winding.*

# NEDOSTATEČNOST INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝCH PRŮZKUMŮ ANEB NAD DOPISY PÁRKAŘŮ

*Aktiv profese Geotechnika ČKAIT (AG) požádal s podporou Asociace dodavatelů speciálního zakládání (ADSZS) redakci časopisu Zakládání o uveřejnění níže uvedeného článku Ing. Vojtěcha Ježka. Jedná se o náhradní možnost seznámení odborné veřejnosti s odpovědí na polemiku k zásadnímu článku tohoto autora o problémech nedostatečnosti inženýrskogeologického průzkumu, který byl původně uveřejněn časopisem Stavebnictví v čísle 5/2017. Redakce časopisu Stavebnictví k tomu sice uveřejnila v čísle 8/2017 kritický diskusní článek doc. Ing. Alexandra Rozsypala, CSc., ale pak následně odmítla uveřejnit odpověď Ing. V. Ježka. Zástupci uvedených organizací jsou přesvědčeni, že takový postup není správný, a proto vyhledali možnost informovat odbornou veřejnost naší profese, jíž se uvedená problematika přímo a významně dotýká, v časopise Zakládání. Jsme přesvědčeni, že svobodná diskuse nejlépe napomůže při řešení problémů v oboru.*

*Ing. Jindřich Řičica, Vedoucí AG ČKAIT a předseda ADSZS*

V časopise Stavebnictví 5/2017 jsem uveřejnil článek s titulem „Jako párky bez masa“ poukazující na nedostatečnost inženýrskogeologických průzkumů (dále jen IGP). Snažil jsem se v něm upozornit na trend zadávat a provádět IGP a s nimi související činnosti v nepřiměřeně malém rozsahu, který neodpovídá plánované investici. Geologové tak vydávají nedostatečné průzkumy, podléhající tlaku na co nejnižší cenu, a projektanti i dodavatelé pak s takto informačně chudými průzkumy musí pracovat. Nehledě na zadání jsou to však právě oni, jedni i druzí, kteří jsou ze zákona (!) a z titulu své odbornosti zodpovědní za odpovídající rozsah IGP a nesou důsledky.

Očekával jsem reakci některého z inženýrských geologů, který předestře svůj pohled na věc a rozvine tak, třeba i mimo rámec časopisu, smysluplnou diskusi, vedoucí k nápravě. Bohužel, má víra zvítězila nad zkušeností. Sice mi zavolalo pár geologů, souhlasili s mým pohledem na věc, ale současně vyjádřili obavu z nemožnosti nápravy vlastními silami. Zato vyšla v osmém čísle časopisu Stavebnictví reakce negeologa – nezávislého geotechnika doc. Rozsypala – „Dostatečnost inženýrskogeologických a geotechnických průzkumů“. Hned z kraje se přiznám, že netuším, co znamená ona nezávislost. Má-li to být náznak toho, že ostatní geotechnici jsou závislí (na čem?!), či dokonce prodejní, měl bych se asi urazit nebo alespoň stydět. Lišíme se nejen v odborných náhledech, ale zřejmě i v základních životních zásadách a postojích. Základním nesprávným postulátem článku pana docenta je tvrzení, že investor (tedy vlastník pozemku) je navenek zodpovědný za „své“ geologické poměry a jejich poznání. Není tomu tak. Investor samozřejmě musí nést všechna břemena své nemovitosti, což se projeví v nižších či vyšších vynucených

nákladech projektované stavby. Nemusí však nutně umět odlišit žulu od spraši, a tedy ani znát nutný rozsah IGP. Na to si najímá specialisty – tedy inženýrské geology. A jejich zákonnou povinností je upozornit investora na nutnost rozdílného rozsahu geologického průzkumu pro danou stavbu v závislosti na předpokládaných geologických podmínkách a náročnosti stavby. Musí tak činit třeba i po podpisu smlouvy, definující výměry průzkumných prací! Zcela jistě na to pamatuje § 2594 NOZ, jehož znění jsem citoval i v předminulém čísle Stavebnictví, a považuji za nutné jej znovu zopakovat:

- 1. Zhotovitel upozorní objednatele bez zbytečného odkladu na nevhodnou povahu věci, kterou mu objednatel k provedení díla předal, nebo příkazu, který mu objednatel dal. To neplatí, nemohl-li nevhodnost zjistit ani při vynaložení potřebné péče.*
- 2. Překáží-li nevhodná věc nebo příkaz v řádném provádění díla, zhotovitel je v nezbytném rozsahu přeruší až do výměny věci nebo změny příkazu; trvá-li objednatel na provádění díla s použitím předané věci nebo podle daného příkazu, má zhotovitel právo požadovat, aby tak objednatel učinil v písemné formě.*
- 3. Lhůta stanovená pro dokončení díla se prodlužuje o dobu přerušením vyvolanou. Zhotovitel má právo na úhradu nákladů spojených s přerušením díla nebo s použitím nevhodných věcí do doby, kdy jejich nevhodnost mohla být zjištěna.*
- 4. Zachová-li se zhotovitel podle odstavců 1 a 2, nemá objednatel práva z vady díla vzniklé pro nevhodnost věcí nebo příkazu.*

Před klicí tohoto paragrafu nelze uniknout, pokud se ztotožníme s předpokladem, že průzkum se nedělá pro samotný akt jeho provedení, ale kvůli poznání podloží v rozsahu

nutném pro zdárné a hospodárné provedení stavby. Jestliže tedy geolog v zájmu co nejnižší ceny navrhne investorovi menší rozsah IGP, neodpovídající místu a podmínkám stavby, musí také nést zodpovědnost za svůj návrh. A stejně tak, pokud se do takového menšího rozsahu nechá dotlačit, aniž by investora upozornil na „nevhodnost příkazu“ a aniž by požadoval písemné stanovisko. Tvrzení pana doc. Rozsypala, že za průzkum nese zodpovědnost i investor a že stačí poslat požadavek na rozsah nedostatečnosti průzkumu jen ve zprávě, ve světle výše uvedeného paragrafu rozhodně neobstojí. Stejně tak je tomu i v případě jeho tvrzení, že dostatečnost či nedostatečnost průzkumu lze posoudit souladem či nesouladem skutečnosti s popisem v IGP. Tímto porovnáním se ale měří kvalita průzkumu, nikoliv jeho přiměřenost. A to nemluvíme o nejčastější situaci, kdy hloubkový dosah reálných prací je podstatně větší než dosah průzkumu! S návrhem, že by kritériem dostatečnosti IGP mohla být možnost či nemožnost vypracování dokumentace, také nelze souhlasit. Projektová dokumentace je zpracovatelná téměř vždy, ale v případě nedostatečného IGP jsou buď do projektu zabudovány zbytečné rezervy (a tedy vícenáklady), anebo, v horším případě, vyšší rizika. Návrh na oddělení projektu IGP od samotného jeho provedení mi připadá jako nevhodný a netrzní. Téměř jistě by jednotliví nabízející přicházeli s optimalizacemi projektu IGP (my to v případě projektů speciálního zakládání děláme zcela běžně) a za chvíli bychom byli přesně tam, co nyní. A pokud by optimalizace byly zakázány a projekt IGP by byl závazný, tak se můžeme dočkat opačného extrému – nepřiměřeně vysokých nákladů na IGP. Jestliže si geologové nejsou jisti – především u velmi náročných staveb – vzájemnou interakcí stavby a geologického prostředí, nechť si na radu přivou další specialisty z oboru geotechniky

či statiky a podle toho navrhuji rozsah průzkumných prací. Zachovejme to proto tak, jak to je, a jen rozjedme osvětu o zodpovědnosti za rozsah IGP i za jeho přebírání.

Dalším nesouladem mezi mnou a panem docentem je vnímání norem. Podle mne mají normy chránit konzumenty práce uživatelů norem – tedy investory a uživatele staveb. Rozhodně není jejich primárním účelem ochrana inženýrů. Slouží jim jen jako návod – metodika – k jejich práci tak, aby byla zajištěna přiměřená míra spolehlivosti i ekonomičnosti. V této souvislosti chci zmínit, že pan doc. Rozsypal je jedním z těch, kteří prosazují normu ČSN P73 1005 *Inženýrskogeologický průzkum*. Byl jsem se podívat na jím zmíněném zasedání komise TNK41 Geotechnika, kde se rozhodovalo, zda se návrh normy pustí do světa. Něco tak tristního jsem už dlouho neviděl! Proti návrhu normy se snažely, po mém soudu, velmi rozumné a věcné připomínky od takových person, jako jsou například pánové Barvínek, Masopust, Vaníček. Nebyly vyslyšeny! Až do té doby platilo, že žádná norma nesmí vyjít, dokud nebude nalezen konsensus napříč celou komisí. Ochránci návrhu normy však raději „s Vaníčkem vyliili i dítě“ a prapodivnou ideovou konstrukcí o předběžnosti normy prosadili její vydání přes nesouhlas nezanedbatelné části přítomných. Ta norma ale není dobrá a pan docent se ve svém článku „Dostatečnost inženýrskogeologických a geotechnických průzkumů“ ani nesnažil doložit její přispěvek ke zlepšení současného stavu. Žádný totiž není. Mohl by být, kdyby norma přepravěla EC7 do stravitelnější podoby a stala se tak národním aplikačním dokumentem v části geotechnických průzkumů; tento cíl však, bohužel, zdaleka nenaplníuje a je jen chaotickým souborem hesel.



Geotechnický průzkum, ilustrační foto RNDr. Jitka Dvořáková

Dovolím si dále oponovat i k části příspěvku doc. Rozsypala, která se netýká mého článku. Pan docent nesouhlasí s upozorněním ing. Řičici, že je diskontinuita (ve smyslu neprovázanosti) autorizačního zákona a geologického zákona, protože není v autorizačním zákoně zakotvena pozice geologa ve výstavbovém procesu. Faktem je, že veškerou zodpovědnost mají autorizované osoby v rozsahu své autorizace a, jak již bylo několikrát uvedeno, práce geologů je „pouze“ podkladem. Za aplikaci jejich doporučení a rad na stavbě tedy nese zodpovědnost autorizovaná osoba. Geologové jsou odpovědní této autorizované osobě „jen“ z titulu své odbornosti, na což pamatuje § 2950 NOZ.

Doc. Rozsypal žehrá, že „právní zásady bývají slabší než neviditelná ruka trhu“, a hlavní příčinu dnešního stavu vidí ve „skokovém zavládnutí tržního prostředí, aniž by v oblasti průzkumů a souvisejících stavebních předpisů došlo k náležité úpravě“, přičemž se odvolává se na vyšší určení rozsahu průzkumů zákonem. Troufám si tvrdit, že ani před rokem 1989 nebyl rozsah průzkumu určen zákonem, ale „jen“ závaznou normou. A poznamenávám, že dle mého názoru se poznámka o slabosti právních zásad týká jen některých jedinců a souvisí i se slabostí zásad morálních. Poznámka v mém minulém článku o vlivu neviditelné ruky trhu na nedostatečnost rozsahu IGP měla být spíš povzdechem nad nerozvázným podlehnutím geologů tlaku investorů. Zákony, jsem přesvědčen, máme dostatečné a věřím, že ani vymahatelnost práva není tak tristní, jak se ze senzacechtivých sdělovacích prostředků může zdát. Osobně navíc nejsem přítelem regulace a jiných berliček, které nezřídka odporují zdravému rozumu a svádí k alibistickému postoji, že co není zakázáno, je povoleno. Myslím si, že nejdůležitější je hrát fér a férovost vyžadovat. Svou práci – nejprve jako projektant, později i jako dodavatel speciálního zakládání – dělám přes pětadvacet let. Přesto mne pořád těší se potkávat s lidmi, na kterých je vidět, jak je jejich práce baví a jak se usilovně snaží najít řešení společných problémů k všestranné spokojenosti a bez snahy nadřazovat své zájmy nad zájmy jiných. S takovými stačí smlouva na dvě stránky nebo i jen rukoučáním. Jsem hrdý na to, že takových partnerů je mezi našimi odběrateli i dodavateli většina. A když se znovu ozvou, že by chtěli další spolupráci, je to, jako by mi už zaplatili (tedy skoro!).

Na druhém konci mého „žebříčku oblíbenců“ jsou lidé, připravení už ze své podstaty vymýšlet nesčetné umělé překážky, obstrukce a nefér postupů, jen aby si otevřeli prostor pro vymaňení se z povinností, či naopak k všemožným sankčním opatřením. Mám pocit, že právě díky nim tu, bohužel, panuje obecná tendence vnímat podnikání nikoli jako rozhodnutí „jít

s kůží na trh“ a jako službu, kterou jedni s nejlepším úmyslem nabízejí a druzí za tu dobrou rádi zaplatí, ale à priori jako systém kdo s koho. Soudím, že pan docent Rozsypal – přesto, že byl dlouhé roky ředitelem největší inženýrsko-geologické firmy v Čechách a měl by realitu podnikání i legislativní podmínky velmi dobře znát – svými nepřilíživými šťastnými formulacemi ve svém článku ke zlepšení současného stavu rozhodně nepřispívá. Byť největším klientem jím řízené společnosti byl nejspíš stát, nechce se mi věřit, že by to byl takový rozdíl oproti běžnému podnikatelskému prostředí. Nebo byl?

Na závěr bych geologům velmi přál vstřícné a osvěcené investory a jsem připraven svým dílem k tomu přispět i tím, že investory a architektky budu jako projektant a dodavatel seznámat s pozitivy rozsáhlejších průzkumů ve srovnání se směšnými úsporami na nich. To hlavní ale musí udělat geologové sami – vystupovat více sebevědomě a nepodléhat tlaku. Žádná norma jim v tom nepomůže, protože zákony a společenská pravidla jsou (naštěstí) silnější.

**Ing. Vojtěch Ježek**

### ***Insufficiency of engineering geology investigation or Reading the letters of sausage-makers***

*Working group of Geotechnic profession ČKAIT (Czech Chamber of Chartered Engineers and Technicians in Construction) together with support from ADSZS (Czech Association of Special Foundation Contractors) asked the editors of magazine Zakládání for publication of the below article of Ing. Vojtěch Ježek. It is the compensatory possibility of letting professional public know the author's response to polemic with his previous principal article on problems with insufficiency of engineering geology investigation which had been initially published by Stavebnictví magazine 5/2017. Whilst editors of magazine Stavebnictví published a critical dispute article of doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc., in its issue 8/2017, they however then refused to publish the consequent answer by Ing. V. Ježek. The representatives of the above mentioned organisations are convinced that such a procedure is not correct and therefore they found an alternative possibility for informing professional public by magazine Zakládání since our vocation is directly and profoundly attached to this problematic matter. We are confident that means of free discussion are the best service to help in solutions of problems in our field. Ing. Jindřich Řičica, Leader of AG ČKAIT and Chairman of ADSZS.*



# MONITORING TECHNOLOGIÍ SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ IV.

Čtvrté pokračování seriálu o využití monitoringu v technologiích speciálního zakládání je zaměřeno na beraněné a vibrované technologie, mezi které patří například beranění prefabrikovaných pilot, výroba tenkých těsnicích stěn a vibroflotace.



## TTS (thin cut-off wall)

Tenká těsnicí stěna je vytvářena pomocí ocelového H-profilu s integrovanou trubicí pro přívod samotvrdnoucí směsi (obr. 1). Profil je vibrován za podpory výplachu směsí na požadovanou hloubku těsnicí stěny. Vytažování H-profilu se řídí podle monitoringu tak, aby se dodrželo po výšce předepsané plnění směsí. Monitoring (PILOT SF020 Fy. PARTNERmb, s. r. o.) je podobný CFA metodě. Do celkové spotřeby je započítáváno i dodané množství směsi při vibrování. Množství a tlak směsi se měří průtokoměrem a tlakoměrem umístěným na zádi nosiče. Protokol prvku je na obr. 2. Při realizaci TTS je monitoring výchozím podkladem pro zajištění spojitosti vytvářené těsnicí stěny.

## Prefabrikované piloty (prefabricated piles)

Monitoring Birmingham (obr. 3) spolupracuje s beranidlem Birminghamer B 21 (obr. 4). Monitoring měří hloubku zaberanění prefabrikovaného prvku a na principu měření rychlosti

odrazení beranidla kontroluje energii vnášenou do beraněného prvku tak, aby nedošlo k jeho destrukci. Při dosažení mezní energie je beranidlo zastaveno. O kvalitě vetknutí se rozhoduje podle posledních 10 úderů – posun prvku musí být nižší než koncové kritérium.

## Vibroflotace (vibroflotation)

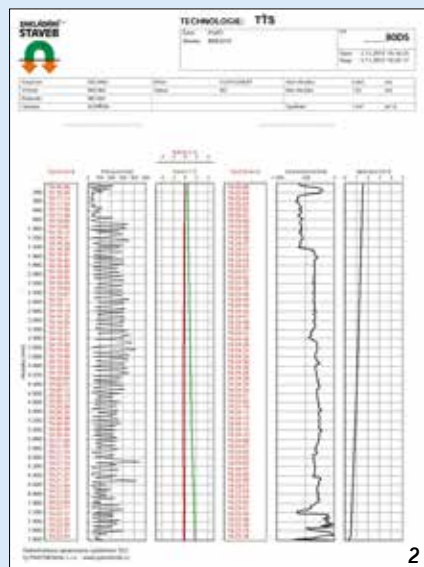
Vibroflotací se hloubkově hutní nesoudržné zeminy. Zemina je pomocí horizontálních vibrací bez použití jílocementové směsi nebo betonu hutněna pouze s vodním výplachem od vibrační jehly. Tato technologie je vhodná zejména pro zhutňování vysokých zemních těles a jejich podloží. Vibroflotací je také možno snížit propustnost nesoudržných zemín. Vibrační jehla PTC 160H11 (obr. 5), zavěšená na jeřábu, má ve špičce osazen vibrátor a monitoring LUTIN (Jean Lutz, s. a., obr. 6) měří příkon (tlak oleje) vibrátoru a hloubku provibrování. Pokud v okolí vibrojehly dochází k záklesu zeminy, je kráter dosypáván šterčkem. Každé dosypání je též registrováno v monitoringu. Výstupem je protokol tištěný přímo v monitoringu (obr. 7) nebo záznam na paměťovou kartu.



## Závěr

Monitoring zde uvedených technologií je nutný pro řízení výroby a dosažení kvality vytvářeného prvku. Díky monitoringu lze dokladovat dodržení zadaných parametrů a identifikovat případné nedostatky a ty ještě v průběhu stavby opravit.

Ing. Ivan Bažant, Zakládání staveb, a. s.



## Special foundation technology monitoring, part IV.

The fourth follow-up of the series on the use of special foundation technology monitoring is focused on rammed and vibrated technologies, such as ramming of prefabricated piles, thin cut-off walls and vibro-flotation.

# PAŽICÍ KONSTRUKCE ŘEŠENÉ METODOU UVOLNĚNÉHO PŘEDPĚTÍ

Článek je určen především statikům a nabízí nový pohled na statiku pažených jam a jejich okolí. Uvádí metodu uvolněného předpětí. Ta vychází z faktu, že podloží ve výchozím stavu je předpjaté vlastní tíhou a tíhou okolních staveb. Pak silové účinky na pažení a jeho okolí souvisí s odebráním části předpjatého podloží. Metoda tedy řeší odezvu předpjatého tělesa na odstranění některých jeho částí (výkop, zářez apod.). Z úvah odpadá pojem zemních tlaků, ty jsou coby kontaktní napětí částí výsledků spolu s deformací a napětím celé modelované oblasti.

Statika pažicí konstrukce je obtížné téma, zvláště jde-li o pažení jámy v těsné okolní zástavbě. Ideu metody jsem popsal v článku „O původu zemních tlaků“ v Zakládání 3/2015. Uvažuje podloží ve výchozím, nedotčeném stavu jako těleso předpjaté vlastní tíhou a tíhou okolních staveb. V tomto stavu jsou deformace nulové, k němu je měříme. Napjaté těleso bez deformací se běžně nazývá předpjaté. Předpětí vyčíslíme z tvaru, objemové tíhy a z tíhy okolních staveb. Vhodnou numerickou metodou je např. metoda konečných prvků. Vynětím části předpjaté oblasti (výkop apod.) se předpětí uvolní. Na nově vzniklém líci bude napětí nulové, podloží se bude deformovat směrem k uvolněnému prostoru.

Výpočet metodou uvolněného předpětí má dvě části a jejich součet viz obr. 1 a 2:

1. výpočet výchozího předpětí podloží,
2. účinek odebrání hmoty části podloží,
3. součet částí 1., 2.

Ve druhém kroku zatížíme model na hraničních plochách vzniklého prostoru napětím z prvního kroku (obr. 2).

Výsledkem druhého kroku jsou deformace způsobené uvolněným předpětím a dvě sady napětí: z uvolnění a součet napětí z uvolnění plus výchozí napětí. Součet je výsledná napjatost modelu, tedy i namáhání rozpěr, kotev a přilehlých staveb.

Proti nosníkovým modelům metoda uvolněného předpětí řeší deformaci a napjatost nejen samotného pažení a podloží, ale i okolních staveb či konstrukcí.

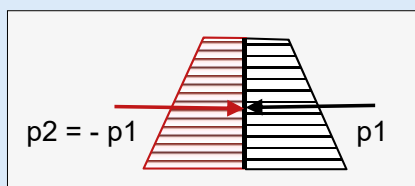
To má výhody:

- Nevolí se typ ani velikost zemních tlaků. Pojem zemních tlaků se v metodě vůbec nevyskytuje.
- Nezavádí se žádný předpoklad o tlaku na pažení a jeho deformaci (žádné „winklerovské“ představy).

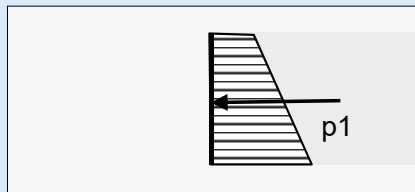
## Příklad 1

Dlouhá rýha hloubky 6 m, šíře 1,5 m podél řady stávajících patek 1x1 m ve vzdálenosti 50 cm, zátěž patek 500 kN. Rýha je pažena na výšku 2 m betonem tloušťky 20 cm a rozpíraná rourami 240/16 mm po 3 metrech. Symetrie z opakování podél rýhy umožňují řešit jen pruh délky 3 m.

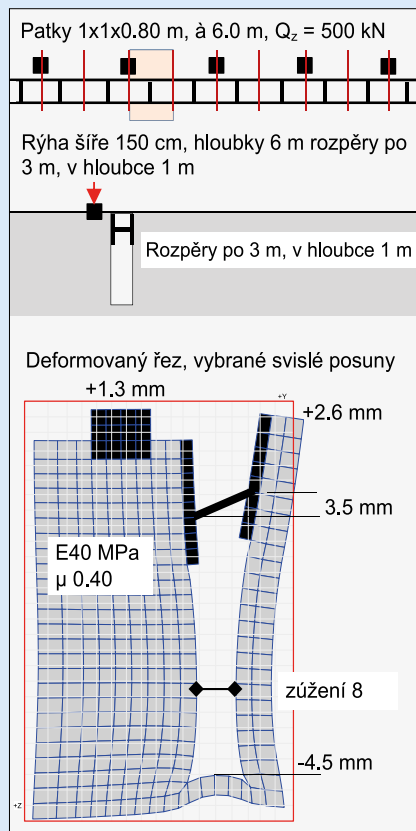
Z výsledků: tlak v rozpěře 279 kN, pokles patky 1,3 mm, rozdíl v poklesu konců rozpěry 3,5 mm, zdvih dna rýhy 4,5 mm. Největší zúžení rýhy 8 mm. Klasický nosníkový model „nezná“ svislý směr, tj. ani svislé deformace. Schéma by nosníkovými modely nebylo prakticky řešitelné.



Obr. 1: Výchozí rovnovážné zatížení na hranici budoucího výkopu



Obr. 2: Zatížení na hranici výkopu po odstranění předpjaté hmoty z výkopu

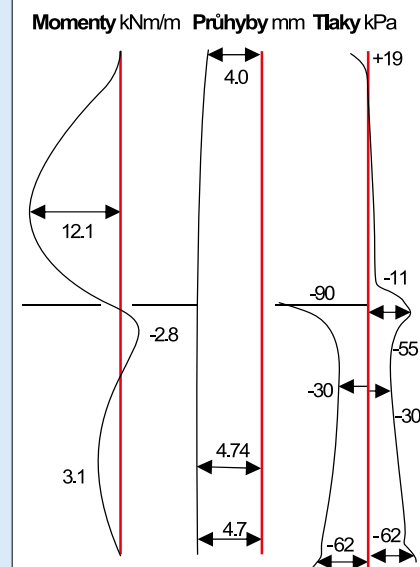
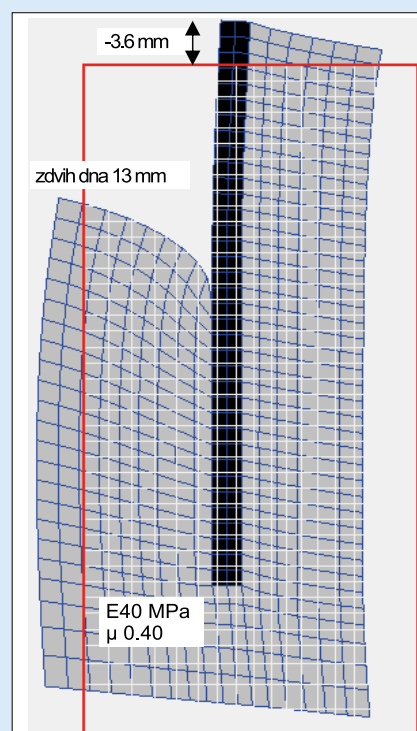


Příklad 1: Půdorysné schéma a řez

## Příklad 2

Nekotvené pažení tloušťky 35 cm, hloubky 7 m paží jámu hloubky 3,5 m. Řešeno 2D modelem.

Výsledky se výrazně liší od těch, na které jsme zvyklí z nosníkových modelů. Deformuje se nosník i podloží, se kterým je spojen.



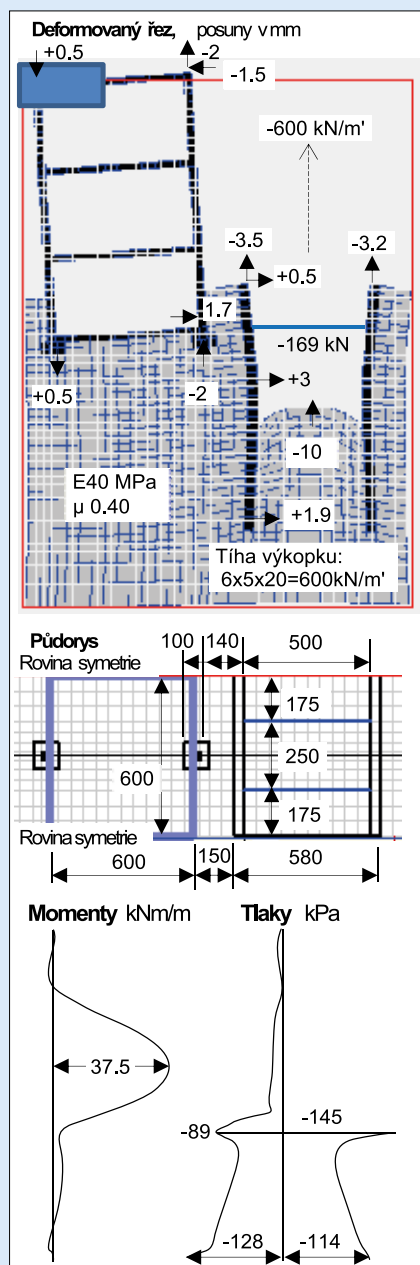
Příklad 2

Zdvih dna i koruny způsobil tah 70 kPa z tíhy výkopku. Momenty jsou vyčísleny z křivosti ohybové čáry:  $M_y(z) = EJ \cdot u''(z)$ . Tlaky  $\sigma_x$  se koncentrují kolem úrovně výkopu. U koruny stěny je tah, 19 kPa.

**Příklad 3**

Jáma podél dlouhé třípodlažní budovy je hluboká 6 m, šíře 5 m, rozepřena v hloubce 2 m rourami 140/16 mm. Podélná rozteč rozpěr 2,5 a 3,5 m. Skelet budovy tvoří sloupy 30x30 cm v modulu 6x6 m, patky 100x100x60 cm. Stropy tvoří železobetonová deska tloušťky 25 cm, zatížení 2,5 kPa, výška patra 3,5 m.

Model je 6m úsek podél budovy, který se opakuje, takže lze užít symetrii z opakování. K výsledkům: Naklonění budovy je 0,4 ‰, směr dává moment síly z odlehčení 600 kN/m'.



Příklad 3

**Potřebný program**

Metoda řeší prostor pažené jámy a sousedních staveb. Program proto musí řešit alespoň 2D model a umožnit přenos napětí spočteného ve výchozím stavu na budoucí hraniční plochy – líce budoucího výkopu ve druhém stavu. Ilustrace zde řešil program „abc3D16“, jehož jsem autorem a který slouží k řešení statiky ve 3D prostoru a k práci s modely podloží a základů.

**Další použití metody uvolněného předpětí**

Stejný postup lze užít pro podzemní konstrukce, šachty, štoly, tunely, všude, kde jde o účinky z odstranění části předpjatého podloží (výkop, ražba atd.).

**K výkladu výsledků modelových výpočtů**

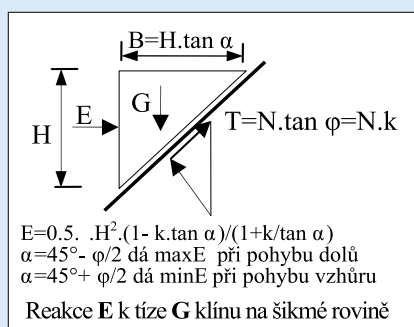
Odporují-li výsledky výpočtů naší představě, musíme zjistit, zda je chybný model nebo jeho vstupy nebo zda není chybná naše představa. Pokud ano a lze ji opravit, dovedl nás model k novému poznatku.

Model je zjednodušený obraz předlohy, s níž má jen některé vlastnosti společné, ty, které máme za důležité a chceme je sledovat. Žádný „přesný model“ nemůže již ze své definice existovat.

Příklad 3 ukázal deformace budovy při jámě, jak jsme je asi nečekali. Ale s tím, že oblast byla odlehčena o 660 kN/m, lze mít zjištěné deformace za logické.

**Poznámky**

Metoda uvolněného předpětí vychází z předpokladů a metod statiky. Nezná pojem „zemní tlak“ ani jako vstupní zatížení. Lze ho odečíst jako kontaktní napětí z výsledků, ty ale již obsahují napětí a deformaci konstrukce, zemní tlaky jsou jen jednou částí výsledků.



Metoda řeší předpjaté prostorové těleso a hledá deformaci a napětí jako odezvu na odstranění některých jeho částí.

Předpjaté těleso je z materiálů umělých i přírodních, daných objemovou tíhou  $\gamma$ , modulem E a číslem kontrakce  $\nu$ . Podloží se tedy modeluje stejně jako ve výpočtech sedání, tedy jako pružné.

To lze snadno napadat, podobně ale i např. koncept mezních tlaků, založený na představě dokonale tuhých zemních klínů, klouzajících se třením po sobě.

Metoda uvolněného předpětí nepoužívá pojem „winklerovské prostředí“, což je fyzikálně vadný pokus nahradit podloží pružinami. Bohužel i drahé programy tuto nereálnou náhradu používají a tím jsou znehodnoceny (např. GEO5 pažení posudek, MIDAS aj). Metoda uvolněného předpětí zobrazí a řeší celý kontext pažení, všechny relevantní statické souvislosti s okolím. Hlavním tématem řešení proto nemusí být např. jen „pažení u budovy“, ale též „budova u pažené jámy“ apod.

Proti tomu nosníkové modely (např. MZT 2013) jsou bezkontextové, řeší jen deformaci a namáhání konstrukce pažení, na interakce s okolními objekty nedbají. I přesto bývají v praxi úspěšné.

**Literatura:**

- [1] HORWATH, John S. The Coefficient of Subgrade Reaction: Is It the Most Misunderstood Concept in Foundation Engineering? And How Did It Get That Way? ([jshce.com/online\\_info\\_ssi01.html](http://jshce.com/online_info_ssi01.html)).
- [2] HURYPCH, P. Metoda závislých tlaků. In: Sborník z konference Automatizácia projektovania, Vysoké Tatry, 1978. konference Vysoké Tatry 1978.
- [3] HURYPCH, P. O původu zemních tlaků. Zakládání staveb, č. 3, 2015.
- [4] HURYPCH, P. Statika základu v širším kontextu. Zakládání staveb, č. 3, 2014.

Ing. Petr Hurych

**Supporting structure solved by the method of loosened preload**

The article is intended for structural analysts and offers a new look at the statics of covered pits and their surroundings. It describes the method of loosened prestress, which is based on the fact that the subsoil in its initial state is prestressed by its own weight and the weight of surrounding buildings. Then all effects on the sheath and its surroundings are related to the removal of a part of the pre-stressed subsoil. The method thus solves the response of the prestressed body to the remove some of its parts (trench, notch, etc). The notion of the earth pressure is no longer needed, it is a part of the results, along with the deformation and tension of the whole modelled area.

# Vzpomínka na Ing. Petra Hurycha

*Na podzim letošního roku jsme byli zaskočeni smutnou zprávou o náhlém úmrtí našeho dlouholetého kolegy Ing. Petra Hurycha, který zemřel 14. října 2017.*

Ing. Petr Hurych se narodil 21. ledna 1948 v Litoměřicích. Po studiu na Střední všeobecně vzdělávací škole (SVVŠ) získal základní předpoklady pro svou budoucí profesní praxi na Stavební fakultě ČVUT v Praze, v oboru konstrukce a doprava (KD), kde promoval v roce 1972. Ihned po dokončení studia nastoupil již koncem roku 1972 do tehdejšího závodu 07 Vodních staveb – speciálního závodu pro zakládání staveb. V Zakládání staveb pak pracoval až do začátku roku 1995 v oddělení projekce jako samostatný projektant-statik. Od března 1995, i když zůstal prakticky na stejném pracovišti, se stal zaměstnancem nově vzniklé dceřiné projekční společnosti FG Consult, s. r. o., ve které jako hlavní statik pracoval až do svého odchodu do důchodu v roce 2012. Svě profesi projektanta a statika zůstal tedy věrný po celý svůj aktivní pracovní život. I když náplň jeho práce bylo především řešení a posuzování konkrétních zadání stavebních objektů v oboru speciálního zakládání, zaujetí obecnější problematikou výpočetní techniky a její zavádění do praxe pomocí tvorby a vývoje aplikačních programů ho provázelo po celý jeho profesní život.

Ing. Petr Hurych stál prakticky u zrodu zavádění výpočetní techniky do projektování, když ve firmě již od začátku 80. let minulého století, jako vedoucí projektant nově vznikající skupiny pro automatizované projektování, mohl přenést do praxe své mimořádné znalosti z oboru vyšší matematiky a fyziky při práci s „novým fenoménem“ – výpočetní technikou. Svou mimořádnou invenci v tomto směru uplatnil především při tvorbě matematických modelů pro řešení složitějších geotechnických úloh. Již v 70. letech, jako jeden z prvních, začal pracovat na tvorbě výpočetního modelu pro návrh a posouzení konstrukcí zajištění hlubokých stavebních jam na základě metody „závislých zemních tlaků“, jak ji sám nazval. Tento ve své době jedinečný program, jak se později po roce 1989 ukázalo, byl přinejmenším srovnatelný s programy vyvinutými a používanými i v renomovaných světových firmách v oboru speciálního zakládání, jakou je např. francouzská společnost Soletanche. Používání tohoto výpočetního programu, který jako autor dále rozvíjel a zdokonaloval, umožnilo



hospodárnější a bezpečnější navrhování pažicích konstrukcí hlubokých stavebních jam, což se stalo výraznou konkurenční výhodou firmy Zakládání staveb. V projekční společnosti FG Consult je i v roce 2017 toto programové vybavení stále používáno.

Petr Hurych byl autorizovaným inženýrem v oboru geotechnika i statika a dynamika. Jeho velkou předností byla schopnost podrobné analýzy všech dostupných faktů a jejich následná syntéza a vyvození závěrů použitelných pro praxi. Jeho znalost jazyků – angličtiny, španělštiny, němčiny, francouzštiny – mu umožňovala prohlubování znalosti a získávání nových poznatků ze zahraničních pramenů v době, kdy v českém jazyce nebyly informace spojené s výpočetní technikou a speciálním zakládáním k dispozici. Co se týče vlastního projektování, podílel se na mnoha desítkách významných staveb v naší republice (jeho specialitou byly mimo jiné základy vysokých komínů, např. 289 m vysoký komín v Dětmarovicích) a své stavební zkušenosti uplatnil i na zahraničních projektech, jako např. při založení komínu elektrárny Nuevitas na Kubě, při řešení následků rozsáhlého sesuvu půdy v Peru nebo při regulaci řeky Segura ve Španělsku. I po odchodu do důchodu v roce 2012, tedy po plných čtyřiceti letech plodné práce ve svém oboru a prakticky

u stejného zaměstnavatele, se i dál věnoval aktivní práci na vývoji a vylepšování svých aplikačních počítačových programů a řešení složitějších statických zadání, se kterými se na něho i nadále obraceli partneři, s nimiž dříve spolupracoval.

Ing. Petr Hurych byl vždy svými spolupracovníky a přáteli vnímán především jako čestný člověk, na slovo vzatý odborník v problematice matematiky, statických výpočtů a programování, který měl však navíc i nepřehlédnutelný lidský rozměr, projevující se smyslem pro humor, širokým rozhledem a nevšedními vědomostmi z oblasti historie a společenských věd, kterými vždy znovu překvapoval své okolí při glosování každodenních událostí.

Čest jeho památce.

**Ing. Michael Reměš,**  
*Zakládání staveb, a. s.*



Letecký pohled na jez a elektrárnu z horní vody v průběhu dokončovacíh prací

## MVE PODTUREŇ – LIPTOVSKÝ JÁN NA ŘECE VÁH

*Na podzim roku 2016 byla na řece Váh zahájena stavba Malé vodní elektrárny (MVE) Podtureň – Liptovský Ján, která bude dokončena a uvedena do provozu v rekordním čase do konce letošního roku. Celý projekt výstavby MVE tvoří vlastní objekt elektrárny na pravém břehu, dvě jezová pole a biokoridor na levém břehu. Generálním dodavatelem stavby je společnost Zakládání staveb, a. s., investorem společnost Ennergy, s. r. o. V prvním z článků na téma MVE Podtureň – Liptovský Ján bude popsáno projekční řešení celé stavby a jejich jednotlivých objektů, v navazujícím článku pak realizace konstrukcí speciálního zakládání, využitých pro zajištění stavební jámy vlastní MVE, jezu a dalších souvisejících konstrukcí.*

### Koncepce

Stavba se nachází těsně pod soutokem Váhu s řekou Belá, 1,3 km nad obcí Liptovský Ján a 0,6 km nad obcí Podtureň v přirozeném korytě Váhu, kterým vede hranice katastru obou obcí. V současné době představuje jednu z mála MVE realizovaných ve Slovenské republice.

MVE využívá přirozený hydroenergetický potenciál řeky Váhu, která má v dotčeném úseku poměrně velký podélný sklon 0,55 % a průměrný průtok  $Q_a = 15.5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Příznivé morfologické podmínky lokality umožnily kombinací vzduší hladiny horní vody a prohrábky dna v oblasti dolní vody dosáhnout poměrně velkého spádu až 6,7 m. Koncepčně je MVE řešena klasicky jako říční průtočná příjezová MVE s pohyblivým jezem a poměrně velkoryse řešeným biokoridorem. Vzhledem k morfologii terénu a možnosti příjezdu ke strojovně ze státní silnice I/18 je strojovna MVE umístěna nestandardně na pravém konvexním břehu, jez je uprostřed koryta a biokoridor na levém konkávním břehu. Dále podrobněji popíšeme jednotlivé stavební objekty a provozní soubory.

### Jez (SO 101)

Objekt jezu je tvořen železobetonovou konstrukcí s pohyblivým hrazením pomocí dvojice podpíraných ocelových klapek s hydraulickým ovládním. Šířka pohyblivé části jezu je 2x14 m, hradičí výška klapek je 3,80 m. Před klapkami jsou umístěny drážky pro provizorní hrazení pomocí ocelových trubkových hradičel. Součástí jezu je i pravostranná šterková propust šířky 3,0 m, hrazená ve spodní části stavidlem výšky 2,20 m a v horní části klapkou výšky 1,0 m. Jezové pilíře mají šířku 2 m. Provozní hladina vzduťatá pohyblivým jezem je na kótě 622,00 až 622,40 m n. m. (Balt p. v.). Kapacita jezu při obou sklopených klapkách je  $Q_{100} = 435 \text{ m}^3/\text{s}$ , a to při hladině těsně nad jezem na kótě 621,90 m n. m. Převýšený pevný Jamborův práh má korunu na kótě 618,60 m n. m. Konstrukční vývar pod jezem má hloubky 1,0 m, jeho závěrečný práh je na kótě 614,00 m n. m. Jez je konstrukčně rozdělen na dva dilatační bloky (levé a pravé pole) s tím, že šterková propust je součástí bloku spodní stavby MVE. Spodní stavba jezu včetně vývaru je v celé ploše založena na skalním, místy částečně

zvětralém podloží z jílovitých břidlic a pískovců. Součástí spodní stavby je i návodní kotvená těsnicí a stabilizační stěna z převrtávaných pilot průměru 0,88 m. Stěna pokračuje na pravou stranu přes vtokový práh MVE až do prostoru pravého zavazovacího křídla vtokového objektu.

Ve spodní stavbě jezu je situovaná příčná komunikační chodba propojená na pravé straně s objektem strojovny MVE a na levé straně s výstupním schodištěm umístěným v levém břehovém pilíři. Chodba je dále propojena s oběma komorami, ve kterých jsou zakotveny hydraulické servovalce klapek. Obě komory a strojovna MVE jsou od chodby odděleny uzavíratelnými vodotěsnými tlakovými dveřmi. Na dně schodišťové šachty je umístěna čerpací jímka prosáklé vody s ponornými čerpadly a předřazeným odlučovačem ropných látek.

### Malá vodní elektrárna – MVE (SO 102)

sestává ze:

- vtokového objektu,
- spodní stavby MVE,
- horní stavby MVE,
- výtokového objektu.

**Vtokový objekt** tvoří samostatný dilatační celek oddělený od spodní stavby MVE těsněnou dilatační spárou. Vtokový práh, který je šikmo umístěný vzhledem k příčné ose jezu, má délku 23 m a kótu prahu 619,00 m n. m., takže je převýšen 1,0 m nade dnem v nadjezí. Práh je konstrukčně svázan s výše zmíněnou převrtávanou pilotovou stěnou. Dno vtokového objektu je provedeno jako konstrukční tenká železobetonová deska ve tvaru zborcené přímkové plochy. Pravobřežní stěnu tvoří trvalá stěna z ocelových štětovic VL604, kotvená do břehu pomocí táhel. Stěna je opatřena železobetonovou korunou s horní hranou na kótě 623,20 m n. m. Stěna je na návodní straně zavázána šikmo do pravobřežní hráze, kde navazuje na podzemní těsnící jílocementovou stěnu.

Součástí vtokového objektu je i železobetonová lávka s nornou stěnou, situovaná nad vtokovým prahem. Lávka má pochozí plochu na kótě 623,20 a propojuje pravou stěnu vtokového objektu s dělicím pilířem, který je součástí spodní stavby MVE. Spojitá konstrukce lávky spočívá i na dvou mezilehlých podporách, tvořených železobetonovými usměrňovacími křídly. Svislé vyjímatelné ocelové trubkové česlice jsou opřeny do jezového prahu a do norné stěny, která má spodní hranu na kótě 622,20 m n. m.

Na povodní straně lávky je osazen elektronický odpuzovač ryb.

**Spodní stavba MVE** je tvořena vodotěsnou železobetonovou krabicovou konstrukcí, tvořící samostatný dilatační blok. Jeho součástí je i dělicí pilíř mezi vtokem do turbín a šterkovou propustí.

Ve spodní stavbě jsou umístěny dvě přímoproudé Kaplanovy turbíny v provedení **S** s přímým spojením na synchronní generátory. Turbíny mají maximální hltnost  $2 \times 12,5 = 25 \text{ m}^3/\text{s}$  při návrhovém spádu  $H_n = 6,5 \text{ m}$ , kdy mají maximální výkon  $P_g = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ MW}$ . Jmenovité otáčky turbíny činí  $n = 205 \text{ min}^{-1}$ , průměr oběžného kola  $D = 1600 \text{ mm}$ . Průměrná roční výroba elektrické energie se předpokládá na úrovni 5,2 GWh.



Výstavba jezových polí s vývarem



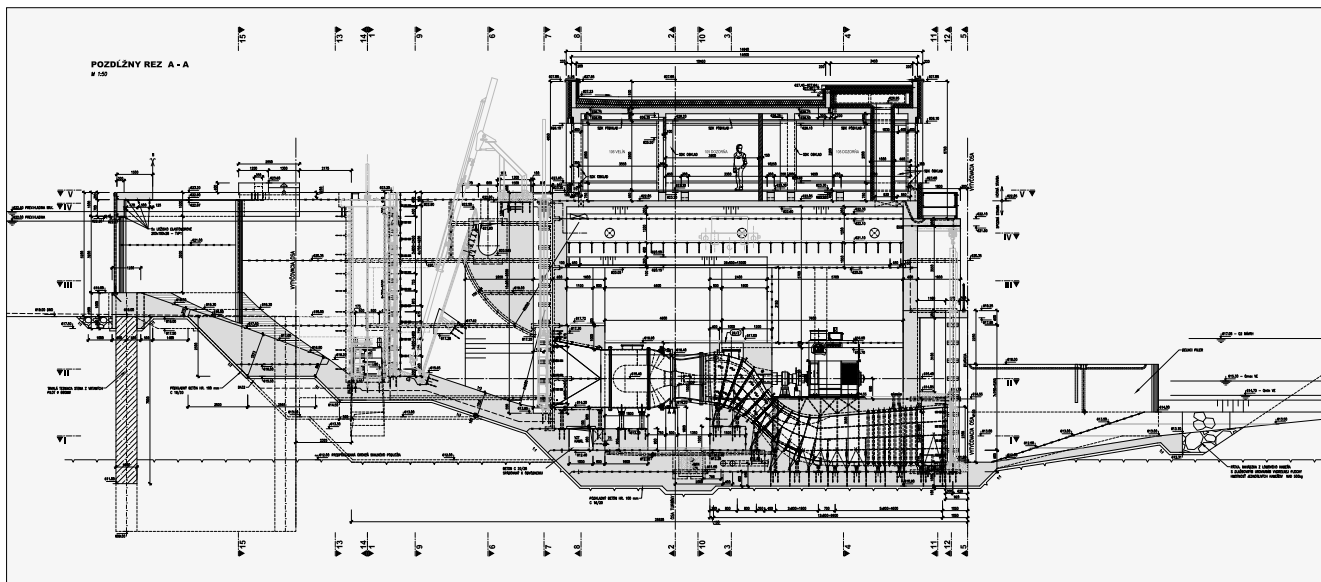
Jezová pole s dělicím pilířem a osazenou klapkou

Spodní stavba má šířku 13,7 m, délku 25,8 m a výšku 12,3 m. Vtoky do turbín z horní vody mají šířku 4,0 m a jsou vzájemně odděleny dělicím pilířem šířky 1,0 m. Sekundární zvýšený vtokový práh má kótu 615,80 m n. m. Na levé straně je před prahem umístěna proplachovací písková propust

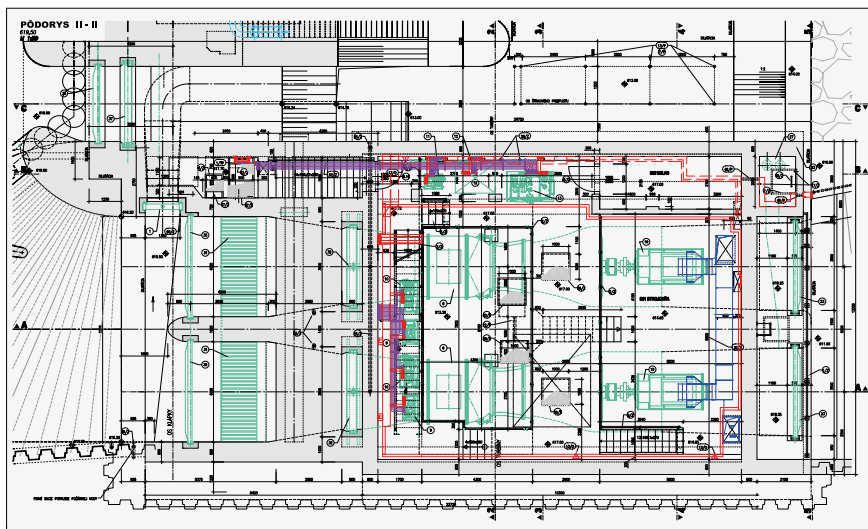
o rozměrech 1,2x1,2 m, hrazená stavidlem s hydraulickým pohonem. Propust je vedena prostorově zakřiveným kanálem do šterkové propusti, kde je zaústěna do dna na kótě 613,00 m n. m. Dělené vtoky jsou vybaveny drážkami pro provizorní hrazení pomocí ocelových tabulí. Za drážkami jsou v každém



Situace MVE Podtureň–Liptovský Ján s biokoridorem na levém břehu



Podélný řez elektrárnou

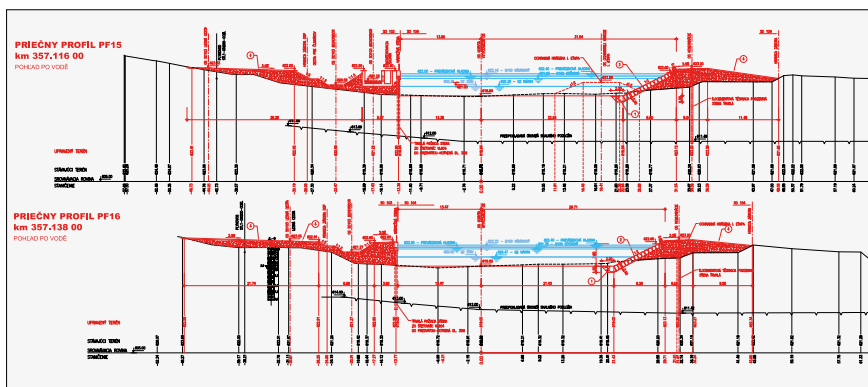


Půdorys elektrárny se štěrkovou propustí

vtoku do turbíny umístěny jemné, šikmo skloněné česle (3 : 1), strojně stírané pomocí hydraulických čistících strojů. Shrabky z česlí budou shrabovány do příčného žlabu a posléze splachovány říční vodou do prostoru pod štěrkovou propustí. Vtoky do turbín jsou v prvním úseku za česlemi železobetonové tlakové, obdélníkového průřezu. V místě přechodu do ocelové části vtoků, jsou umístěny stavidlové rychlouzávěry s hydraulickým pohonem.

V chodbě pod turbínami je pod podlahou na kótě 612,50 m n. m. umístěn odlučovač ropných látek a jímka vyčerpání prosáklé vody se dvěma ponornými čerpadly s výtlačky zaústěnými do prostoru pod štěrkovou propustí. Generátory turbín jsou umístěny na podlaze na kótě 614,65 m n. m. nad ocelovými savkami v provedení S, které jsou zabetonovány v konstrukci spodní stavby. Dno savek je na kótě 611,90 m n. m. Horní hrana

výtoku ze savek je asi 0,3 m pod minimální provozní hladinou dolní vody. K výškovému propojení podlahy horní stavby s prostory ve spodní stavbě úrovni slouží ocelová a železobetonová schodiště. Součástí strojovny je i mostový jeřáb s elektrickým pojezdem a zdvihem o nosnosti 12,5 t a montážní otvor v železobetonovém trámovém stropě oddělující horní a spodní stavbu MVE. Vedle konzoly mostového jeřábu je na straně jezů situovaná podélná kabelová chodba, přístupná přes ocelové poklopy z venkovního prostoru, stejně jako přilehlá strojovna klapky štěrkové propusti. Vedle výtoku ze savek je na straně jezů situovaná jímka vyčerpání hydraulického obvodu, přístupná též z venkovního prostoru přes ocelový poklop. Jímka je propojena se vtoky a savkami obou turbín ocelovými výpustními potrubími zabetonovanými do spodní stavby. Uzávěry potrubí jsou umístěny v jímkě, stejně jako dvě ponorná čerpadla s výtlačnými potrubími vyústěnými do prostoru pod jez. Na konci savek jsou umístěny drážky pro provizorní hrazení savek pomocí ocelových tabulek s horním dosedáním. Manipulace s tabulemi se provádí z manipulační lávky, umístěné nad výtoky ze savek.



Příčný profil korytem řeky v místě biokoridoru, pohled po vodě

**Horní stavba MVE** navazuje bezprostředně na spodní stavbu. Její konstrukce je též železobetonová. Jedná se o jednopodlažní budovu s plochou střechou o půdorysných rozměrech 14,9x12,1 m s výškou 4,65 m. V horní stavbě jsou umístěny prostory pro zabezpečení provozu MVE.

**Výtokový objekt** tvoří samostatný dilatační celek oddělený od spodní stavby MVE netěsněnou dilatační spárou. Výtokový práh, který je ukončen ve vzdálenosti 9,0 m od této spáry, má proměnnou výšku na kótách 612,46 až 614,00 m n. m. Železobetonové dno

výtokového objektu spojené s výtokovým prahem je provedeno jako konstrukční tenká železobetonová deska. Dělicí pilíř na levé straně má korunu na kótě 616,00 m n. m. a celkovou délku 8,0 m. Základ pilíře je od konstrukce dna oddělen dilatační spárou.

Pravobřežní stěnu tvoří trvalá stěna z ocelových štetovnic VL604, kotvená do pravého břehu pomocí táhel. Stěna je půdorysně zalomená a je zavázaná do pravobřežního opevnění navazujícího koryta pod jezem. Stěna je opatřena železobetonovou korunou s horní hranou na kótě 618,00 m n. m.

V prostoru navázání na spodní stavbu MVE je koruna provedená ve sklonu 1 : 1,5 a ukončená na kótě 620,40 m n. m.

Součástí výtokového objektu je i hliníková příhradová konstrukce sloužící pro osazení elektronického plašiče ryb.

### Biokoridor – rybochod (SO 103)

Objekt biokoridoru je situovaný na levém břehu koryta Váhu. Biokoridor umožní migraci ryb v obou směrech a současně bude sloužit i jako sportovní propust pro vodáky propojující vzdutou hladinu nad jezem s hladinou řeky v podjezí. Celková délka rybochodu bez vtokové části pro vodáky je 192,5 m. Příčný profil je lichoběžníkový se šířkou ve dně 2,70 a sklonem svahů 1 : 1,5. Po délce je rybochod rozdělen prefabrikovanými železobetonovými přepážkami osazenými do výšky 0,50 m nade dnem a v osové vzdálenosti 3,0 m na jednotlivé bazény. Celkový počet přepážek je 64. Podélný sklon biokoridoru je 1 : 27, výškový rozdíl mezi hladinou v jednotlivých bazéncích je 0,11 m. Pro posílení naváděcího efektu ryb do koridoru je na výtoku zřízena železobetonová šachta s potrubím vábícího proudu s rozstříkavicí dýzou. Podél biokoridoru je na levém břehu ve výšce 1,0 m nade dnem vedený podélný chodník pro méně zdatné vodáky.

Návrhový trvalý průtok přes rybochod je 0,50 m<sup>3</sup>/s a při splavování vodáků bude krátkodobě zvýšen až na 1,50 m<sup>3</sup>/s. Za tímto účelem je na vtoku do sportovní propusti zřízen malý vakový uzávěr plněný vodou, jehož sklápění obsluhují přímo vodáci. Při průtoku umožňujícím splavování sportovních lodí bude nad přehrázkami v celé délce výška vody 0,35 m, což zaručí jejich komfortní a bezpečné proplavení.

Prostor biokoridoru je od koryta řeky v nadjezí oddělen nábrežní stěnou. Její spodní část až do vzdálenosti 25 m nad levobřežním pilířem je provedena jako trvalá stěna z ocelových štetovnic VL604 kotvených pomocí táhel do zemního tělesa mezi stěnou a korytem



Vizualizace konečné podoby MVE

biokoridoru. Zbývající část stěny až po zavázání do levého břehu nad vtokem do biokoridoru je provedena jako souvislá vetknutá stěna z železobetonových pilot. Obě části stěny jsou ukončeny železobetonovou korunou s horní hranou na kótě 622,90 m n. m.

Mezi nábrežní stěnou a biokoridorem je zřízený násyp s korunou na kótě 622,00 m n. m. se sklonem svahů 1 : 1,5 až 2 směrem k biokoridoru.

**Úprava koryta (SO 104)** je rozdělena na část pod jezem a část nad jezem.

V prostoru pod jezem je provedena soustavná úprava koryta spočívající v jeho prohrábce s cílem zvýšení spádu na MVE. Celková délka úpravy činí 357 m, dno má podélný sklon 0,286 %. Šířka ve dně je proměnná od 25 do 47 m. Pravý břeh je opevněn v celé délce patkou z kamenného záhozu a kamenným záhozem s urovaným lícem, a to do výšky 3,5 m nade dno koryta. Levý břeh je opevněn v délce 130 m pod vyústěním biokoridoru obdobným způsobem, a to do výšky 2,7 m nade dno koryta. Zbývající část levého břehu zasahuje skalní výchozy, takže je neopevněná.

V prostoru nad jezem je provedena úprava koryta v celkové délce 365 m nad osou jezu. Cílem úpravy je zajištění spolehlivého převedení průtoku  $Q_{100}$  při nepřekročení provozní hladiny na kótě 622,40 m n. m. v celé délce úpravy. Šířka dna upraveného koryta se mění v rozmezí od 35 do 45 m.

Levý břeh v délce 160 m je upraven výše popsaným způsobem v rámci SO 103 Biokoridor. Ve zbývajícím úseku nad vtokem do biokoridoru je proveden přechod do neupraveného břehu v délce asi 50 m.

Pravý břeh je v celé délce upraven, a to do formy pravobřežní ochranné hráze s vodorovnou korunou na kótě 623,20 m n. m. Hráz je provedena z místních materiálů jako homogenní. V ose hráze je provedena těsnící jílocementová podzemní stěna tloušťky 0,4 m, a to v délce asi 200 m. Stěna je zavázaná až do nepropustného skalního podloží. Návodní líc hráze je proveden ve sklonu 1 : 2 a je opevněn patkou z kamenného záhozu

a kamennou rovnatinou, na koruně hráze šířky 4 m je umístěná zpevněná komunikace šířky 3 m s netuhou vozovkou.

### Závěr

Realizaci výstavby MVE Podtureň – Liptovský Ján bude dokončena kaskáda MVE na Horním Váhu v úseku Liptovský Mikuláš – Liptovský Hrádok.

Po dokončení bude MVE odpovídat svým technickým řešením a kvalitou provedení nejvyšším současným standardům, a to

i v evropském měřítku. Příkladné jsou i minimalizace dopadů díla na okolní životní prostředí a poměrně bohatá doprovodná environmentální opatření, z nichž nejvýznamnější je realizace levobřežního biokoridoru.

Investor: Ennergy, s. r. o.

Generální dodavatel: Zakládání staveb, a. s., organizační složka Bratislava

Subdodavatel technologické části strojní: Strojírny Brno, a. s.

Subdodavatel technologické části elektro: Nectel, s. r. o.

Subdodavatel ŽBK: Terracon, s. r. o.

Generální projektant: Aquatis, a. s.

Projekt zajištění stavební jámy:

FG Consult, s. r. o.

**Ing. Oldřich Neumayer, CSc., Aquatis, a. s.**

Foto: Ing. Milan Král a Libor Štěrba

## SWPP Podtureň – Liptovský Ján on the river Váh

*In the autumn of 2016, the construction of The Small Hydro Power Plant (SHPP) Podtureň–Liptovský Ján was launched on the Váh River, which will be completed and put into operation in record time until the end of this year. The entire SHPP construction project consists of building of the power plant on the right bank, two weir fields and a biocorridor on the left bank. The general contractor of construction is the company Zakládání staveb, a. s., the client is the company Ennergy, Ltd. In the first of the articles on the topic of SHPP Podtureň–Liptovský Ján will be described the design solution of the whole construction and its individual objects, in the following article the realization of special foundation constructions, used to secure a building pit of own SHPP, the weir and other related structures.*





Výstavba MVE vo fáze zaistenia hlavných konštrukcií stavebnej jamy

## ZALOŽENIE MALEJ VODNEJ ELEKTRÁRNE NA RIEKE VÁH MEDZI LIPTOVSKÝM JÁNOM A PODTURŇOU

*Ochrana stavebnej jamy pre MVE a hať bola prevedená kombináciou niekoľkých technológií špeciálneho zakladania: kotvenými štetovnicovými stenami na brehových stranách, prevrtávanou pilotovou stenou na hornej vode a dočasnou tesniacou podzemnou stenou na dolnej vode. Okrem týchto konštrukcií boli na hornej vode vybudované nové tesnené brehovú hrádzu: na pravej strane sa jedná o kameňom opevnenú hrádzu s podzemnou tesniacou stenou v ose, na ľavej strane boli zhotovené trvalá štetovnicová stena a prevrtávaná pilotová stena, oddeľujúca biokoridor od toku rieky.*

### Vybudovanie stavebnej jamy a založenie diela

Výstavba bola rozdelená do dvoch etáp. Prvá etapa predstavovala prípravné práce pre realizáciu zabezpečenia stavebnej jamy elektrárne a hate. Teda predovšetkým zemné práce spočívajúce v úprave pláne, v prevedení rieky do obtokového koryta a vytvorení pracovnej plochy navážaním či odkopom brehov a dna pôvodného koryta. Druhá etapa začína prevedením vody z obtokového koryta späť do už novovybudovaného budúceho koryta a následne pokračuje dokončením celého diela v zmysle DRS.

Ochrana, resp. paženie, stavebnej jamy tvorí kombinácia technologických prvkov špeciálneho zakladania. Jedná sa o štetovnicové steny, ktoré sú kotvené buď trvalými, alebo dočasnými kotvami, resp. v nátokovej časti tiahkami, ďalej z pilotovej prerezávanej kotvenej steny a dočasnej podzemnej tesniacej steny. Každá technologická časť má stanovený význam.

**Štetovnicové steny** sú v brehových stranách buď ako trvalé, alebo dočasné. Na hornej vode je situovaná **pilotová stena**, ktorá okrem tesnosti stavebnej jamy zabezpečuje aj opornú

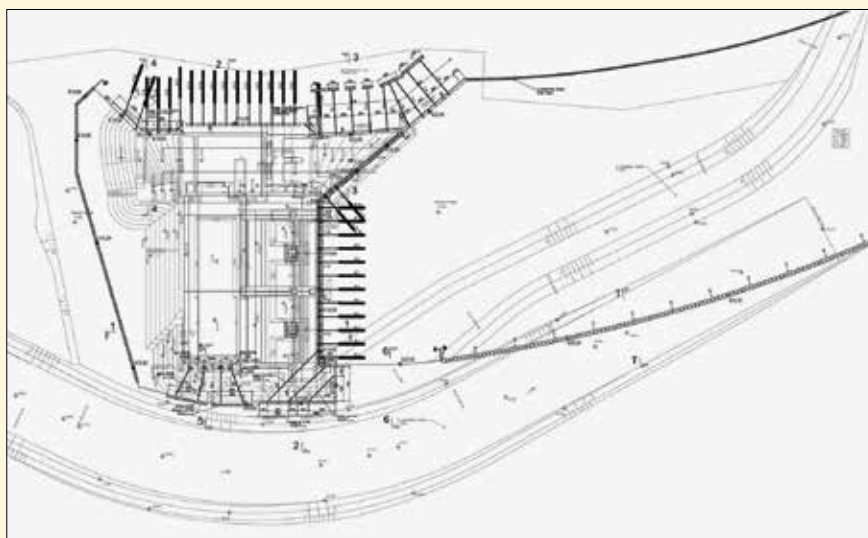
konštrukciu pre hať a nátokovú časť elektrárne. Na spodnej vode je **tesniaca podzemná stena**, ktorá má funkciu dočasnú, kedy po dobu výstavby bude ako tesniaci prvok a následne krátko pred prevedením vody do budúceho koryta bude odťažaná spoločne s dnom koryta na projektovanú úroveň. Ľavý aj pravý breh horného koryta sú tesnené vždy pomocou kombinácie dvoch technológií. Pravý breh je v strede hrádzu utesnený smerom od elektrárne štetovnicovou stenou, na ktorú nadväzuje podzemná tesniaca stena. Ľavý breh je v časti biokoridoru tesnený rovnako štetovnicovou stenou, na ktorú ale nadväzuje prerezávaná pilotová stena. Táto je následne spojená stužujúcim trámom a železobetónovou stenou, ktorej horná hrana je na úrovni 622,90 m n. m., čo je 90, resp. 50, cm nad prevádzkovou hladinou.

Ako prvá bola nasadená technológia – **štetovnicové steny baranené do predvrtov**. Dočasné či trvalé štetovnicové steny tvoria brehovú časť ochrany stavebnej jamy. Na pravom brehu pre elektrárne, na ľavom brehu pre haťové polia. Predvrtvy boli vyplnené vývrtom, teda

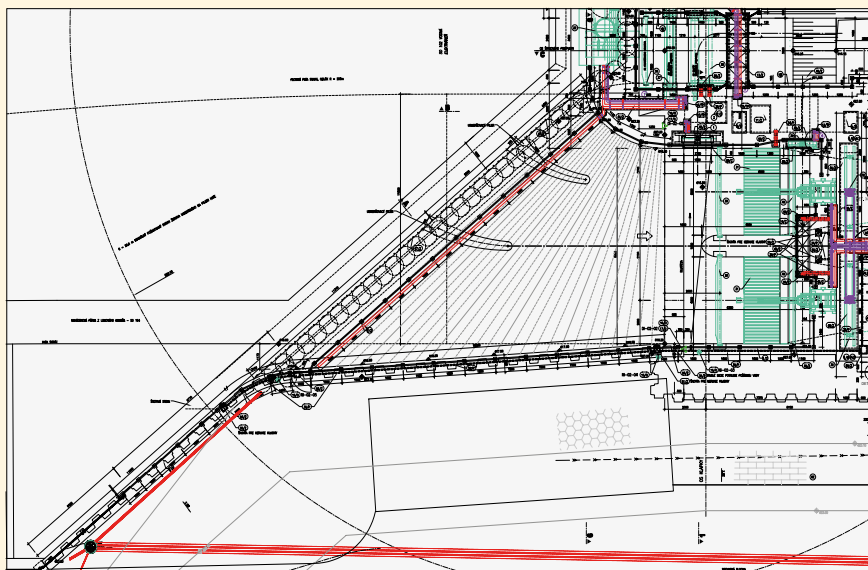
miestnym materiálom, ktorý sa skladal zo štrkov fr. 0–300 mm a v spodnej časti z bridlice rôznej navetralosti a mali zaistiť baraniteľnosť štetovnic. Napriek čiastočnému rozdrveniu od vrtného náradia však tento materiál svojou veľkosťou a prevahou hrubých frakcií neumožnil zabaranie štetovnic na požadovanú hĺbku. Tento neúspech s baraním nás donútil nahradiť výplň predvrtov iným materiálom. Najvhodnejšie riešenie sa ukázalo nasadiť mobilnú drvičku, pomocou ktorej sa vývrtok drvil na frakciu 0–63 mm. Takto upravený miestny dnový materiál bol zaručene baraniteľný. Použili sa štetovnice typu VL 604 v dĺžkach 6 až 11 m. Votknutie štetovnic do skalného podlažia je cca 1 až 4 m na pravom brehu a min. 0,5 až 1,5 m na ľavom brehu pri kvalite podlažia triedy R5 až R3. Na predvrtvy bola použitá vrtná súprava Bauer 25 V s náradím pr. 880 mm s výpažnicami Leffer. Na baranie bolo nasadené baranidlo ICE 1432C so žeriavom Liebherr 1030. Popri realizovaní štetovnic boli postupne vybetónované vodiace prvky pre **prevrtávanú pilotovú stenu** na hornej vode. Osová vzdialenosť pilot je 715 a 723 mm, tzn. prerezanie



Pohľad do stavebnej jamy, vpravo prevráťavana pilotová stena a rozperný rám



Pôdorys zvislých prvkov ochrany stavebnej jamy a kotvenia



Pôdorys nátokovej časti elektrárne

pilot je 314 až 330 mm. Priemer pilot je 880 mm a hĺbka je 7 až 11 m v závislosti na zastihnutom poloskalnom či skalnom podloží. Bridlice sú miestami preložené tvrdšími vrstvami vápenca, resp. dolomitu triedy R3. Mocnosť týchto vrstiev je striedavá od 0,1 do 1,4 m. Z dôvodu urýchlenia prác bola na výpomoc dovezená a použitá vrtná súprava Bauer BG 18 H.

Poslednou technológiou potrebnou na uzavretie stavebnej jamy bola **podzemná tesniaca stena (PTS)** na spodnej vode. Šírka ryhy je 0,6 m a hĺbka od 4 do 8 m podľa úrovne poloskalného podložia. Pre výrobu zmesi bolo na pracovnej ploche zriadené výrobné centrum, pozostávajúce z dvoch 50t síl, jedno na cement, druhé na bentonit, miešarne Tecniwell TWM 30 s max. výkonom 30 m<sup>3</sup>/h, ktoré postačovali na plynulú ťažbu a dopĺňanie suspenzie do ryhy. Pre výrobu ílocementovej zmesi boli použité cement CEM II 32,5 R a bentonit S 130. Vyrobená zmes mala objemovú hmotnosť 1,29 kg/l. V miestnych geologických podmienkach bola značná nadspotreba tejto zmesi pohybujúca sa v rozmedzí od 80 do 100%. Na realizáciu PTS bolo nasadené pásové rýpadlo JCB 230 s dosahom do 8,5 m. Táto hĺbka umožnila požadované utesnenie stavebnej jamy a následné čerpanie podzemnej vody za účelom začatia ťažby v stavebnej jame.

Po celkovom uzavretí jamy boli zrealizované tri čerpacie studne, ktorých dno bolo na kóte 607,5 m n. m, čo je 1,5 m pod základovou škárou najnižšieho miesta elektrárne, teda pod savkami. Priemer studní bol 500 mm, perforácia 10 %, dĺžka 11,5 m.



Zrealizovaná podzemná tesniaca stena na spodnej vode, baranenie štetovnic, v pozadí výrobná zmes



Ťažba podzemnej tesniacej steny, Liebherr 842 s drapákom STEIN 600



Prehrábka dna koryta pod haťou, opevnenie a zahumusovanie pravého brehu, podobne tomu sú realizované zemné práce nad haťou

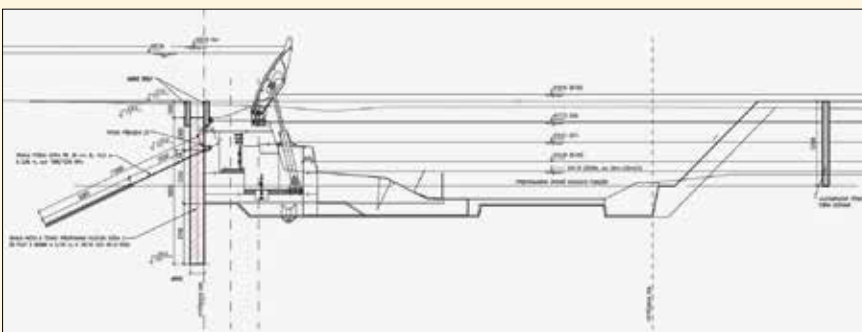


Pohľad do stavebnej jamy zo žeriavu, vľavo osadené sávky v elektrárni, v pravo ochrana stavebnej jamy pilotovou a štetovnicovou stenou

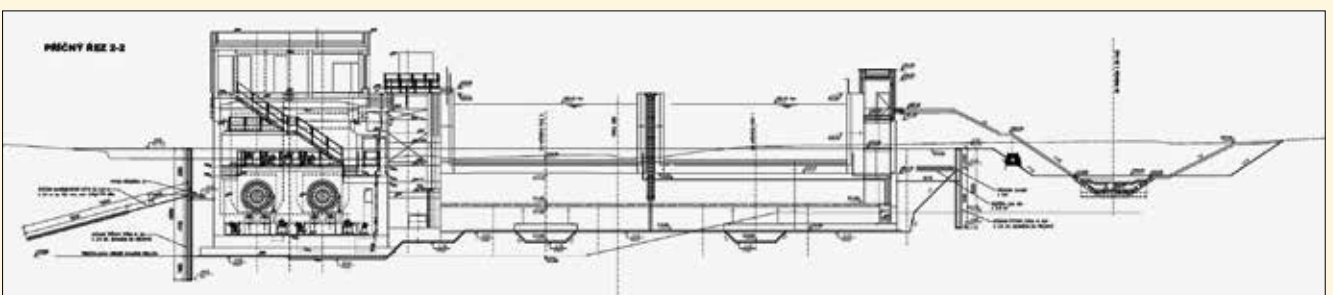
Čerpanie stavebnej jamy bolo spustené dva dni po betonáži poslednej piloty. Na čerpanie sa použili osvedčené čerpadlá AS 35 s výkonom 3,7 kW a max. prietokom 65 m<sup>3</sup>/h. Pre sčerpanie trvalých priesakov bolo potrebných 5 ks týchto čerpadiel. Pri

vrtaní podvodných kotiev nárazovo 6 až 7 čerpadiel. Po sčerpaní stavebnej jamy na úroveň HPV (cca 614,0 m n. m.) sa začalo s ťažbou. Ťažbu realizovala firma Prima Slovakia, s. r. o., pomocou pásových rýpadiel a dumprov. Ako prvá bola odťažená

a pripravená pracovná plocha pre realizáciu kotiev na štetovnicovej a následne na pilotovej stene. Pre kotvenie zvislých prvkov boli použité 4- až 6lanové kotvy v dĺžkach 12 až 13 m s injektovaným koreňom dl. 6,7, resp. 8 m, ocel 1570/1770 MPa. Jednalo sa o podvodné kotvy, preto bolo nutné použiť po osadení tzv. endpacker a utesniť kotvu o vopred inštalovanú oceľovú priechodku. Po odvrtaní a zainjektovaní boli kotvy napnuté na sily 400 až 600 kN. Po napnutí kotiev plynule pokračovala ťažba stavebnej jamy. Na prerezávanej pilotovej stene sú zrealizované trvalé tyčové kotvy pr. 40 mm z ocele Y1050H v dĺžkach 11 až 12 m s injektovaným koreňom. Po napnutí kotiev bolo možné dokopať stavebnú jamu na základovú škáru a následne realizovať podkladné betóny.



Pozdĺžny rez haťovým poľom



Priečny rez elektrárňou a haťou v časti osadených turbín



Letecký pohľad zo spodnej vody, v pozadí vpravo prebiehajúca výstavba biokoridoru

Pre dočistenie základovej špáry boli použité minirýpadlo a traktorbáger. Projekt pôvodne uvažoval s nižšou úrovňou skalného podlažia, preto zhruba v strede objektu hate bol navrhnutý ozub siahajúci 1,30 m pod hornú hranu podkladného betónu. Realizovaný však nakoniec bol iba pod pätkou žeraviu, a to v dobe, keď ešte nebolo úplne zrejmé, kde všade bude poloskalné podlažie zastihnuté. Podkladné betóny triedy C 16/20 boli realizované súbežne s výkopom, aby bola základová škára čo najmenej zdegradovaná poveternostnými vplyvmi. Následne boli realizované železobetónové konštrukcie samotnej elektrárne a potom haťových polí.

### Úprava koryta

Ako už bolo vyššie napísané, navrhnutý spád v elektrárni je 6,7 až 7,3 m. Na hornej vode je zabezpečený vzduťom na prevádzkovú hladinu 622,00, resp. 622,40 m n. m. Na dolnej vode, kde pôvodné koryto malo dno v úrovni elektrárne na kóte cca 618,30 m n. m., bolo pre dosiahnutie požadovaného spádu potrebné koryto prehĺbiť na kótu 614,50 m až 613,35 m v dĺžke 390 m. Toto sa podarilo bez vážnejších problémov, poloskalné podlažie je čiastočne zastihnuté v prakticky celej dĺžke prehrábkky koryta.

Počas výstavby došlo k povodni v dňoch 28. až 29. 4. 2017, kedy bol max. prietok podľa záznamov povodia Váhu na úrovni 240 m<sup>3</sup>/s. Bežný prietok prítom je 3 až 20 m<sup>3</sup>/s. Pri povodni bola stavebná jama zatopená v zmysle povodňového plánu a následne opäť sčerpána. Odstraňovanie povodňových kalov a nečistôt trvalo zhruba 7 dní, potom sa štandardne pokračovalo v budovaní diela.

Na hornej vode bolo vybudované nové koryto s tesnenými brehovými hrádzami. Na pravej strane je kameňom opevnená hrádza a v jej osi podzemná tesniaca stena. Na ľavej strane je prerezávaná pilotová stena v kombinácii so štetovou stenou a stužujúcou nadbetónávkou. Podobne, ako sa v začiatku stavby realizovala PTS na spodnej vode, sa na pravej strane v strede budúcej hrádzky vybudovala podzemná tesniaca stena. Na výplň bola použitá zmes zložená so struskou, cementu, bentonitu a vody.

Účelom PTS je utesnenie pravej brehovej časti koryta, teda minimalizácia priesakov po vzduť hladiny na prevádzkovú úroveň, t. j. na kótu 622,20 m n. m. Ťažba prebiehala za účasti geotechnického dozora, hĺbka ryhy bola v rozmedzí 11,3 až 12,8 m, kde bola cca 0,3 až 0,5 m votknutá do poloskalného podlažia. Šírka ryhy je 60 cm. Celkovo bolo v pravobrežnej stene zhotovených cca 2850 m<sup>2</sup> PTS. Bezprostredne za hrádzkou sa nachádza prirodzená mokraď, ktorá by sa vplyvom priesakov zo vzduť koryta mohla premeniť na jazero. Z pohľadu životného prostredia bola vznesená požiadavka na možnosť regulácie hladiny vody v tejto mokradi a na tento účel je vybudovaný drén vystrojený PVC potrubím pr. 400 mm. Okrem drénu sú zhotovené tri priepusty na prístupovej ceste pr. 1000 a viac mm. Súbor týchto objektov napomáha v manipulácii s vybrežnou vodou v čase väčších povodní. Lavobrežnú tesniacu časť hrádzky tvorí štetovnicová stena, na ktorú nadväzuje prerezávaná pilotová stena z pilot pr. 880 mm, dlhých 6,5 m. Celková dĺžka steny je 164,6 m. Hlava zrealizovaných pilot je

zviazaná žb. trámom a nadbetónovanou stenou na kótu 622,90 m n. m. Na realizáciu pilot bola nasadená v miestnych podmienkach osvedčená vrtná súprava Bauer BG 18H. Piloty majú rozteč 850 mm, tzn. vzájomné prerezanie je 30 mm, z ktorých je každá armovaná. V súčasnosti sa realizuje biokoridor.

Po vybudovaní hate vr. technologických častí (montáž klapiek) sa pristúpilo k prevedeniu vody späť do pôvodného koryta. Jedná sa o začatie 2. etapy. Prevedenie vody trvalo cca dna dni, kedy boli zemnými prácami pripravené horné aj spodné koryto. Zatápanie sa začalo úplným vypnutím čerpaceho systému, čím došlo k prirodzenému zatopeniu stavby zo spodnej vody. Následne bolo postupne prehradované obtokové koryto a voda presmerovaná do upraveného koryta, teda do haťových polí. Po úplnom odklonení vody sa začal realizovať spätný zásyp obtokového koryta pre budovanie biokoridoru. V priebehu tejto fázy výstavby dôjde k finálnej úprave koryta a brehov nad aj pod haťou, kompletnému dokončeniu elektrárne ako diela, realizovaní biokoridoru a ostatných súvisiacich objektov. Úspešnou koncovkou 2. etapy je kolaudácia a spustenie diela do prevádzky.

### Záver

Napriek náročnému projekčnému riešeniu sa domnievam, že spoločnosť Zakládání staveb, a. s., ako generálny dodávateľ dovedie dielo do úspešnej kolaudácie a výsledná funkčnosť, ale aj estetickosť bude na požadovanej úrovni. Predpokladané ukončenie diela a kolaudácia je v decembri 2017.

### Literatúra:

DRS, Technická správa

**Miroslav Beňo**, *Zakládání staveb*, a. s.

Foto: autor, Ing. Milan Král a Libor Štěrba

### *Foundation of a small hydro power plant on the river Váh between Liptovský Ján and Podturňa*

*The protection of the building pit for the SHPP and the weir was carried out by a combination of several technologies of special foundations: anchored sheet-pile walls on the sides of the river, bored secant pile-wall on the upper water and a temporary cut-off diaphragm wall on the lower water. In addition to these structures, a new sealed barrier dyke was built on the upper water: on the right side there is a stone fortified barrier with a cut-off diaphragm wall in the axis, on the left a permanent sheet-pile wall and a bored secant pile-wall separating the biocorridor from the river flow.*

## TĚSNĚNÁ JÍMKA U PILÍŘE Č. 3 LIBEŇSKÉHO MOSTU

*V rámci průzkumných a diagnostických prací probíhajících na Libeňském mostě realizovala společnost Zakládání staveb, a. s., u pilíře č. 3 těsněnou jímku v řečišti Vltavy. Jímka byla tvořena rozpíranými štětovými stěnami, těsněnými ve dně dodatečně tryskovou injektáží. Utěsněná jímka byla vytěžena až na úroveň pod základovou spáru pilíře pro možnost provedení navržených průzkumných vrtů.*

Jímka byla umístěna podél pilíře č. 3 v prostoru od osy pilíře na návodní straně do cca poloviny pilíře v prostoru pod prvním obloukem od libeňské strany. Šířka jímky byla v úrovni hladiny řeky Vltavy cca 5 metrů. Práce nutné k provedení jímky musely být s ohledem na polohu stávajícího pilíře č. 3 v korytě řeky prováděny z lodních mechanismů. Použity byly tlačné čluny o výtlačku 200 tun (TČ200), 1000 tun (TČ Jantar) a pracovní loď Hanka. Dále byly nasazeny tlačné remorkéry Veronika a Fórum. Všechn potřebný materiál a stroje k provedení prací bylo nutné nalodit

na tlačné čluny u překladiště „Drtírna“, které leží cca 500 m proti proudu řeky na holešovickém břehu. Díky výše uvedenému musel být návoz strojů a materiálů dobře koordinován, aby se předešlo zbytečným přesunům mezi překladištěm a stavbou.

Vlastní zhotovení jímky probíhalo v několika etapách. Na úvod se provedla trysková injektáž podél hrany základu pilíře v prostoru mezi základovou spárou mostního pilíře a skalním podložím. K provedení tryskové injektáže se použil tlačný člun TČ200, obvykle používaný jako „vana“ pro přepravu sypkého materiálu. Ten byl

upraven tak, že na jeho vrchní část se umístila pracovní plošina ze štětovic, která sloužila pro pojezd vrtné soupravy. Vlastní technologické zázemí pro tryskovou injektáž bylo umístěno na pravém břehu Vltavy pod Libeňským mostem. Hned při zahájení prací na tryskové injektáži byl na návodní straně zjištěn rozdílný tvar pilíře oproti předpokladům projektu, bylo proto nutné na tuto skutečnost neprodleně reagovat a přistoupit k úpravě projektové dokumentace, při které došlo ke změně tvaru a rozsahu jímky.

Po dokončení 1. etapy prací na realizaci tryskové injektáže podél pilíře práce směřovaly k instalaci štětových stěn. Pro tento účel bylo nutné provést prohrádku těžkého kamenného záhozu. Projekt předpokládal odstranění záhozu pouze v ose instalace štětových stěn, a to do úrovně stávajícího dna řeky, a nahrazení tohoto vytěženého materiálu šterkopískem. Bohužel toto se ukázalo jako neproveditelné a těžký kamenný zához bylo nutné odstranit a následně provést zásypy šterkopískem v celém rozsahu jímky až do úrovně stávajícího dna řeky. Prohrábka byla provedena bagrem CAT 345 s prodlouženým ramenem a jako nosič bagru posloužil tlačný člun TČ Jantar. Šterkopísek byl dovážen z nákladní hrany Holešovického přístavu vanou o výtlačku 200 tun a u pilíře vykládán plovoucím bagrem. Po provedení prohrádky dna a zásypech pokračovaly práce beraněním štětovic VL 604. Vzhledem k omezené světlé výšce mostu bylo nutné použít štětovnice o maximální délce 7 m s tím, že se práce prováděly beranidlem s bočním úchopem, osazeném na pásovém bagru. Beranění probíhalo z tlačného člunu Jantar.

Současně s beraněním štětovic došlo za asistence potápěčů k napojení jímky na pilíř mostu pomocí ocelových plechů tl. 20 mm; na jedné straně byl tento plech napojen na štětovnice a směrem k pilíři byl vyřezán z desek tak, aby co nejlépe kopíroval jeho tvar. Díky nepravidelnému, a v té době pro nás neznámému tvaru pilíře (tvar neodpovídal podkladům), probíhalo napojení v rámci možností prací pod vodou úspěšně, nicméně pomalu.

Po dokončení beranění následovala realizace 2. etapy tryskové injektáže pro dotěsnění pod patou štětovic s vetknutím do skalního podloží



Provádění tryskové injektáže pro utěsnění pat štětovic z pracovní plošiny na lodi Hanka



Beranění ve sníženém pohledu oblouku mostu beranidlem s bočním úchopem MOVAX SPH-80



Provádění tryskové injektáže pro utěsnění pat štětovnic průzkumné jímky

a vytvoření příčky ze sloupů tryskové injektáže, která rozděljuje jímku na dvě části. Z důvodu špatného přístupu vrtné soupravy k vrtům dělicí příčky a vrtům v těsné blízkosti pilíře bylo nutné rozšířit pracovní plošinu na vaně 200 t o dostatečně únosnou pracovní plochu ve formě konzoly nad hladinou řeky. Toto se přes drobné komplikace podařilo a všechny navržené sloupy tryskové injektáže byly provedeny.

Po dokončení všech svislých prvků jímky postupně probíhala instalace čtyř úrovní rozpěrných rámců za neustálého čerpání vody a průběžné těžby. První dvě rozpěrné úrovně byly instalovány po celém obvodu stavební jímky a následující úrovně byly provedeny pouze v polovině jímky, která se prohloubila až pod základ pilíře. Těžba jímky byla prováděna až do úrovně cca  $-4$  m od hladiny pásovým minibagrem,



Prohlídka základů pilíře v již dokončené jímce

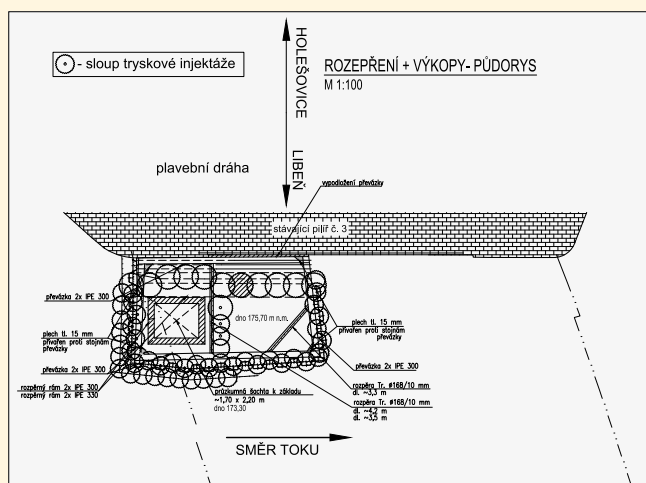


Odhalená základová spára pilíře mostu č. 3 na kontaktu s břidlicí a pod ní vytvořená průzkumná „kapsa“

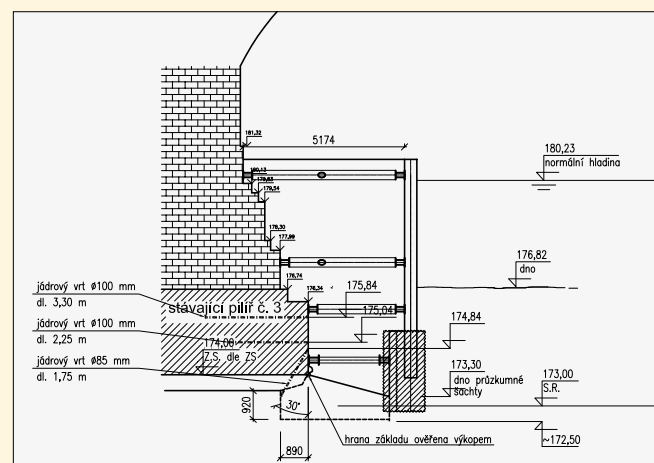
rý přesouval materiál na jedno místo a ten byl plovoucím bagrem těžen ven z jímky. Vzhledem k omezené světlosti výšce mostu bylo nutné následně dotěžení jímky provést ručně, pouze za pomoci jeřábu a bedny (objem  $0,05 \text{ m}^3$ ). Pro možnost ověření geologických poměrů přímo pod základovou spárou pilíře byla jímka vytěžena

až na úroveň cca  $1$  m pod odhalenou spáru a navíc byla provedena ještě průzkumná „kapsa“ zasahující půdorysně až pod základ pilíře. Výkopové práce na úrovni skalního podloží (břidlice) a následně bourací práce v břidlici pro vytvoření „kapsy“ pod základem pilíře probíhaly ve velmi špatných podmínkách, daných především velice stísněným prostorem a průsaky vody. Dno jímky bylo po dokončení těžby v hloubce cca  $7$  m pod hladinou Vltavy. Následně bylo možné vstoupit suchou nohou do prostoru pod hladinu Vltavy a provést prohlídku pilíře a realizovat požadované průzkumné vrty z boku do tělesa pilíře.

Pro práce spojené s čerpáním vody, těžbou jímky a manipulací s ocelovými konstrukcemi



Půdorys průzkumné jímky s vyznačením použitých technologií



Příčný řez rozpáranou jímkou s utěsněním pat štětovnic tryskovou injektáží, vyznačena je i „kapsa“ pod základovou spárou

byl na lodi s výtlačkem 1000 tun (TČ Jantar) k dispozici po celou dobu autojeřáb. V rámci dokončovacích prací pak ještě proběhla instalace lezného oddělení uvnitř jímky dotaženého až k základové spáře pilíře mostu. Pro plánovanou prohlídku a následně zahájení průzkumných prací pak již zbývalo pouze vybudovat přístup k jímkě z pravého břehu řeky Vltavy.

Po dokončení plánovaných průzkumných a navazujících prací, podrobněji popsáných v následujícím článku, došlo k sanaci kapsy pod základem pilíře betonem, kdy se autodomíchávač s čerpadlem (PUMY) nalodil na TČ

Jantar a po přesunu k pilíři se za asistence potápěče v již z části zatopené jímkě provedla betonáž. Následovalo řízené zatopení jímky, odvoz a vylovení mechanizace.

Práce speciálního zakládání byly prováděny pro hlavní město Praha zastoupené Technickou

správou komunikací (TSK). Projekt jímky zpracovala společnost FG Consult, s. r. o.

**Michal Ručka**, Zakládání staveb, a. s.  
Foto: Libor Štěrba

### Sealed coffer-dam by the Pillar No. 3 of Liben Bridge

*As part of the exploratory and diagnostic work on the Liben bridge, the company Zakládání staveb, a.s., realized by Pillar 3, sealed coffer-dam in the river Vltava. The coffer-dam was formed by strutted sheet-pile walls, sealed in the bottom by additional jet grouting. The sealed coffer-dam was excavated to the level below the base pillar joint for the possibility of carrying out the proposed exploration boreholes.*

## VÝSLEDKY PRŮZKUMNÝCH PRACÍ REALIZOVANÝCH ZA POMOCI PRŮZKUMNÉ TĚSNĚNÉ JÍMKY U PILÍŘE Č. 3 LIBEŇSKÉHO MOSTU

*Průzkumná těsněná jímka byla navržena tak, aby umožnila vizuální prohlídku odhaleného zdiva pilíře skrytého pod vodní hladinou, včetně jeho základové spáry. Dispozičně musela jímka také umožnit realizaci potřebného rozsahu průzkumných odvrťů, zaručujících reprezentativní odběr vzorků z tělesa pilíře pro následné laboratorní zkoušky.*

*Cílem laboratorního zkoumání bylo posouzení současného stavu (tedy kvality) výplňového zdiva uvnitř pilíře, dále stavu betonu v konstrukci základů a v neposlední řadě i kvality horniny pod základovou sparou. Získané výsledky byly následně použity jednak jako vstupy pro statickou analýzu této části konstrukce a měly by také, společně s výsledky diagnostiky ostatních částí mostní konstrukce, posloužit jako podklad pro konečné rozhodnutí o osudu tohoto mostního objektu.*



Obr. 1: Pohled na základy pilíře č. 3 z rozepržené jímky

### Jímka u pilíře, lokalizace jádrových odvrťů a úroveň základové spáry

Vlastní konstrukce průzkumné jímky, její technické parametry a popis průběhu poměrně náročné realizace, která probíhala v zimním období, jsou detailně popsány v předešlém příspěvku. Jelikož se však chceme zabývat průzkumnou činností a posoudit její výsledky v této jímkě, je třeba si připomenout v úvodu základní geometrické parametry prostoru, ve kterém průzkum probíhal, s vyznačením umístění jádrových odvrťů a úrovně základové spáry. Celkem bylo v jímkě provedeno 6 průzkumných vrťů v různých výškových úrovních díky základu pilíře s různým účelem zkoumání. V následujícím textu se postupně pokusíme jednotlivé poznatky získané z odebraných vzorků trochu blíže specifikovat a posoudit jejich důležitost.

### Geologické poměry, charakteristika, zkoušky a únosnost skalního podloží, podzemní voda

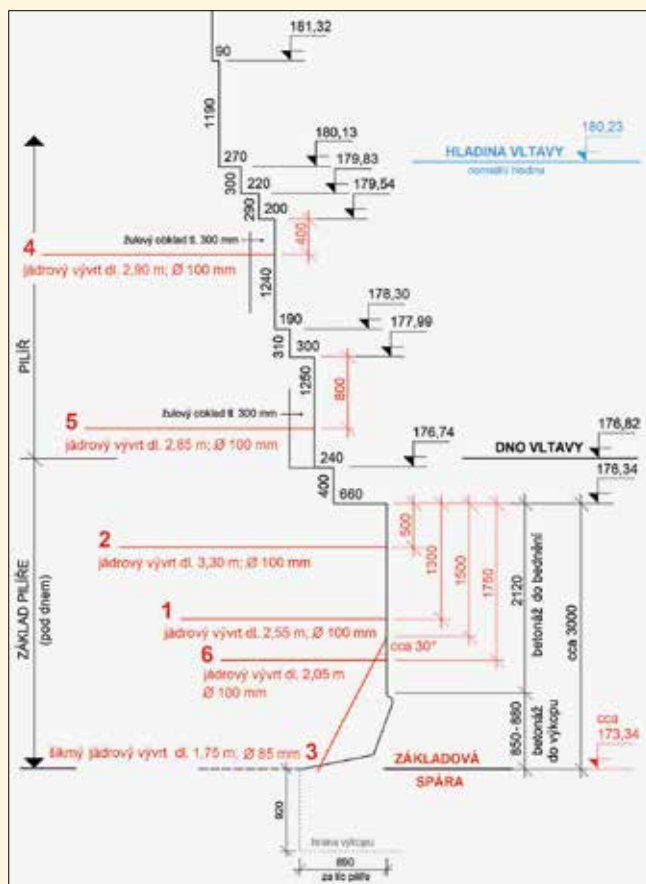
V této kapitole je na prvním místě důležitosti jev, který se dá sloučit do pojmu síranová reakce. Pro analýzu síranových jevů, bylo nezbytné projít archivní dokumentaci a zjistit geologické poměry v místě samém a nejbližším okolí. Řešitel čerpal ze zprávy č. GF P113521; *Praha 8-Libeň; Rekonstrukce Libeňského mostu, podrobný IGP průzkum, K+K 07/2004.*

Chemické složení podzemní vody, resp. počítání vody fluviálních sedimentů, je zde závislé na přítoku vody z Vltavy a v menší míře i z boků (z hornin ordoviku). Podzemní vody zde mohou vykazovat zpravidla jen mírně zvýšenou agresivitu, kterou z části ovlivňují i navážky, jimiž jsou náplavy překryty. Ze šesti vrťů (obr. 3, 4) byly odebrány vzorky podzemní vody pro laboratorní rozbory. Tabulka (obr. 5) sumárně podává přehled o hlavních sledovaných ukazatelích agresivity. Dalším informačním zdrojem byl vrt č. 33, popsáný ve zprávě č. GF P012210; *Zpráva o hydrogeologickém průzkumu za účelem opatření vodního zdroje pro Národní stadion na Maniáech. Geologický průzkum Praha, 03/1961.*

### Vrt V 33

0,0–5,5 – navážka,  
5,5–6,0 – jíl písčité, rezavě hnědý,  
6,0–8,0 – písek hrubý s valouny do 13 cm,  
8,0–11,0 – štěrkopísek s valouny 2–10 cm,  
11,0–11,6 – dlátované balvany,  
11,6–13,6 – štěrkopísek s valouny do 30 cm,  
13,6–14,6 – břidlice jílovitá šedočerná.

Voda čerpaná z vrtu V 33 je mírně kyselá (pH = 6,4), velmi tvrdá (30,7–31,6) s tvrdostí karbonátového i nekarbonátového typu. Odparek je dán hodnotou 798–846 mg/l. Voda je síranově agresivní a obsahuje zvýšený obsah železa a manganu.



Obr. 2: Lokalizace jádrových vývrťů a úroveň základové spáry v jímce u pilíře č. 3 Libeňského mostu (02/2017)

V souladu s výše uvedeným sledem geologických vrstev byly následně při vytěžení průzkumné jámky u pilíře č. 3 zastíženy v oblasti základové spáry pilíře (02/2017) navětralé černošedé prachovito-jílovité břidlice.

Na základě provedených šetření a zjištěných skutečností je možné konstatovat že:

1. Základ pilíře je založen na skalním podloží.
2. Podloží tvoří navětralé černošedé prachovito-jílovité břidlice.

kovaných třídou R3 (pevnost v tlaku  $c$  je v intervalu 15–50 MPa). Z tohoto důvodu je uvažována pevnost břidlic pro návrh únosnosti v základové spáře střední hodnotou intervalu pevnosti hornin třídy R4, a to pevnosti v tlaku  $c = 10$  MPa.

7. Součinitel kvality horniny se pro horniny třídy R4 pohybuje v rozmezí 6–10. Vzhledem k tomu, že hornina má v neporušeném stavu sevřené pukliny a je poměrně kompaktní, lze součinitel kvality horniny stanovit hodnotou  $r = 8,0$ .

3. Hustota diskontinuit břidlic je velká (60–200 mm), úklon vrstev cca 34°.

4. Horninu lze škrábat nožem (nikoliv nehtem).

5. Vzhledem k údajům v archivní dokumentaci, informacím z prohlídky sondy do podloží v místě základu pilíře č. 3 a k výsledkům informativních zkoušek lze konstatovat, že břidlice v úrovni základové spáry spadají do třídy R4.

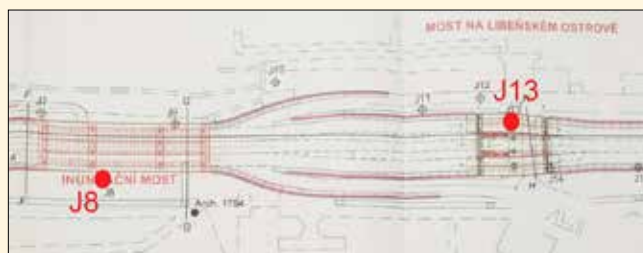
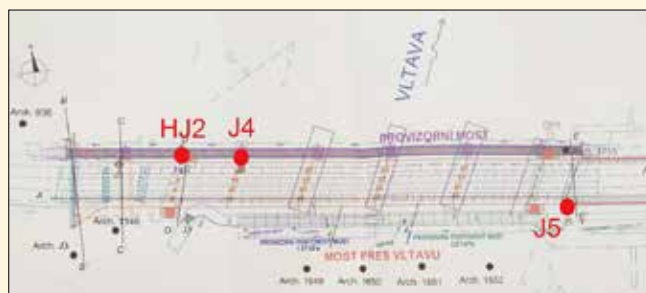
6. Pro horniny třídy R4 se pevnost v tlaku  $c$  pohybuje v intervalu 5–15 MPa (ČSN 73 1001). Z archivní dokumentace vyplývá, že v zájmovém území není vrstva břidlice klasifikovaná třídou R4 příliš mocná. Pod touto vrstvou jsou pevnější vrstvy břidlic klasifi-

8. Hustota diskontinuit je velká, jak již uvedeno 60–200 mm; tomu odpovídá hodnota  $\rho = 1,8$ .

9. Dosazením uvedených hodnot do vzorce vychází hodnota výpočtové únosnosti skalního podloží v oblasti základové spáry  $R_d = 0,69$  MPa.

#### Charakter a struktura betonu

Pevnost betonu základu pilíře v tlaku byla zjišťována destruktivními zkouškami na vývrtech. Pro účely destruktivních zkoušek pevnosti betonu v tlaku byly z odebraných jádrových vývrťů připraveny zkušební vzorky. V době zkoušky byly zkušební vzorky v ustáleném vlhkostním stavu. Pro účely zhodnocení vybraných mechanických vlastností betonu a jeho stávajícího stavu z hlediska korozních vlivů bylo z podvodní části základové spáry pilíře č. 3 odebráno celkem šest jádrových vývrťů (obr. 2). Struktura betonu je mezerovitá až velmi mezerovitá, beton je na mnoha místech nesoudržný. Beton obsahuje vyvážený podíl drobného a hrubého těženého kameniva. Rozměr zrn hrubého kameniva v mnoha případech přesahuje 130 mm, v extrémním případě až 200 mm. Objemová hmotnost betonu byla zjišťována z jádrových vývrťů. Vývrty byly nejprve zaříznuty a následně změřeny a zváženy. Obecně lze říci, že objemové hmotnosti betonu jsou velmi variabilní (zejména v případě betonu základu), což je způsobeno především jeho mezerovitostí a obsahem velkých zrn kameniva. Nutno vzít v úvahu, že objemové hmotnosti byly stanoveny ze soudržných částí betonu. Jádrové vývrty ze základu pilíře obsahovaly 10–15 % nesoudržného betonu (vztaženo k celkové délce jádrových vývrťů); tj. betonu, který se vlivem vrtání samovolně rozpadal. Jádrovým vývrtem č. 3 byla v základu pilíře zachycena souvislá část jemnozrné injektážní hmoty, která pronikla do poměrně velké kavery v betonu (pravděpodobně podložím) při provádění tryskové injektáže v rámci budování jámky.



Obr. 3: Umístění sond, vlevo most přes Vltavu, vpravo inundační most a most na Libeňském ostrově



Obr. 4: Umístění sond – most nad Vochtářovou ul.

SONDA	pH	CO <sub>2</sub> agr. na železo (mg/l)	CO <sub>2</sub> agr. na vápno (mg/l) – zkouška dle Heyera	Síraný (mg/l)	Měrná vodivost (mS/m)	Chloridy (mg/l)
HJ 2	7,3	2,6	3,3	104	99,4	165
J 4	8,0	0	8,8	69,5	60,2	61,6
J 5	7,2	0	0	334	129	82,6
J 8	7,2	0	0	563	179	123
J 13	6,8	0	4,4	436	255	473
HJ 17	7,0	0	11,0	412	165	153

Obr. 5: V tabulce je patrné složení vody s vyznačenou přítomností síranů





Obr. 6: Nahoře základové poměry u pilíře č. 3, uprostřed detail břidlice skalního podloží, dole břidlice skalního podloží pilíře č. 3 zhruba v místě domnělé základové spáry ve výškové úrovni cca 174,0 m n. m. (12/2016)



Obr. 7: Vzorky břidlice po zkoušce pevnosti v drcení

č. vzorku	objem	max síla při porušení	fiktivní průřezová plocha vzorku	pevnost horniny v drcení
	cm <sup>3</sup>	MN	m <sup>2</sup>	MPa
1	51,0	0,008	0,0014	5,8
2	126,0	0,009	0,0025	3,4
3	89,0	0,008	0,0020	3,8
4	52,0	0,006	0,0014	4,3
5	57,9	0,005	0,0015	3,2
6	77,3	0,016	0,0018	8,7
7	49,8	0,007	0,0014	4,8
8	51,2	0,005	0,0014	3,3
9	30,0	0,009	0,0010	9,1
10	74,4	0,007	0,0018	4,1
11	49,7	0,009	0,0014	6,8
průměr	64,4	0,008	0,0020	5,2

Obr. 8: Zjištěné pevnosti horniny na odebraných vzorcích

Z výsledků zkoušek je patrné, že pevnosti betonu základu pilíře jsou nižší než pevnosti betonu vyšších partií pilíře. Zjištěné charakteristické pevnosti betonu základu pilíře pod dnem v tlaku jsou velmi nízké a dle dnešních kritérií odpovídají pevnostním třídám betonu v rozmezí C 3/4 až C 10/12,5. Pro statické posouzení základu pilíře řešitel doporučil beton pevnostní třídy C 4/5. Zjištěné charakteristické pevnosti betonu v tlaku v místech, kde pilíř je pod hladinou krytý žulovým obkladem, jsou vyšší oproti základu. Dle dnešních kritérií odpovídají pevnostním třídám betonu v rozmezí C 16/20 až C 20/25. Beton této části pilíře je oproti betonu základu zpravidla soudržný, místy je však rovněž mezerovitý. Další rozbor vzorků se zabýval množstvím cementu v betonu (obr. 12).

Z archivních materiálů TSK, přesněji z protokolu přejímky stavby před uvedením do provozu v roce 1928, bylo vyčteno množství cementu ve směsi, které bylo následně konfrontováno se skutečností.

Z tabulky (obr. 13) vyplývá, že:

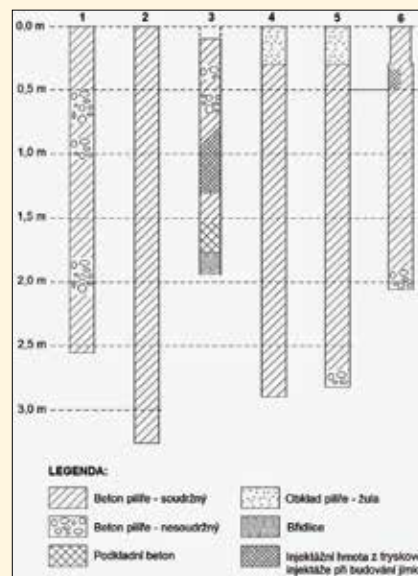
- pevnosti v prvním stupni základu (100 kg cementu/1 m<sup>3</sup> suché směsi) se pohybují v rozmezí 56,3–76,5 kg/cm<sup>2</sup>, tj. 5,6–7,6 MPa,
- pevnosti ve druhém stupni základu (133 kg cementu/1 m<sup>3</sup> suché směsi) se pohybují v rozmezí 127 až 260 kg/cm<sup>2</sup>, tj. 12,726,0 MPa.

Rozborem odebraných vzorků bylo skutečně zjištěno množství cementu pro:

- základ pilíře pod dnem – 100 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> směsi,
- část pilíře pod hladinou Vltavy – 133 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> směsi.

Statický modul pružnosti, odzkoušený na uceleném vzorku pro pilíř č. 3:

- základ pilíře pod dnem – 17,9 GPa,
- část pilíře pod hladinou Vltavy – 21,4 GPa.



Obr. 9: Schematické znázornění materiálů zachycených jádrovými vývrty

Dynamický modul pružnosti, odzkoušený na uceleném vzorku pro pilíř č. 3:

- základ pilíře pod dnem – 49,2 GPa,
- část pilíře pod hladinou Vltavy – 48,5 GPa.

### Chemická analýza vody protékající betonem

Z otvorů po jádrových vývrtech trvale vytékala voda. S ohledem na tuto skutečnost byly odebrány vzorky vody z otvorů po jádrových vývrtech č. 2 a č. 5 (odběr proveden po cca 6 hod., resp. 4 hod. po ukončení vrtání) a vzorek vody z Vltavy. Vzorky vody byly podrobeny chemické analýze a bylo stanoveno i pH. Výsledky analýzy a stanovení pH vod jsou:

Vzorek vody z řeky: Ca – 15,8; K – 5,8;

Na – 22,8; pH – 7,6;

Vzorek vody z vývrtnu 2: Ca – 105,6;

K – 20,8; Na – 22,8; pH – 12,2;

Vzorek vody z vývrtnu 5: pH – 12,0,

(Minerální složky jsou uvedené v mg/l.)



Obr. 10: Vlevo jádrový vývrt č. 4 dl. 2,9 m, pevnost betonu tohoto vzorku je v průměru 28,9 MPa, vpravo jádrový vývrt č. 6 (beton je ještě vlhký; 15 hod. po odběru) dl. 2,05 m. Pevnost betonu tohoto vzorku je v průměru 14,0 MPa.



Obr. 11: Ukázky odvrtnů mezerovitého betonu

Zkušební beton v poměru 300 kg písku / 100 kg cementu na 1 m <sup>3</sup> suché směsi písku a štěrku		a) nová betonárna
beton v poměru 300 kg písku / 100 kg cementu na 1 m <sup>3</sup> suché směsi písku a štěrku	beton v prvním stupni základování 100 kg cementu / druhý 133 kg cementu na 1 m <sup>3</sup> suché směsi písku a štěrku	b) jiné
Sfrázila	Ušlechtilý štěrk a písek	Jakost zkušebních písků
Ing. Káňa - P. Ing. Křiváček v Praze	P. Ing. Karel Anselmický v Brně	nová betonárna
Jičínský podzemní štěrkový štěrček Karel Plátek a spol.		opěry

Obr. 12: Ukázka části protokolu, přepis: Beton v prvním stupni základovém 100 kg cementu, druhý 133 kg cementu/1 m<sup>3</sup> suché směsi

Na základě výsledků chemické analýzy odebraných vzorků vod lze konstatovat, že vzorky se diametrálně liší hodnotou pH, kdy voda vytékající z vývrtnu má silně alkalický charakter (pH 12,2), což je způsobeno vyluhováním alkalických složek z betonu. To dokládá i vyšší obsah alkalických kovů ve vodě z vývrtnu, zejm. vápníku (Ca), draslíku (K) a sodíku (Na) oproti vodě v řece.

Základ pilíře se nachází pode dnem řeky. Kinetika vyluhování složek betonu pilíře, tedy i proudění vody mezerovitým betonem, bude ve skutečnosti méně intenzivní, než jaká byla zjištěna jádrovými vývrty na odhalené části základu.

#### Mikroskopická analýza betonu a problematika síranové koroze betonu

V 1. etapě diagnostiky byl zjištěn masivní výskyt bílé krystalické hmoty ve struktuře betonu základu pilíře, která byla patrná prakticky ve



Obr. 14: Nahoře pohled na žulový obklad pilíře č. 3, dole detail v místě odběru jádrového vývrtnu č. 4 pod hladinou Vltavy



Obr. 15: Žulový obklad zachycený jádrovým vývrtem č. 4, tl. obkladu 300 mm, na kámen bezprostředně navazuje beton. Průměrná pevnost kamene v tlaku byla zjištěna a vypočtená v hodnotě 103 MPa.

všech zkušebních vzorcích, zejména po rozdrncení betonu při zkušebních pevnosti v tlaku, případně na lomových plochách (jádrové vývrty č.

1–3). Provedenou informativní XRD analýzou byla tato bílá krystalická hmota identifikována jako ettringit. Na základě tohoto zjištění bylo objednáno rozhodnuto provést 2. etapu diagnostiky, která mj. zahrnovala další odběry betonu pro mikroskopické, XRD a chemické analýzy pro stanovení původu a mechanismu vzniku ettringitu v betonu a dalších mineralogických složek pro formulaci a hodnocení korozních rizik. Vzhledem k tomu, že se jednalo o mimořádně závažné zjištění, byly ve 2. etapě diagnostiky provedeny další odběry jádrových vývrtnů, a to nejen ze základu pilíře, ale i v části pilíře pod hladinou kryté žulovým obkladem. Ve struktuře betonu jak základu pilíře, tak i v betonu části pilíře pod hladinou, kryté žulovým obkladem, byl opět zjištěn masivní výskyt bílé krystalické hmoty ve všech vývrtech, tj. v celém objemu betonu. Pro potvrzení výsledku analýzy z 1. etapy diagnostiky byly ve 2. etapě diagnostiky provedeny mikroskopické analýzy rastrovacím elektronovým mikroskopem, prvkové analýzy pomocí EDX sondy a rentgenové difrakční (XRD) analýzy betonu na dvou nezávislých tuzemských špičkových pracovištích – Vysokém učení technickém v Brně (VUT), Univerzitě Karlově v Praze (UK).



Obr. 16: Vlevo zvětšenina z protokolu VUT v Brně; (vzorek č. 5) – ettringit, vpravo zvětšenina z protokolu VUT v Brně; (vzorek č. 5) – thaumasit (oba vzorky odebrány z části pilíře pod hladinou kryté žulovým obkladem)

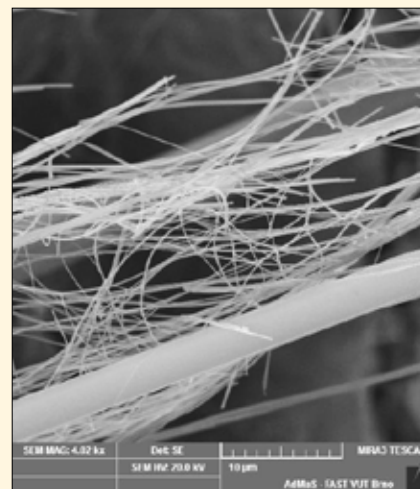
B.									
Státní a přírodní					Základ pilířů				
Státní a přírodní					Státní a přírodní				
1	A	100	100		1	100	100		
2	B	100	100		2	100	100		
3	C	100	100		3	100	100		
4	D	100	100		4	100	100		
5	E	100	100		5	100	100		
6	F	100	100		6	100	100		
7	G	100	100		7	100	100		
8	H	100	100		8	100	100		
9	I	100	100		9	100	100		
10	J	100	100		10	100	100		
11	K	100	100		11	100	100		
12	L	100	100		12	100	100		
13	M	100	100		13	100	100		
14	N	100	100		14	100	100		
15	O	100	100		15	100	100		
16	P	100	100		16	100	100		
17	Q	100	100		17	100	100		
18	R	100	100		18	100	100		
19	S	100	100		19	100	100		
20	T	100	100		20	100	100		

Obr. 13: Ukázka protokolu v citaci dle původního textu: pevnost krychelná betonu v kg/cm<sup>2</sup> po 42 dnech tvrdnutí při udaném poměru mísení v kg cementu na 1 m<sup>3</sup> suché směsi písku a štěrku

Na základě výsledků mikroskopické analýzy lze konstatovat:

1. Ve zkoumaných vzorcích byla ve struktuře betonu jednoznačně prokázána přítomnost fází příslušejících do skupiny ettringitu. Na snímcích je patrný masivní vznik těchto krystalů, krystaly jsou velké (delší rozměr až 100 μm), dobře vyvinuté a na mnoha místech jsou ve struktuře cementového tmelu makroskopicky identifikovatelné pouhým okem jako bílá hmota s jehlicovitým charakterem.
2. V některých vzorcích byl ve struktuře betonu zjištěn thaumasit, který vzniká a je stálý pouze při teplotách pod 15 °C, což odpovídá podmínkám uložení betonu v diagnostikovaných podvodních částí pilíře.
3. V analyzovaných vzorcích byl zjištěn také kalcit, který svědčí o procesu karbonatce betonu, v tomto případě způsobeným oxidem uhličitým (CO<sub>2</sub>) rozpuštěným ve vodě.
4. V některých vzorcích analyzovaných UK byly pozorovány jevy příslušející v širším slova smyslu alkalicko-křemičité reakci.

Vzhledem k závažné problematice výše uvedeného jevu přikládáme podrobnější rozbor síranové koroze. Zobecněním výsledků získaných



analýzou korozních procesů je možné v případě působení kapalného prostředí rozlišit tři základní typy koroze betonu:

1. Koroze I. druhu: Korozní procesy ve struktuře betonu působením kapalného prostředí, které rozpouští složky hydratovaného cementu a vynáší je ze struktury betonu.
2. Koroze II. druhu: Korozní procesy, při nichž dochází k výměnným chemickým reakcím mezi složkami hydratovaného cementu a kapalným prostředím; vzniká snadno rozpustný produkt, který je následně vynášen ze struktury betonu.
3. Koroze III. druhu: Korozní procesy, při nichž dochází ke krystalizaci málo rozpustných produktů v pórovém systému betonu, tzn. procesy spojené se zvětšováním objemu pevné fáze, která v pórovém systému vyvolává vnitřní (expanzní) napětí způsobující rozrušení struktury betonu.

Síranová koroze je hlavním představitelem koroze III. druhu. Je způsobována vázáním síranových iontů z agresivního roztoku některými složkami hydratovaného cementu. Nově vznikající krystalické produkty (sádrovec, ettringit, thaumasit) mají podstatně větší objem než složky vstupující do reakce. Následkem toho vzniká ve struktuře betonu expanzní napětí typické pro síranovou korozi. V počátečním stadiu koroze dojde k přechodnému zvýšení pevnosti betonu vlivem vyplnění porů reakčními produkty (zvýšení hutnosti), ale po překročení určitého kritického množství vznikajících produktů se pevnost betonu snižuje a může dojít až k jeho naprosté destrukci. Působení síranů na beton má za následek negativní chemické a mikrostrukturální změny v cementovém tmelu, které mohou vést ke zhoršení fyzikálních a mechanických vlastností (snižuje se vodonepropustnost a pevnost v tlaku i tahu); jedná se zejména o tyto produkty:

– **sádrovec**  $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$

vzniká reakcí mezi hydroxidem vápenatým a rozpustnými síranů, které penetrují do porů betonu. Reakci lze popsat rovnicí:  
 $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{SO}_4^{2-} + 2 \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O} + 2 \text{OH}^-$

– **sekundární ettringit**  $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaSO}_4 \cdot 32 \text{H}_2\text{O}$

(nazývaný též Candlotova sůl či cementový bacil). Tvorba ettringitu a velikost vzniklých krystalů spojených s vnitřními expanzními tlaky závisí na mnoha faktorech, zejména pak na koncentraci  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  v cementovém tmelu a koncentraci působících síranů. Obecně lze tuto reakci popsat rovnicí:

$3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O} + 3 (\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}) + 20 \text{H}_2\text{O} \rightarrow 3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaSO}_4 \cdot 32 \text{H}_2\text{O}$

– **thaumasit**  $\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15 \text{H}_2\text{O}$  vzniká za specifických podmínek kombinovaným působením síranů a uhličitánů při  $\text{pH} > 10,5$  při nízkých teplotách, nejvíce okolo  $5^\circ\text{C}$ . Rychlost tvorby thaumasitu výrazně klesá při teplotách  $15\text{--}20^\circ\text{C}$  a při teplotách nad  $25^\circ\text{C}$  jeho tvorba již není možná.

Poškození betonu vlivem thaumasitu je značné, protože je spojeno s rozkladem C-S-H fázi. Vznik thaumasitu lze popsat rovnicí:  
 $x\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot y\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_3^{2-} + \text{SO}_4^{2-} + z\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15 \text{H}_2\text{O}$

Jak již bylo zmíněno výše, všechny tři produkty jsou spojeny s nárůstem objemu ve struktuře betonu, což vyvolává značné vnitřní expanzní krystalizační tlaky, které mohou vést k jeho rozpadu.

**Zdroj síranů – vnější a vnitřní síranová koroze**

**Vnitřní síranová koroze** (zdroj síranů se nachází uvnitř betonu): Zdrojem síranů může být cement, příměsí jako např. popílek nebo struska, kamenivo, chemické příměsí nebo voda. Příkladem takové koroze je jednak „klasická“ koroze nadbytečnými síranů z cementu (ve vztahu k aluminátové fázi slínku), jednak tzv. proces opožděného vzniku ettringitu (DEF; Delayed Ettringite Formation).

**Vnější síranová koroze:** Zdroj síranů se nachází mimo beton. Síranů mohou pocházet z podzemní vody nebo zeminy; dalšími zdroji síranů jsou pevné průmyslové odpady, které jsou vystaveny srážkové nebo podzemní vodě. Příkladem jsou odpady z důlního průmyslu (škvára, rezidua olejnatých břidlic), ze spalování uhlí (zbytky po spalování, popel z roštu, popílek) a hutního průmyslu (nekalitní struska). Přímá souvislost těchto síranů s poškozením betonu závisí na jejich koncentraci a rozpustnosti, přístupu a mobilitě kontaktní vody a podmínkách daného prostředí. Z hlediska síranové koroze betonu mohou v některých oblastech negativně ovlivnit složení podzemních vod i výtoky důlních vod, jako jsou výtoky ze štol a železničních tunelů, kdy obsah síranů vzniklých oxidací sulfidické síry dosahuje velmi vysokých hodnot (až  $10\,000 \text{ mg/l}$ ) a uvolněná kyselina sírová snižuje hodnotu  $\text{pH}$  až na 4,0. Zdrojem síranů mohou být i průmyslové a zemědělské odpadní vody. Je známo, že zemědělské odpadní vody jsou zdrojem

agresivních chemikálií, přestože síranů (např. z hnojiv) nejsou nejběžnějšími ionty obsaženými v těchto vodách. V neposlední řadě mohou síranů také pocházet z atmosférického znečištění a v závislosti na atmosférických podmínkách (teplota, vlhkost, vítr, atd.) a mohou přispívat ke zvýšení koncentrace síranů v zeminách a podzemních vodách a tím zvyšovat potenciální možnost síranové koroze betonových staveb. Průběh síranové koroze betonu je nezávislý na zdroji síranů a koroze probíhá stejnými fyzikálně-chemickými procesy. Rozdíly v dopadech síranové koroze jsou dány fyzikálními podmínkami v prostředí, kde tyto reakce probíhají. V současné době se intenzivně prověřuje myšlenka, zda použité cementy v základech a nosné konstrukci nejsou samy zdrojem vzniku síranové koroze. Stále platí v článku popsané, že síranů obsažené ve vodě jsou spouštěčem tohoto procesu. Zkouškami se potvrzuje, že beton, který není sycen vodou, má síranovou korozi utlumenou, ne-li nulovou.

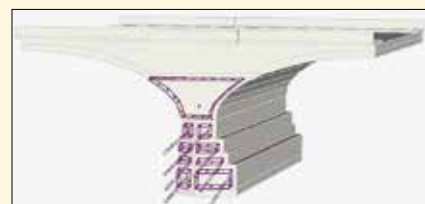
**Statická nelineární analýza základu pilíře**

Důležitým kritériem při posouzení skutečného stavu mostní konstrukce a její schopnosti odolat okolnímu prostředí a požadovaným zatěžovacím stavům je samozřejmě také stabilita mostních pilířů založených na dně řeky. Jako reprezentativní prvek byl podroben numerické analýze analýza pilíře č. 3.

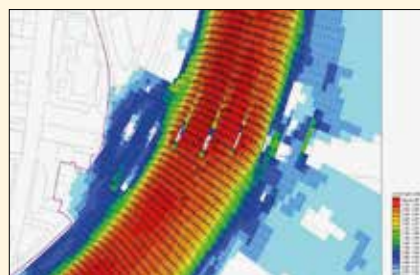
Statická analýza základu pilíře č. 3 byla provedena pro extrémní modelovou situaci: – Dojde k odplavení veškerého materiálu dna obklopujícího základ (stabilizační vliv materiálu dna při svislém a vodorovném zatížení základu tedy nebyl ve výpočtu uvažován). Výpočtový model pilíře č. 3 a nesených prvků mostu (obloukových pasů, přesypu, vozovky, poprsních zdí a zábradlí) byl vytvořen v programu ATENA 3D, a to na základě výsledků diagnostiky a vybraných údajů (výkresy a popisy) z původní dokumentace.



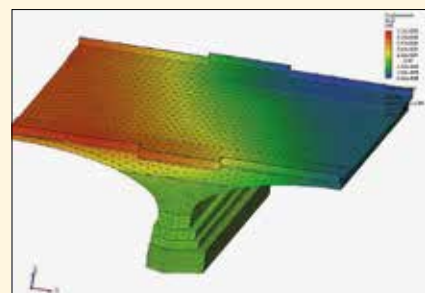
Obr. 17: Příčný řez pilířem použitý pro tvorbu modelu (červeně: zaměřený tvar při diagnostice; zeleně: geometrie dle původní dokumentace)



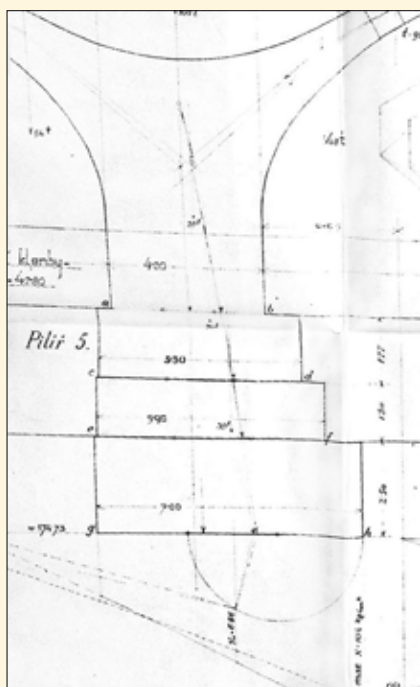
Obr. 18: Zatížení proudící vodou při povodni v r. 2002 ( $5 \text{ kN/m}^2$ )



Obr. 19: Mapa rychlosti proudění při povodni v r. 2002 v místě Libeňského mostu (max. rychlost proudění vody v místě pilíře č. 3 je  $3 \text{ m/s}$ )



Obr. 20: Posun ve směru osy y při působení tlaku proudící vody



Obr. 21: Původní dokumentace grafického řešení návrhu základu pilíře, průměrná hodnota napětí byla uvažována 0,686 MPa (na tomto obrázku je náš posuzovaný pilíř č. 3 značen jako pilíř 5)

Výpočtový model sestával z těchto částí:

- základ pilíře, který je modelován jako betonový makroprvek s možností vzniku trhlin;
- klenby vnesené pilířem, a to vždy až k patnímu kloubu, kde je aplikována okrajová podmínka pro symetrii konstrukce;
- přesyp, chodníky a vozovka – všechny tyto prvky jsou modelovány jako pružné prvky sloužící pouze pro zatížení pilíře vlastní tíhou nebo přenos zatížení z vozovky (v modelu je uvažováno se šikmostí konstrukce).

Model byl na spodním povrchu základu v celé ploše podepřen proti posunu ve všech směrech a dále bylo bráněno posunu ve vodorovném a příčném směru konstrukci v místě vrcholových kloubů pro nahrazení zbytku mostu. Bylo uvažováno se základem zcela odkrytým až na základovou spáru, tj. žádný okolní materiál dna pro jeho stabilizaci. Pro potřeby posouzení pilíře na hydrodynamické zatížení proudící vodou při povodni byl pod základ vložen další pružný prvek, ke kterému byl základ připojen pomocí třecího kontaktu se součinitelem tření 0,2. Model byl síťován pomocí lineárních tetrahedra konečných elementů; základní velikost hrany prvku sítě je 1,0 m. Ve výpočtech a posouzení byly uvažovány doporučené mechanické vlastnosti betonu (pevnostní třída C4/5) a horniny skalního podloží (třída R4) stanovené na základě výsledků diagnostiky. Hydrodynamický tlak působící na základ při povodni byl určen na základě součinitele tvaru 1,1 pro obdélníkovou plochu dle ČSN 75 0250 a rovnoměrné rychlosti proudění 3 m/s po celé výšce proudu; výsledný tlak vody je 5 kN/m<sup>2</sup>. Vlastní tíha

byla modelována z geometrie mostu uvedené v původní dokumentaci. Objemové hmotnosti byly uvažovány 2400 kg/m<sup>3</sup> pro beton a 1900 kg/m<sup>3</sup> pro prvky přesypu. Vzhledem k doposud získaným znalostem byly tyto hodnoty uvažovány jako charakteristické (bez použití součinitele zatížení). Užité zatížení byla uvažována jako návrhová (násobena součiniteli 1,5) max. hodnotami dle ČSN 73 6203:
 

- 13,5 kN/m<sup>2</sup> (vozovka a tramvajový pás),
- 4,5 kN/m<sup>2</sup> (chodníky),
- tj. celková síla od užitého zatížení z posuzovaného výseku mostu: 10,2 MN (1020 t).

Plocha základu byla uvažována 153,1 m<sup>2</sup>, celková vlastní tíha výseku mostu vypočtená z modelu: 98,8 MN (9880 t).

Vyhodnocení výpočtů:

- Při zatížení základu vlastní tíhou konstrukce nebyly v základu identifikovány žádné projevy signalizující vznik trhlin vlivem příčného tahu.
- Po přidání užitého zatížení 13,5 kN/m<sup>2</sup> na vozovku, tramvajový pás a 4,5 kN/m<sup>2</sup> na chodníky již došlo v základu k projevům signalizujícím možnost vzniku trhlin, avšak zcela nepatrných v řádu tisícín milimetru (max. šířka trhlin 0,002 mm). Trhliny nevznikají; max. tahové napětí = 0,13 MPa.
- Napětí v tlaku ve směru osy z od svislého zatížení. Max. tlakové napětí = 1,58 MPa < 4 : 1,5 = 2,67 MPa = návrhová pevnost betonu v tlaku.
- Posun ve směru osy y při působení tlaku proudící vody – vlastní hmotnost mostu je taková, že konstrukce nevykazuje posun ve směru osy y (ve směru proudu řeky) a je stabilní (max. posuny jsou v řádu setin milimetru a jsou zcela nevýznamné).
- Napětí v základové spáře dle modelu = 0,71–0,70 MPa = návrhová únosnost podloží.

#### Závěr

Základ pilíře byl tedy posouzen na zátěž vnějšího okolí a napětí v základové spáře. Veškeré hodnoty vyjma síranové koroze jsou v normě. Jelikož však síranové procesy v základech mostu byly vyhodnoceny jako závažné, bylo

přistoupeno v další fázi ještě k rozšíření materiálové diagnostiky o provedení obdobných zkoušek na dalších postupně odebraných vzorcích od základu až po mostovku. Výsledky však nepotvrdily rozptýl síranové koroze do vyšších pater spodní stavby ani do nosné konstrukce.

Zjištěný stav základových betonů však znamená, že v případě rekonstrukce mostu bude nezbytné vyčlenit základ jako samostatný prvek, na který se nedá po statické stránce zcela spolehnout. Nabízí se řešení uzavřít základový blok do nějaké formy ochranné železobetonové obálky, kotvené do dna a sepnuté v horní části, a řešit tak možné budoucí snížení pevnosti betonu uvnitř základu touto skořepinou. Případná nehomogenita betonu by se mohla eliminovat injektáží.

Nosná konstrukce mostu je v současnosti prověřována po realizaci statických a dynamických zkoušek dalšími materiálovými zkouškami na vzorcích, které se odebírají z odvrtnů a kopaných sond.

Výsledky všech zkoušek budou komplexně vyhodnoceny a závěrečnou zprávu s doporučením dalšího postupu můžeme očekávat na přelomu tohoto roku.

**Tým projektového úkolu byl složen ze zástupců Kloknerova ústavu ČVUT, společnosti Inset, s. r. o., projektového ústavu Pontex, s. r. o., a Národního památkového ústavu. Kompletní závěry průzkumných prací byly vydány ve zprávě KÚ ČVUT v 04/2017. Předcházející informace a závěry vycházejí z této zprávy.**

Literatura:

1. Libeňský most v Praze (most V-009) – pilíř č. 3. Diagnostika pilíře a statická nelineární analýza ze dne 20. 4. 2017.
2. Libeňský most, Praha 7 a 8. Inundační most X-656 – klenba KL 6 a přilehlé rámové konstrukce ze dne 10. 6. 2016, Kloknerův ústav ČVUT.

**Ing. Jan Zemánek, TSK, a. s.**

Foto: autor, archiv Kloknerův ústav, Libor Štěrba

### **The results of the exploration works carried out with the help of a exploratory sealed coffer-dam by the pillar No. 3 of the Libeňský Bridge**

*The exploratory sealing coffer-dam was designed to allow a visual inspection of the revealed masonry of a pillar hidden beneath the water surface, including its base joint. The coffer-dam also had to allow for the realization of the necessary range of exploration drills to ensure representative sampling from the pillar body for subsequent laboratory tests.*

*The aim of the laboratory study was to assess the current state (ie the quality) of the filling masonry inside the pillar, the state of the concrete in the construction of the foundations and, last but not least, the quality of the rock under the base joint. The results obtained were subsequently used as inputs for static analysis of this part of the structure and should also serve as a basis for the final decision on the fate of this bridge object together with the results of the diagnostics of other parts of the bridge structure.*