

ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

4/2017

ročník XXIX



- **PŘESTAVBA JEZU VRATISLAV I A REKONSTRUKCE NÁBŘEŽNÍCH ZDÍ, ČÁST I.**
- **ZAJIŠTĚNÍ HLUBOKÉ STAVEBNÍ JÁMY A ZPEVNĚNÍ ZÁKLADŮ OBCHODNÍHO DOMU SMYK VE VARŠAVĚ**
- **KOLEKTOR HLÁVKŮV MOST A TECHNOLOGIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ**
- **ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY ADMINISTRATIVNÍ BUDOVY RIECK1 V BERLÍNĚ**





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
http://www.zakladani.cz
http://www.zakladani.com

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
RNDr. Ivan Beneš
Ing. Martin Čejka
Ing. Jan Masopust, CSc.
Ing. Jiří Mühl
Ing. Petr Nosek
Ing. Michael Remeš
Ing. Jan Šperger

Redakce:
Ing. Libor Štěrba
Jazyková korektura:
Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:
k článku na str. 12, foto: archiv ZS

Překlady anotací:
RNDr. Ivan Beneš, autoři
a Mgr. Klára Koubská
Design & Layout:
Jan Kadoun a Ing. Jan Bradovka
Tisk:
H.R.G. spol. s r.o.

Ročník XXIX
4/2017
Vyšlo 14. 3. 2018
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2018 je cena časopisu 90 Kč.
Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,
balného a poštovního.

Objednávky předplatného:
ALL PRODUCTION, s. r. o.
Areal VGP
Ve Žlíbku 1800/77 - Hala A7
193 00 Praha 9-Horní Počernice
tel.: 234 092 811,
E-mail: 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 – 18. část 2
Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

TEORIE A PRAXE

Nový přístup k betonáži hlubinných základů 6
Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

Založení příbřežních větrných elektráren na tzv. podtlakových kesonech 9
Článek „Tri-Pod Suction Buckets for Offshore Wind Turbine Foundation“
z časopisu Deep Foundation, NOV/DEC 2017 kolektivu autorů
přeložil a upravil RNDr. Ivan Beneš.

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

**Přestavba jezu Vratislav I a rekonstrukce nábrežních zdí v rámci
modernizace Vratislavského vodního uzlu v Polsku, část I.** 12
mgr inž. Krzysztof Tomczuk, Zakládání staveb, S. A., Oddział w Polsce

OBČANSKÉ STAVBY

**Zajištění hluboké stavební jámy a zpevnění základů ponechané části
budovy Obchodního domu Smyk v centru Varšavy** 20
Ing. Karol Baran s přispěním Dušana Kozáka,
Zakládání staveb, S. A., Oddział w Polsce

Zajištění stavební jámy administrativní budovy Rieck1 v Berlíně 25
Ing. Radek Obst, Zakládání staveb, a. s.

PODZEMNÍ STAVBY

Kolektor Hlávkův most a technologie speciálního zakládání 28
Ing. Václav Dohnálek, Subterra, a. s.; Ing. Radek Kozubík, Hochtief CZ, a. s.;
Ing. Václav Ráček, Ph.D., a Ing. Jaromír Zlámal, Ingutis, spol. s r. o.;
Ing. Oto Petrášek, Zakládání staveb, a. s.

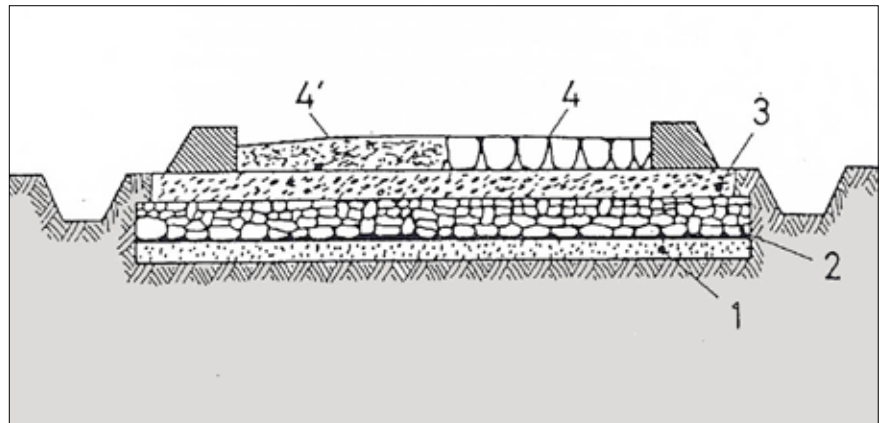
HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 18. ČÁST

V této části našeho seriálu dále sledujeme dějiny v činnostech zlepšování základových půd metodami, které využívají více či méně technologie injektáží. Souvisle odvíjíme historickou linii jdoucí od zpevňování prostředí klasickými a dalšími injektážemi přes tryskovou injektáž až k těm odlehlejším metodám. Postupně se tedy dostáváme k technologiím, které souvisí s injektážemi již pouze částečně. Nyní přikročíme k disciplíně kombinující injektáž pojiva s jeho současným mechanickým vmícháváním do základové půdy, jež se tak stává druhotným stavebním materiálem. Vykreslení jejího vývoje výtečně charakterizuje celkové vzepětí technologií speciálního zakládání během padesáti let na přelomu století.

Soil-mixing

Pro tuto metodu, která používá různé technologické systémy **mechanického vpravování a promíchání pojiva**, dodávaného tlakově k nástroji do hloubky v základové půdě, nebylo dosud ustáleno české názvosloví. Většinou je ve světě přejat anglický název „Deep-Soil-Mixing“ (DSM). U nás je však také navrhován překlad „hlubinné vmíchávání“, což je ovšem technicky nedostatečně výstižné a také pro praxi nelibozvučné. Takže se v tuzemsku využívá v odborném žargonu nejčastěji zkrácené označení „**soil-mixing**“, čehož se zde přidržíme.

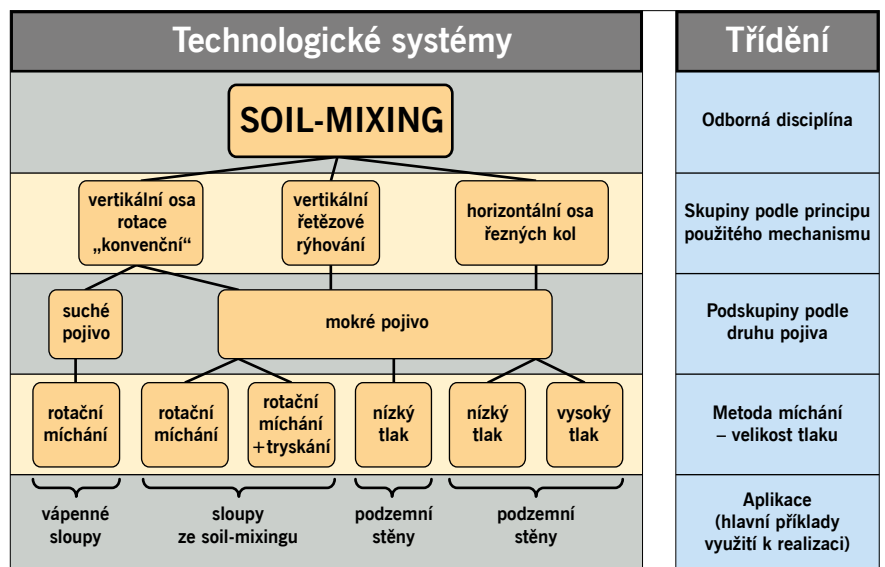
Historické kořeny myšlenky této metody sahají až do starověku, kdy se před několika tisíci let přimíchávalo vápno do zemín pro podklad důležitých vozovek nebo do vrstev zemních valů sakrálních staveb. První historické stopy používání vápna ve stavebnictví jsou v Jordánsku již 7500 let př. n. l. S pomocí zlepšování vápnem bylo třeba stavěno zemní jádro čínské zdi v období od 250 let př. n. l. Jiným příkladem je mísení zemín s bitumenem pro podklad cest v novobabylónském paláci krále Nabopolassara v 6. století př. n. l. Systematicky již prováděli obdobné zlepšování staří Římané při stavbě svých slavných trvanlivých silnic v 1. století i s příměsí pucolánových zemín nebo strusky. To je ostatně i zářným příkladem zapomenutí zavedené výtečné technologie, a to na téměř dva tisíce let, po rozpadu říše římské (obr. 1). Znovu se předchůdce metody **soil-mixing** objevil až za první a pak opětovně za druhé světové války při naléhavém provizorním zlepšování povrchů letišť a jiných komunikací spojeneckých vojsk. Do zeminy se tehdy plošně zaorávala pojiva z vápna nebo cementu. S poválečným nástupem výkonnější mechanizace se začalo na konci 40. let v silničním stavitelství USA experimentovat s prvními rotavátory a zapojila se i geotechnická teorie. V 60. letech se pak při nedostatku vhodného kameniva tato metoda ujala naplno. Technologicky se standardizovala a rozšířila se do celého světa pod názvem „**úprava zemín**“ podkladu vozovky. Podle pozdějších normových definic zahrnuje termín „úprava“ jak výsledné „**zlepšení**“ zeminy,



Obr. 1: Typický řez starořímskou vozovkou z 1. století n. l.. Prvním principem byly hluboké odvodňovací příkopy. Těleso konstrukce pak sestávalo ze souvrství o celkové tloušťce 1,4–1,5 m, viz: 1 – vyrovnávací malta na vrstvě písku 20–30 cm; 2 – bloky a desky kamene na cementovou maltu 30–50 cm; 3 – štěrka a úlomky kamene smíchané s vápnem 30–50 cm; 4 – kamenné desky na cementovou maltu nebo štěrkový beton (J. Kerisel, XI. ICSMFE)

tak i její „**stabilizaci**“. Existence této povrchově zaměřené technologie byla následně impulsem pro její hlubinné použití. Na rozdíl od poměrně ucelené metody pro provádění povrchových dopravních konstrukcí se v oboru speciálního zakládání technologické systémy soil-mixingu rozvíjely do velmi pestré rodiny. Historický rozvoj této disciplíny byl neporovnatelně zašmodrchanější a chaotičtější. Vezměme třeba jen v potaz, že bylo zkoušeno na třicet různých hydraulických pojiv a nepočítaně dalších přísad, rovněž tak různých druhů prováděcích zařízení.

Projevil se ovšem také příznak typický pro konec 20. století, kdy přes oficiální vyhlášení globální spolupráce ve vědě pracovaly na opačných koncích zeměkoule na tematicky stejném problému, svou státní politickou, a tedy i finanční podporou, obdobně motivované kolektivy odborníků, ale výsledky vzájemně nesdílely. Například v Japonsku a ve Švédsku. S odstupem od dějinných peripetií jsou dále pojednávány technologické systémy zjednodušeně a přehledně uspořádané podle hlavních principů a faktorů na obr. 2.



Obr. 2: Utřídění technologických systémů v odborné disciplíně soil-mixing



Obr. 3: Dlouholetou praxí osvědčený typ soupravy s trojitým vrtákem o průměru 86 cm a dosahem do hloubky 20 m pro metodu SWM japonské firmy Seiko na počátku 80. let (Seiko)

Počátek celého vývoje byl odstartován v roce 1954 v USA, když firma Intrusion Prepakt, známá z vynálezu předchůdce CFA pilot ve 40. letech minulého století (6. část seriálu), začala novým typem vrtné soupravy experimentovat s variantou pilot nazývaných „Mixed-In-Place“ (MIP). Jednalo se o promíchání zeminy průběžným spirálovým vrtákem ve vrtu při současném tlakovém dodáváním vápenné či cementové suspenze vnitřkem vrtného součtyčí na břit nástroje. Ve Spojených státech se tato nová technologie příliš neujala, zakoupenou licenci však při své poválečné výstavbě úspěšně rozšířili Japonci. V roce 1961 již touto technologií provedla místní firma Seiko Kogyo více než 300 000 metrů těchto zvláštních pilot a pokračovala v intenzivním vývoji, který měl pro budoucnost této disciplíny klíčový význam. Předně zavedla vrtací soupravy s mohutným kroutícím momentem, takže byly schopné dosáhnout průměrů 60 cm a hloubek do 20 m s účinným promícháním. A dále v roce 1971 vyvinula pro aplikace podzemních stěn soupravu s multivrtací baterií, sestávající z paralelních dvou až tří vrtacích dřívků na jednom nosiči (obr. 3). Takto



Obr. 4: Švédská samohybná jednodřívková souprava vrtačky a připojeného pneumatického zásobníku vápna do těžkého terénu Linden-Alimak LPS-3 k provádění vápenných pilířů o průměru 0,5 m a hloubky do 10 m v roce 1977 (Linden-Alimak)

vzniklé vertikální lamelové prvky byly vzhledem k menšímu počtu dělicích spár výhodné i pro zřízení průběžných podzemních stěn. Byla také zavedena výztuž takových pažicích elementů z dodatečně zavibrovaných ocelových I-profilů. Pro metodu se ujal název „Soil-Mixed-Wall“ (SMW) a jen během prvních deseti let od jejího obchodního nasazení v roce 1976 byla úspěšně nasazena na více než tisícovce různých projektů. Uvedených prvotních zkušeností se chopil již v roce 1967 japonský Výzkumný institut přístavů (PHRI) a zahájil rozsáhlý výzkum využití této metody pro úpravy měkkých mořských zemín. Ovšem pochopitelně pro takové aplikace pod vodou „suchým“ postupem s dodáváním práškového vápna na břit nástroje. Vedoucími po dlouhá léta pracujícího vývojového týmu byli inženýři **T. Okumura** a **M. Terashi**. V roce 1974 byla již metoda průmyslově využívána firmou Fudo Construction na přístavních stavbách v měkkých mořských základových půdách nejen v Japonsku, ale i jinde v jihovýchodní Asii. Obdobný proces probíhal od roku 1967 souběžně ve Švédsku, kde ho osobně inicioval inženýr Kjeld Paulus z firmy Linden-Alimak AB – na podkladě svého pozorování původního soil-mixingu v USA. Švédové od počátku vsadili na „suchou“ metodu s nehašeným vápnem, která nejvíce vyhovovala jejich potřebám stabilizovat velmi měkké jíly v bažinatých oblastech. V roce 1974 zavedli pod vedením pozdějšího profesora **Bengt B. Bromse** ze švédského Geotechnického institutu metodu **vápenných pilířů** do praxe (obr. 4). Princip tohoto výrobního schématu se během následujících desetiletí v zásadě nezměnil, byť byl podstatně vylepšen pro dosažení vyšších parametrů.

V roce 1975 tak na konferenci v indickém Bangaloru uveřejnili japonští a švédští odborníci ke svému vzájemnému překvapení velmi podobné příspěvky. Jejich odlišné zacílení mělo ovšem logické důvody. Japonsko, jako hustě zalidněná země s pestrá geologií, bylo orientováno na intenzivní přestavbu válkou způsobeného poškození a zaozštění. Proto potřebovalo mohutné a výkonné stroje k výstavbě rozsáhlých

průmyslových, obytných a dopravních celků, navíc zejména v geotechnicky náročných pobřežních oblastech. Švédové byli zase zaměřeni, jako země málo osídlená, nedotčená válkou a převážně hornatá, na projekty rozvíjející většinou lineární stavby. Tam se nárazově střetávali s problémy plošně a hloubkově menšího rozsahu, např. tam, kde bylo třeba překročit území s výskytem měkkých jílovitých náplavů a rašelinových půd. Proto vystačili s jednodřívkovými a spíše snadno pohyblivými prováděcími soupravami. Z těchto podmínek se pak odvíjely tak odlišné cesty vývoje.

V Japonsku podnikly úspěchy další výzkumy modifikací použitých technologií. V roce 1975 ověřil PHRI „mokrou“ metodu s použitím cementové suspenze, z níž se během pěti let vyvinula řada dalších modifikací. Jednu z nich začal přidruženě vyvíjet i Výzkumný institut stavebnictví (PWRI) společně s Výzkumným institutem stavebních strojů. Další rozvoj zásadně podnítila v roce 1981 souhrnná zpráva o těchto nových metodách, kterou přednesl na konferenci ICSMFE ve Stockholmu americký prof. J. Mitchel. A zároveň ho akcelerovala všeobecně dosažená úroveň nabídky speciálních vysoce výkonných mechanismů pro zakládání, neboť robustní účinná míchání byl hlavním technologickým faktorem. Švédská firma Linden-Alimak AB během několika málo dalších let zavedla prakticky



Obr. 5: Souprava systému Colmix firmy Bachy s dvěma protiběžnými spirálovými vrtáky pro soil-mixing o výsledné tloušťce tělesa podle parametrů režimu od 410 do 875 mm nasazená v roce 1987 na sanaci násypu rychlodráhy TGV ve Francii (Bachy)



Obr. 6: Na stavbě Bang Saphan v Thajsku zvolila v roce 1992 firma Trevi pro dané podmínky písčitojilovitých náplavů „suchý“ způsob jednoduchého soil-mixingu metodou Trevi-Mix. Sloupy o průměru 100cm s hloubkami od 8 do 15,5 m prováděla upravená konvenční pilotovací souprava Soilmec RTS-3 s pevným rotačním stolem a křídlovým míchacím nástrojem (Trevi).

v celé Skandinávii svůj model „suchého“ technologického systému s jednoduchými soupravami. Ve Finsku z nich ale později vyvinuli pro potřebu větší poválečné výstavby svoji vlastní hybridní modifikaci, která dosahovala při průměru 80 cm hloubek přes 20 m.

Japonská úspěšná expanze do světa vyvrcholila v roce 1986 ustavením pobočky firmy Seiko Kogyo pro „mokrou“ metodu SMW ve Spojených státech. Získala zde velké projekty, jako například seismické zajištění přehrady Jackson Lake ve státě Wyoming v roce 1987. Zároveň se však již v té době začaly prosazovat se svými modifikacemi i první evropské a americké firmy. Na začátku 80. let vyvinula svůj „suchý“ systém s jediným spirálovým vrtákem britská firma Cementation. A v roce 1987 zavedla svůj



Obr. 8: Řetězová fréza typu FMI pro soil-mixing německé firmy Allcon na akci stabilizace železničního tělesa St. Wendel do hloubky 9 m při tloušťce 0,5 m v roce 2014 (Allcon Maschienbau GmbH)



Obr. 7: Šestidřívková vrtací a míchací baterie soupravy pro soil-mixing americké pobočky firmy Raito Kogyo na konci první dekády 21. století (Raito Kogyo Co. Inc.)

„mokrý“ systém „Colmix“ s baterií dvou až tří protiběžných spirálových vrtáků francouzská firma Bachy (obr. 5).

Během několikaletého období vyvinuly své verze soil-mixingu také další firmy, zejména evropské Keller, Rodio, Bauer a Trevi, ale také americká Geo-Con. Většina těchto firem začínala se strojním zařízením z jednoduchých, většinou upravených pilotovacích vrtných souprav s nástroji z jednoduchých míchacích křidel (obr. 6). V posledním desetiletí 20. století tyto firmy dohnaly vývojový náskok Japonců. Rozběhl se pak rozsáhlý a přitom také velmi spleťový vývoj různých

dalších verzí technologických systémů, které byly modifikovány podle odlišných konkrétních okolností místní potřeby. U systémů vertikální rotace byly vyzkoušeny různé druhy míchacích nástrojů a různé soupravy s multi-bateriemi vrtných dřívků nebo i s protiběžným mícháním křidel na jednom dřívku. Japonská firma Raito Kogyo dokázala na počátku 21. století zvýšit výrobní kapacitu metody používáním šestidřívkové vrtací baterie (obr. 7).

Od dosavadního konvenčního vertikálního systému míchání zeminy se na počátku 90. let odvinuly i nové technologie s využitím odlišného horizontálního principu rotace nástroje míchání. Tak se například pro určité homogenní základové podmínky osvědčily i technologické systémy, které pro aplikace podzemních stěn adaptovaly stroje **vertikálního řetězového rýhování**. V Japonsku byla v roce 1993 zvolena firmou Kogyo cesta svislé řetězové frézy označované TRD, zasouvané do předem připraveného velkopřůměrového vrtu. Tato zařízení byla po dalším vývoji schopna ve vhodné základové půdě dosáhnout až do hloubek 60 m. V Německu zase rozvíjeli od roku 1994 strojní zařízení známá z provádění rýh pro hloubkové horizontální drenáže, označovaná nyní pro soil-mixing FMI, s nimiž se pak dalo dosáhnout až do hloubek 25 m (obr. 8). Obdobné zařízení vyvinula v roce 2005 ve Francii firma



Obr. 9: Hydrofréza pro soil-mixing CMS na nosiči Bauer BG22 ve verzi s úpravami firmy Soletanche-Bachy pro elementy 2,4x0,5 m nebo 2,8x1,2 m v roce 2009 (Soletanche-Bachy)



Obr. 10: Ukázka vytěženého vzorku elementu soil-mixingu zhotoveného hydrofrézou typu CSM na zkušebním poli firmy Bauer v roce 2009 (Bauer Spezialtiefbau)

Soletanche Bachy s nizozemskou firmou Masterbroeke pod označením *Trenchmix*. Na začátku 21. století byla pro metodu soil-mixingu speciálně vyvinuta i technologie odvozená z metody těžby podzemních stěn na principu hydrofrézy, s horizontální osou řezných kol (10. část seriálu). Ponorný řezný agregát ovšem musel být adaptován tak, aby ho promíchaná zemina při vytahování obtékala a neustále vyplňovala rýhu. V roce 2004 představily dvě nejzkoušenější firmy v této oblasti Soletanche a Bauer svou společnou soupravu CSM (*Cutter Soil Mixer*), která byla následně úspěšně používána různými dodavateli po celém světě (obr. 9). Ve vhodných základových podmínkách našly výsledné materiálově úsporné a přiměřeně



Obr. 11: Souprava finské firmy Allu s frézovou míchací hlavicí na výložníku hydraulického rypadla při provádění „suché“ metody v roce 2011



Obr. 12: Souprava Soilmec SR-90 s dvojitým vrtákem systému Trevi-Jet při práci na zpevnění protipovodňové hráze v New Orleans v USA v roce 2009. Byly prováděny elementy ze sloupů o průměru 1,6 m do hloubky 24,4 m (Treviicos).

homogenní elementy všestranně využití (obr. 10), a to např. i pro aplikace dočasného pažení stavebních jam s použitím výztuže z datečně zavibrovaných ocelových prvků. Na vzdáleném obdobném principu frézování byl v Japonsku vyvinut technologický systém **mělkého soil-mixingu** s dvěma rotačními kuželovými hlavicemi na konci výložníku hydraulického rypadla. Hloubkový dosah byl sice relativně menší, ale daly se tak výhodně zřídit rozměrné deskovité bloky in-situ (obr. 11). Jiným vrcholem modifikace soil-mixingu byla u konvenční metody vertikální rotace její **kombinace s technologií tryskové injektáže**. Vysokotlaká injektáž pojiva vhodně umocnila účinnost promíchání k dosažení větších geometrických rozměrů a vyšší kvality prvků. Začali ji zkoušet Japonci v roce 1984 a roku 1992 ji tamní firma Fudo zavedla do praxe. V Evropě s ní poté začala experimentovat italská firma Rodio a po jejím úpadku převzala zkušenosti jiná italská firma Trevi. Ta postupně přes několik verzí uvedla metodu do provozu pod názvem *Trevi-Jet* (obr. 12). Ve své době byly různé inovativní varianty uvedených systémů vyzdvižovány jako ty univerzálně nejlepší, avšak výsledek vždy závisel na příležitosti metody k daným okolnostem. Především na vhodnosti dané zeminy účinně podléhat zvolenému postupu promíchání. Ve srovnání s metodou tryskové injektáže bylo od samého počátku atraktivní, že je takto možno dosahovat uniformnějších rozměrů prvků, vyšší homogenity jejich materiálu i vyšších průměrných pevností (obr. 13).

Velkou roli hraje u soil-mixingu také vyšší měrná produktivita na objem vytvořeného



Obr. 13: Porovnání tvarů odkopaných výsledných elementů z trojfázové tryskové injektáže (vlevo) a z kombinace soil-mixingu s tryskovou injektáží systémem Trevi-Jet (vpravo) na zkušebním poli pro rekonstrukci přehrady Tuttle Creek v Kansasu v USA v roce 2007 (Treviicos)

prvku při značné minimalizaci odpadu. Trvalým aspektem však zůstalo, že i na tuto disciplínu bylo obecně pohlíženo především jako na metodu hlubinného zlepšení základové půdy vytvářením elementů zpevněného prostředí spolupůsobících in-situ.

Tržní poptávka po zmíněných efektivních výhodách podnítila jejich pestré technologické nabídky na mnoha rozličných místech ve světě. Příkladem je třeba velký podíl na trhu speciálního zakládání v Polsku na počátku nového století. U nás však příliš velké uplatnění nenalezly vzhledem k převládajícímu výskytu hrubozrnné kvality prostředí v dané geologické situaci území. Prvně byla technologie soil-mixingu u nás použita při založení administrativního centra Titanium v Brně firmou Keller v roce 2008. Byly zde provedeny v písčité zemině jednoduchou soupravou a mokrou metodou sloupy o průměru 60 cm do hloubky 4 až 6 m.

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

The history of special foundation XVIII

In this part we follow history in the field of ground improvement by methods exploiting in more or less extend the grouting technique. We unwind continuously the line going from ground consolidation by classic or other grouting further through jet grouting as far as those more distant methods. Consecutively we reach to techniques which are related with grouting only partly. Now it is the method combining grouted binder together with simultaneous soil mixing so as to create secondary construction material. Description of this evolution nicely characterize overall surge of special foundation techniques in fifty years time on the edge of the last century, too.

NOVÝ PŘÍSTUP K BETONÁŽI HLUBINNÝCH ZÁKLADŮ

*Nedávno byla vydána již i v české tištěné formě **EFFC/DFI Příručka doporučeného postupu pro betonáž hlubinných základů licí rourou** [1]. Má přispět k řešení palčivého problému v oboru speciálního zakládání, který se objevil v první dekádě nového století. Jedná se o nečekaný a strmý nárůst poruch betonu hlubinných základových prvků po celém světě, ačkoli standardní metoda používání licí roury pro hlubinné základy nevykázala po předchozích padesát let zásadní nedostatky.*

Sama tato metoda je prakticky osvědčená pro betonáž pod vodou již sto třicet let [2]. Drastická fakta náhlého výskytu poruch na různých stavbách v různých zemích světa, a to i u prominentních firem oboru, však donutila profesní organizace k rychlé reakci. Bylo nutno vyhledat příčiny nezdaru a zavést nový systém opatření k zabránění jejich vzniku.

Tento dokument připravili v roce 2016 odborníci z uvedených mezinárodních organizací: **EFFC – Evropské federace dodavatelů zakládání** a také severoamerického **DFI – Institutu hlubinného zakládání**, který sdružuje i profesní účastníky z dalších kontinentů (obr. 1).

Vyhodnocení výskytu nehod

Typickým příkladem byly dramatické poruchy na stavbě amsterodamského metra v roce 2008, kde došlo dokonce k velkým průvalům podzemních stěn a k těžkému poškození historicky chráněných budov v sousedství [2]. Kromě přímých škod to samozřejmě vedlo k narušení procesu výstavby a následně i k obtížným soudním tahanicím. Při diskusích o těchto informacích na konferencích dodavatelů byly brzy identifikovány vzájemně podobné vzory poruch. Vynikajícím vodítkem zkoumání příčin bylo dlouhodobé sledování zámek lamel podzemních stěn v Nizozemsku. Za dvacet let sledování před rokem 2007 se tam nevyskytly žádné těžké průsaky na cca 2000 provedených zámčích lamel podzemních stěn. Od roku 2008 se tam však během



Obr. 1: Titulní strana publikace [1]

dvou let vyskytly na několika stavbách čtyři kritické průvaly stěn s těžkými následky, a to při celkovém množství 795 zámek. Z nich byla většina právě na amsterodamském metru. Dalším vodítkem byl i nárůst dokumentace poruch u méně často obnažovaných velko průměrových vrtaných pilot, kde nebylo posuzování vad ovlivněno žádnými zámky. Charakteristickými všeobecnými znaky byly nedostatečný průnik směsi armokoše a špatné obalení výztuže, dezintegrováná struktura betonu s příznaky jejího roztržení a odloučení vody (obr. 2, 3).

Při vyhodnocování příčin byl rychle nalezen rozdíl mezi původním obvyklým a předvídatelným chováním dříve používaných betonových směsí ve srovnání s mnohdy značně rozdílným chováním směsí používaných v poslední době. Shrnutí rozborů ukázalo již v roce 2011 na časovou souvislost výskytu těchto poruch s všeobecným přechodem na používání nových betonových směsí, zejména směsí **samozhutnitelných**. Ty se principálně lišily od předchozích, v podstatě tříložkových směsí – kamenivo + cement + voda. Obsah nových směsí, zaváděných od začátku století, byl sestavený z pěti složek s významným podílem jemných příměsí a chemických přísad. Odpovídaly tak na požadavky vyšších pevností betonu s nižším obsahem vody ve směsi, což vyžadovalo úpravu zpracovatelnosti plastifikátory. Z nich se na chování směsi obzvláště závažně uplatily různé druhy tzv. **superplastifikátorů**.

Tyto nové směsi byly vyvinuty v 80. letech v tehdy prudce průmyslově rostoucím Japonsku. Při stavebním boomeru a zvyšujících se požadavcích na pevnosti betonů tam zjistili náhlý pokles jejich kvality. Důvod byl nalezen v prohlubujícím se nedostatku kvalifikovaných betonářů, kteří by věnovali patřičnou péči klíčové operaci vibračního zhuťování betonu v obzvláště složitých konstrukcích. Velké korporace proto v roce 1983 rychle rozhodly o zadání vývoje **samozhutnitelných betonů** a o pět let později byl uveden první prototyp na trh. Během jednoho desetiletí tam pak byly tyto betony hromadně využívány na mnoha stavbách, zejména mostů a tunelů. Koncem devadesátých let pronikly i do Evropy a potom se v průběhu další dekády rozšířily po celém světě [2].

Postupně bylo zaznamenáváno, že nové betonové směsi vykazovaly v čerstvém stavu do té doby neobvyklé reologické proměny. Ty pak měly v průběhu jejich zabudování do podzemí, ve specifických okolních podmínkách hlubokého horninového prostředí, za následek nedostatky v kvalitě hotového betonu. Z těchto zvláštních podmínek je potřeba vytknout zejména, že se jedná o práce:

- s geologickým materiálem prostředí základové půdy v dynamických geotechnických podmínkách dočasně zajištěné stěny vytěženého prostoru;
- bez vizuální kontroly v hlubině – tedy „naslepo“;
- v časovém tlaku současných rizik nestability rýhy a tuhnutí betonu.

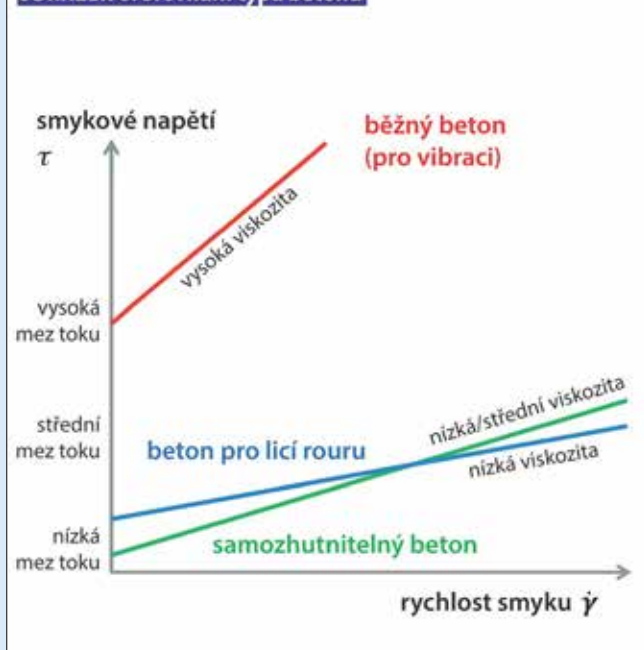


Obr. 2: Ukázka defektu vrtané piloty – zcela nedostatečně vyplněný prostor uvnitř, kolem a vně za výztuží betonovou směsí se špatnou reologií (internet)



Obr. 3: Ukázka imperfekce podzemní stěny – matracovitý vzor povrchu betonu zapříčiněný nedostatečným průnikem směsi přes armokoš a špatným obalením prutů výztuže (archiv autora)

OBRÁZEK 6: Srovnání typů betonu



Obr. 4: Znázornění kvalitativního porovnání napětí na mezi toku a viskozity mezi různými typy betonu, určenými pro různá použití [1]

Jednoduše řečeno, moderní sofistikované směsi navrhované pro požadavky betonáže do nadzemního bednění prostě mnohdy nevyhovovaly potřebám pro betonáž hlubinných základů. Pro tento obor stavebnictví bylo nutno doporučit zvláště upřesněné předpisy.

Přehled věcného obsahu příručky

Příručka shrnuje a sjednocuje názory kolektivu řešitelů, sestaveného z předních světových odborníků oboru, včetně dvou vysoce uznávaných vědeckých pracovišť – **Technické univerzity Mnichov a Univerzity vědy a techniky Missouri**, na podkladě studií, experimentů a zkoušek provedených

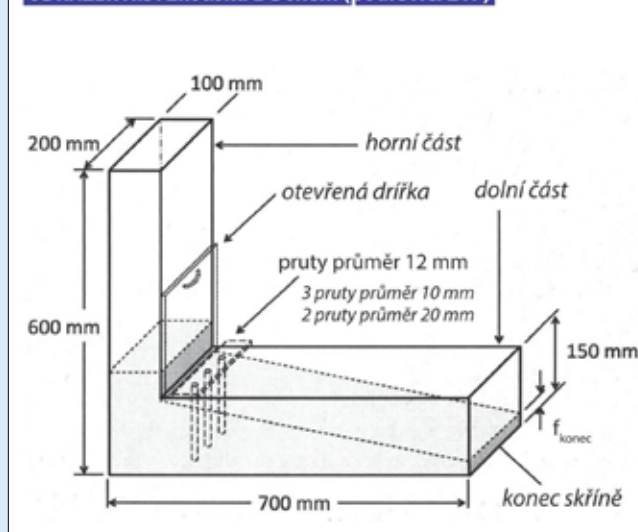
k tomuto úkolu. Jejím hlavním cílem je poskytnout návod k využívání charakteristik čerstvého betonu pro danou metodu jeho ukládání licí rourou tak, aby bylo zajištěno vytvoření vysoce kvalitního konstrukčního prvku. Toho může být dosaženo jen spojeným úsilím dodavatelů speciálního zakládání, projektantů a dodavatelů betonu. Všeobecně je to osvětleno v **1. kapitole** příručky. Při řešení bylo proto zřejmé, že je nezbytné zahrnout i širší souvislosti, jako jsou upřesnění rolí jednotlivých účastníků výstavbového procesu, revize technologických aspektů v projektu konstrukce a zadávacích podmínek pro výrobu a dodávku betonové směsi. Všichni partneři se musí soustředit na technické podmínky zajišťující uplatnění požadovaných vlastností toku směsi, okolnosti postupu betonáže a zejména pak na kontrolu přijatelnosti jejích parametrů v průběhu celého procesu.

Předpoklady návrhu mající vliv na tečení betonu jsou pojednány v **2. kapitole** příručky. Zvláště pro projektanty je v této záležitosti podstatná **Příloha F**, která podrobně rozebírá a doporučuje uvážení konstrukčních detailů v projektech, jako jsou například krytí výztuže, volný prostup mezi pruty

výztuže a umístění různých průchodů nebo vložených dílů.

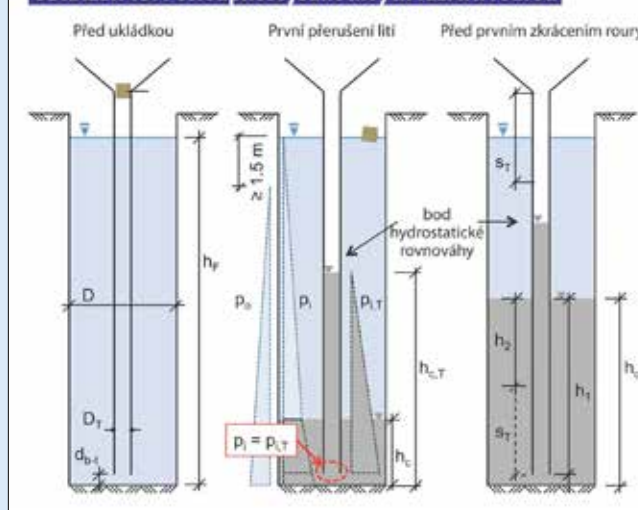
Ústředním bodem úkolu bylo popsat zatím nedostatečně známý fenomén reologie u nově zavedených betonových směsí a určit parametry jeho řízení i způsoby kontroly. Zabývá se jím **3. kapitola**. Návrh potřebné reologie směsi s patřičnou robustností pro obtékání překážek i stabilitou těchto vlastností po celou dobu jejího zabudování byl fundamentální otázkou. Směs je nutno považovat za tixotropní látku s plastickou viskozitou Binghamových kapalin. Její reologie je komplexním jevem a k jejímu správnému nastavení je zejména potřeba určit napětí na mezi toku a plastickou viskozitu. Jak je patrné z grafu na obr. 4, podléhají betony pro ukládání licími rourami do hlubinných základů poněkud odlišným požadavkům než příbuzné samozhutnitelné betony pro konvenční konstrukce.

OBRÁZEK A.3: Zkouška L-Boxem (podle ACI Z17)



Obr. 5: Nákres přístroje pro zkoušku zpracovatelnosti čerstvého betonu L-boxem [1]

OBRÁZEK 13: Posloupnost jednotlivých fází lití rourou



Obr. 6: Schéma betonáže licí rourou [1]



Obr. 7: Porucha na lamelě č. 22 v hloubce 16 m, šachty Whitechapel z podzemních stěn na stavbě podzemní dráhy Crossrail ve Velké Británii v roce 2016 [5]

Ve **4. kapitole** je probrán návrh čerstvého betonu. Betonáž licí rourou tedy vyžaduje nízkou viskozitu pro dobrou schopnost vyplňování členitého prostoru a zároveň relativně vyšší kohezi neboli mez toku pro nerušené odsouvání pažicí suspenze. Na to těsně navazuje i požadavek stability směsi proti roztřídnění a proti odlučování vody. Těmito charakteristikami se příručka hlouběji zabývá a upozorňuje na souvislosti vztahující se ke správnému návrhu směsi. Probírá vstupní materiály a jejich dávkování.

V související **Příloze C** je doporučena koncepce pro správné používání důležitých přísad do betonu. Aktuálně je však třeba upozornit na zcela nový problém kontaminace popílků následně po zavedení ekologických regulací EU pro čištění uhelných spalin přidáváním amoniaku od roku 2016 [4]. Důsledkem bude jejich omezená vhodnost pro použití do betonu, a tedy nouze o takovéto přísady. Příručka na tuto čerstvou skutečnost ve svém 1. vydání ještě nereaguje.

V **5. kapitole** jsou uvedena doporučení pro výrobu a zkoušení betonu. Je zde pojednán vliv času a řízení kvality procesu výroby zejména s ohledem na zpracovatelnost čerstvého betonu. Při doporučení systému zkoušek se vyšlo ze zjištění, že existující staveništní zkoušky pro určení jeho zpracovatelnosti selhávaly, jelikož se nevyvinuly stejně rychlým tempem jako užívání nových směsí.

V **Příloze A** je uvedeno množství zkušebních metod čerstvého betonu. Pokouší se řešit velký problém nedostatečnosti dosavadních běžných kontrolních zkoušek zpracovatelnosti směsi na staveništi při předpokladu nadcházejících možných potíží. Zde je potřeba upozornit na doporučení nových kontrolních zkoušek, které se zatím průkopnický používaly v některých zemích, jako jsou například Austrálie, Německo, Velká Británie nebo Rakousko. Vzhledem k tomu, že nebyly doposud nalezeny praktické postupy odpovídající přímým laboratorním měřením reologických parametrů, doporučuje se ve staveništních podmínkách rozšíření a doplnění zkoušek stávajícího vizuálního typu. Z nich se jeví nejdůležitější **L-box zkouška**, již využívaná pro samozhutitelné směsi, která lépe určuje zpracovatelnost včetně stability (obr. 5). Avšak potřebné je užívání i dalších zkoušek roztřídování směsi, odlučování vody, stability atd.

Příloha B představuje úvodní doporučení pro kontrolní kritéria u vybraných zkušebních metod i typický plán zkoušek. V tomto případě se předpokládá následné upřesnění uvedených kritérií po dokončení všech dosud probíhajících výzkumů z konce roku 2017. Bude to uvedeno ve 2. vydání příručky.

6. kapitola se zabývá na šesti stranách velmi podrobně prováděním technologie

betonáže licí rourou. Probírá přípravu před betonáží, detaily způsobu osazení kolon licích rour a manipulace s nimi v průběhu procesu betonáže (obr. 6). Osvětluje systémy tečení betonu a obtékání překážek. Upozorňuje, že schémata toku betonové směsi v podmínkách hlubinných základů nejsou stále dokonale vyjasněna a jejich výzkum ještě pokračuje.

Kapitola 7. se dotýká poměrně stručně velmi důležitých poloprovozních zkoušek a **kapitola 8.** se věnuje kontrole kvality provedených prací. V **Příloze D** je k tomu uveden přehled doporučených zkoušek hotových prvků. Velmi přínosná je u tohoto tématu **příloha E**, která se nově zabývá interpretací imperfekcí zhotoveného betonu. Jsou zde návody, jak rozlišovat a interpretovat anomálie nebo imperfekce, které nevyhnutelně při betonáži hluboko do horninového prostředí pod zemí vznikají. Nejčastěji se jedná o anomálie v betonu, povrchové kanálky vzniklé po odlučování vody nebo matracový vzor na povrchu prvku při nedokonalém obtékání výztuže. Jde o to určit, kdy jsou takové imperfekce pro funkci základového prvku akceptovatelné a kdy již jde o defekty.

V nedávné době byl již zaznamenán čerstvý vzorový příklad využití doporučených přístupů řešení problému v praxi na stavbě podzemní dráhy Crossrail ve Velké Británii. Jednalo se o šachtu Whitechapel z podzemních stěn o hloubce 32 m. Při odtězování zeminy uvnitř šachty byla objevena porucha na lamelě č. 22 a inkluze nečistot v zámku v hl. 16 m (obr. 7). Oprava defektu byla transparentně projednána mezi účastníky a vše bylo zveřejněno [5].

V závěru příručky jsou uvedeny hojné **Odkazy** na různé mezinárodní předpisy, normy příručky a ostatní publikace.

Používání příručky

Příručka je zamýšlena jako praktická pomůcka k existujícím normám pro všechny účastníky výstavby. Nemá být náhradou těchto norem, ale jejich podrobnějším doplněním. Po nezbytném období testování nyní doporučených řešení je bude později možno vložit i do všeobecných standardů. Zatím je nanejvýš vhodné a potřebné při všech pracích dotčených touto metodou přihlížet k doporučeným postupům, aby se zabránilo opakování nebo výskytu výše zmíněných poruch. V tuzemsku má obor speciálního zakládání historicky úzkou sounáležitost s naší tradicí vysoké průmyslové úrovně. I dnes je obor stále v úzkém kontaktu s vývojem světové špičky. Proto má uvedená příručka velký význam pro naše stavebnictví a pro zvyšování úrovně jeho kvality.

Překlad do češtiny zajistila Asociace dodavatelů speciálního zakládání staveb (ADSZS),

kteřá pro účinné zavedení užívání této technické pomůcky vyjednala tištěné vydání a distribuci ke všem účastníkům výstavby prostřednictvím programu PROFESIS – ČKAIT. V elektronické verzi je tento dokument volně přístupný na webu ADSZS (www.adszs.cz).

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

Literatura:

1. Kolektiv. EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations, EFFC/DFI, 2016; (ke stažení na https://www.effc.org/content/uploads/2016/02/EFFC_Tremie_Concrete_Guide_Final.pdf) české vydání: Kolektiv autorů Pracovní skupiny pro betonáž ve spolupráci s EFFC/DFI. EFFC/DFI Příručka doporučeného postupu pro betonáž hlubinných základů licí rourou. IC ČKAIT, 2017. (ke stažení na <http://www.adszs.cz/Dokumenty/Prirucka%20pro%20betonaz.pdf>)
2. ŘIČICA, J. Technologické poruchy podzemních stěn, Časopis Zakládání, č. 3, 2010.
3. ŘIČICA, J. Historie speciálního zakládání staveb, část 10 a 11, Časopis Zakládání, č. 4, 2013 a č. 1, 2016.
4. ŠTEVULA, M. Úvodník, Beton, č. 2, 2017.
5. D'ALESSIO, Pierre, Andrew TAYLOR. Overcoming inclusions within diaphragm walls at Cambridge Heath Shaft Whitechapel. ICE Publishing, 2016.

Learninglegacy.crossrail.co.uk [online]. © Crossrail Ltd 2018 Dostupné z: <http://learninglegacy.crossrail.co.uk/documents/overcoming-inclusions-within-diaphragm-walls-cambridge-heath-shaft-whitechapel>

New approach to tremie concrete for deep foundations

Recently there has been published the version of "EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations" even in the Czech language. The document was prepared by experts from the referred international organisations of European Federation of Foundation Contractors and Deep Foundation Institute, the latter comprising also professional participants from other continents. It assists to solve the pressing problem in foundation engineering which occurred in first decade of new century. Unexpected and steep increase of defects in concrete of deep foundation elements surfaced throughout the whole world although the standard method of tremie pipe casting of deep foundations did not show basic inefficiency in last fifty years.

ZALOŽENÍ PŘÍBŘEŽNÍCH VĚTRNÝCH ELEKTRÁREN NA TZV. PODTLAKOVÝCH KESONECH

Na jihozápadě Koreje byla na konci roku 2016 postavena příbřežní větrná elektrárna založená na trojnohém základu z tzv. podtlakových kesonů. Jedná se o první realizaci takto založeného pilíře větrné elektrárny v Asii. Projekt podtlakových kesonů byl navržen na základě nejmodernějších 3D výpočtových postupů. Závěry z realizace potvrzují, že systém založení na podtlakových kesonech výrazně redukuje časovou i finanční náročnost výstavby. Ve vhodných základových poměrech lze očekávat rychlé rozšíření tohoto způsobu založení offshore větrných elektráren nejen v Koreji, ale po celém světě.

První inovativní trvalé podvodní základové systémy využívající tzv. podtlakové kesony (suction buckets) pro stavby na moři instalovaly geotechnické firmy již počátkem 80. let minulého století. Tento základový systém byl úspěšně použit na řadě různých typů příbřežních staveb v široké škále základových poměrů. Podtlakové kesony mají ve srovnání s konvenčními podvodními základovými systémy řadu výhod. Nejvýznamnějšími výhodami je jejich snadná a rychlá instalace, velká únosnost, nízká hlučnost při výstavbě a snadná obnovitelnost. Při jejich výstavbě se využívá podtlak vznikající čerpáním vody z kesonu pomocí sacího čerpadla připojeného na horní konec kesonu. Tím dochází k zatlačování kesonu do podloží jeho vlastní vahou a tlakem okolní vody. Tímto účinným způsobem lze do mořského dna zapouštět kesony velkého průměru, což eliminuje použití velkého počtu pilot menšího průměru.

Korea je jednou ze zemí, kde k neekonomičtějším a nejspolehlivějším obnovitelným zdrojům energie patří energie z větrných elektráren, zejména pozemních. Jejich dalšímu rozšiřování ovšem brání řada omezení, zejména nedostatek vhodných míst s ohledem na hluk a poškozování životního prostředí. Proto se kvůli jejich vysokému energetickému potenciálu a možnosti snadného rozšíření stávají stále atraktivnějšími offshore větrné elektrárny stavěné v pobřežních vodách podél mořského pobřeží.

Korejská vláda zveřejnila v listopadu 2011 akční plán rozvoje příbřežních větrných elektráren, podle kterého by se Korea měla stát jednou ze tří zemí na světě s jejich největším počtem. Korejský výzkumný ústav pro elektrickou energii (KEPRI) je hlavním výzkumným centrem Korejské energetické správy (KEPCO) provádějícím výzkum a vývoj v oblasti energetických zdrojů, výroby elektrické energie a obnovitelných zdrojů energií. KEPRI zajišťuje pro KEPCO podporu nutnou pro

krátkodobé potřeby i dlouhodobý rozvoj energetického průmyslu v oblasti know-how a kvalifikovaných lidských zdrojů. Finanční podporu všech projektů, ke kterým patří i projekt zakládání offshore větrných elektráren na podtlakových kesonech, zajišťují fondy programu nových a obnovitelných energetických zdrojů korejského institutu energetických technologií, který založila korejská vláda spolu s ministerstvem obchodu průmyslu a energetiky.

Výzkumný úkol zakládání offshore větrných elektráren na podtlakových kesonech zahrnuje tři fáze: pilotní, předváděcí a provozní. V běhu je pilotní fáze, jejíž součástí byla výstavba příbřežní větrné turbíny, na které se podílel KEPRI a společnost Advanced Construction Technology, Inc. (ADVACT). Větrná turbína o výkonu 3 MW, postavená v období 12/2014–10/2016, má výšku 80 m nad mořskou hladinou, je cca 200 m od pobřeží v místě s hloubkou vody cca 10 m. Délka každé lopatky vrtule je 48 m.



Umístování a instalace základů podtlakových kesonů

Základ z podtlakových kesonů

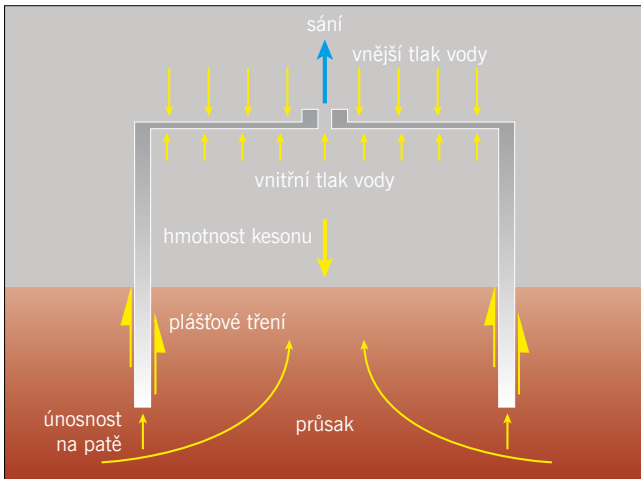
Podtlakové kesony byly jako základová konstrukce vybrány hlavně pro jejich výhody ve srovnání s konvenčními podvodními základovými systémy: jednoduchost, účinnost a šetrnost k životnímu prostředí. Z technických důvodů byly tyto základy vybrány kvůli lepšímu přenosu vnějších zatížení na převážně osovou sílu a zatížení v tlaku na zhlaví podtlakových kesonů. Ve výpočtech bylo zvaženo rozložení všech působících zatížení

(tj. vertikálních a horizontálních sil, klopného a kroutícího momentu) do odpovídajících vertikálních a horizontálních zatížení působících na každý keson. Byly zváženy všechny kombinace zatížení a jejich směry působení, ze kterých byla při konečném návrhu podtlakových kesonů použita nejméně příznivá kombinace zatížení. Konečný základ sestával ze tří podtlakových kesonů průměru 6 m a délky 12 m.

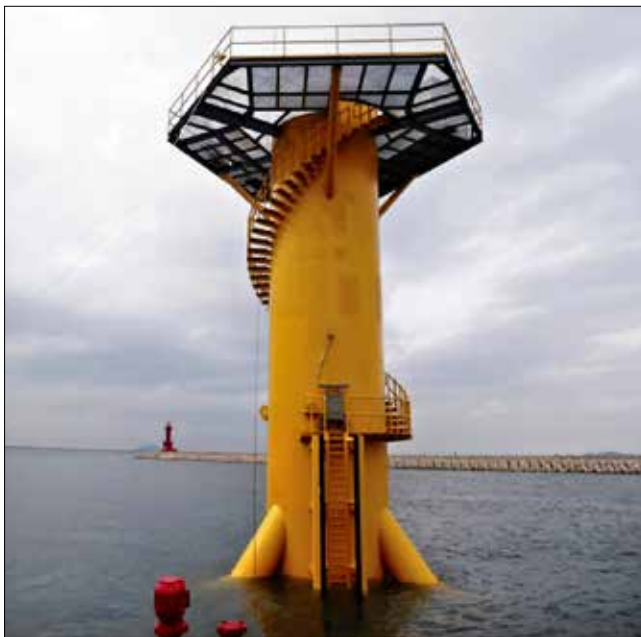
Princip instalace

Principem instalace je vytvoření podtlaku uvnitř kesonu čerpáním vody výkonným čerpadlem připojeným ke zhlaví kesonu. Během zapouštění se čerpáním vody snižuje tlak vody uvnitř kesonu, což vyvolává hnací sílu, která spolu s tlakem okolní vody zatlačuje keson do mořského dna. Výkon čerpadla musí být větší, než je množství vody prosakující do kesonu jejím nasáváním z okolí. Pokud je tlačná síla vyvolaná podtlakem dostatečně velká, aby překonala pevnost zeminy, keson proniká do dna do té doby, než dojde k vyrovnání tlačné síly a pevnosti zeminy. Při zapouštění kesonu se postupuje po jednotlivých krocích, při kterých se postupně čerpáním vody zvyšuje podtlak uvnitř kesonu. Pokaždé, když dojde k vyrovnání tlačné síly a smykové pevnosti zeminy a postup kesonu se zastaví, musí se zvýšit množství čerpané vody, aby došlo ke zvýšení podtlaku uvnitř kesonu a tlačná síla překonala pevnost zeminy.

Takto se postupuje až do dosažení projektem požadované hloubky zapuštění kesonu. Jednotlivé dílčí kroky při zvyšování podtlaku musí být projektem pečlivě stanoveny tak, aby vzniklý podtlak umožnil zapouštění kesonu a zároveň nedošlo k prolomení dna a ztrátě pevnosti zeminy uvnitř kesonu vztlakem vody nasávané z okolí. Projektant musí navrhnout potřebný poměr průměru a délky kesonu v závislosti na základových poměrech, aby bylo možné dosáhnout potřebné



Způsob instalace podtlakových kesonů

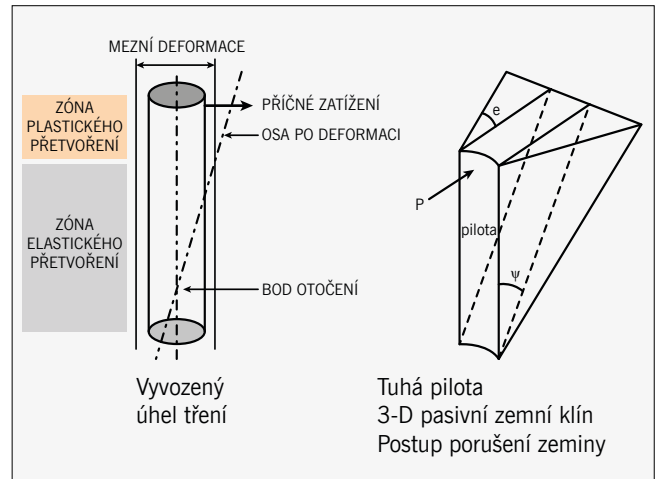


Podtlakové kesony a spodní konstrukce stožáru turbíny

hloubky zapuštění do dna. Pevnost zeminy odpovídající zapouštění kesonu určuje dolní hranici potřebného podtlaku. Pokud je podtlak nižší než pevnosti zeminy, je tlačná síla menší a nedojde k zatlačení kesonu. Opačně, hodnota pevnosti zeminy uvnitř kesonu určuje horní hranici podtlaku. Tzn., že příliš velký podtlak by porušil zeminu uvnitř kesonu a rozvolněná zemina by zaplnila jeho vnitřek, což by zabránilo dosažení potřebné



Vztyčování stožáru větrné turbíny



Způsob porušení zeminy při horizontálním zatížení

hloubky zapuštění a instalace kesonu by nebyla dokončena.

Výpočet únosnosti základu

Při výpočtu únosnosti základu z podtlakových kesonů v **tlaku** se musí uvažovat tři oddělené zatěžovací podmínky (vertikální, horizontální a šikmé zatížení) a jejich kombinace. Projektant musí stanovit únosnost ve **vertikálním tlaku** založenou na konvenčních teoriích

únosnosti velkopřůměrových trubních pilot s otevřeným koncem (open-ended piles). Stanovení **horizontální únosnosti** podtlakového kesonu probíhá podle postupů speciálně vyvinutých pro piloty velmi velkého průměru, při kterých se posuzují:

- 3D klín porušené zeminy,
- vývoj obvodového namáhání na povrchu kesonu,
- změny normálového napětí zeminy okolo obvodu kesonu,
- postupný přechod normálového napětí z klidového stavu k plně pasivnímu stavu.

Velikost normálového napětí zeminy během přechodu z klidového do pasivního stavu závisí na místě rotace podtlakového kesonu a hloubce, ve které je napětí počítáno. Tato metoda poskytuje výrazné vylepšení návrhu podtlakových kesonů ve srovnání s konvenčním 2D přístupem a může přesněji stanovit únosnost pilot o velmi velkém průměru. Pro stanovení únosnosti **při šikmém zatížení** se používá metoda obálky porušení definovaná kombinovanými vnějšími zatěžovacími podmínkami, které způsobují porušení zeminy v okolí podtlakového kesonu. Vnější zatěžovací podmínky jsou dány buď vertikálním a horizontálním (V-H) zatížením, anebo vertikálním, horizontálním zatížením spolu s kroutícím momentem (V-H-M) v závislosti na povaze vrchní stavby. Typicky se buď experimentálně, anebo analyticky navrhne poruchová obálka definující horní hranici



Osazení rotoru

únosnosti podtlakového kesonu při daných podmínkách kombinovaného zatížení.

Výpočet **únosnosti v tahu** však vyžaduje uvažovat s třemi odlišnými mechanismy porušení:

1. vytažení samotného kesonu;
2. vytažení kesonu se zeminou, která je uvnitř;
3. překlopení kesonu a okolní zeminy při porušení pevnosti zeminy vně kesonu, podobně jako u plošného základu.

Vytažení samotného kesonu je hlavním mechanismem porušení podtlakových kesonů velkého průměru v zeminách s nízkou pevností, kdežto vytažení kesonu se zeminou uvnitř je dominantním typem porušení u kesonů menšího průměru v zemině s vysokou pevností. Jako finální únosnost kesonu v tahu se volí ta nejnižší ze všech tří výše uvedených možností porušení.

Pro danou příbřežní větrnou turbínu byl projekt založen včetně dynamických analýz navržen s využitím komplexní integrované analýzy zatížení. Navíc byla po dokončení turbíny měřena její přirozená frekvence. Návrhový rozsah přirozené frekvence turbíny byl od 0,285 Hz do 0,332 Hz. Projektem stanovené a změřené frekvence spadají do návrhového rozsahu, což znamená, že u turbíny nehrozí vznik potenciální rezonance vyvolané vnějšími zatíženími.

Výstavba a kompletace elektrárny

Všechny díly spodní stavby větrné turbíny včetně trojnožky z podtlakových kesonů byly vyrobeny na pevnině a po sestavení byly převezeny do nejbližšího přístavu. Plovoucí věžový jeřáb díly o hmotnosti 500 tun pomalu převezl na určené stavenišť. Po konečném



Dokončená větrná turbína

ustavení mohl začít postup instalace spodní části větrné turbíny. Nejprve se podtlakové kesony zabořily do dna vlastní vahou na hloubku asi 3,0 m. Na staveništi tvoří podloží souvrství, ve kterém se střídají písčité a jílovité vrstvy. Poté se postupně zvyšoval sací tlak uvnitř kesonů, dokud nebyla

dosažena požadovaná hloubka vetknutí. Velikost spodní i horní hranice sacího tlaku byly stanoveny na základě výpočtových řešení vyvinutých spoluautory článku Bangem a Cho a mezní sací tlaky se plynule aktualizovaly podle toho, jak se podtlakový keson zabořoval do dna. Při zatěžování byl pečlivě monitorován sací tlak, takže trojnožka podtlakových kesonů byla úspěšně instalována do požadované hloubky za použití sacích tlaků stanovených projektem, aniž by došlo ke zdvihu zeminy uvnitř kesonů.

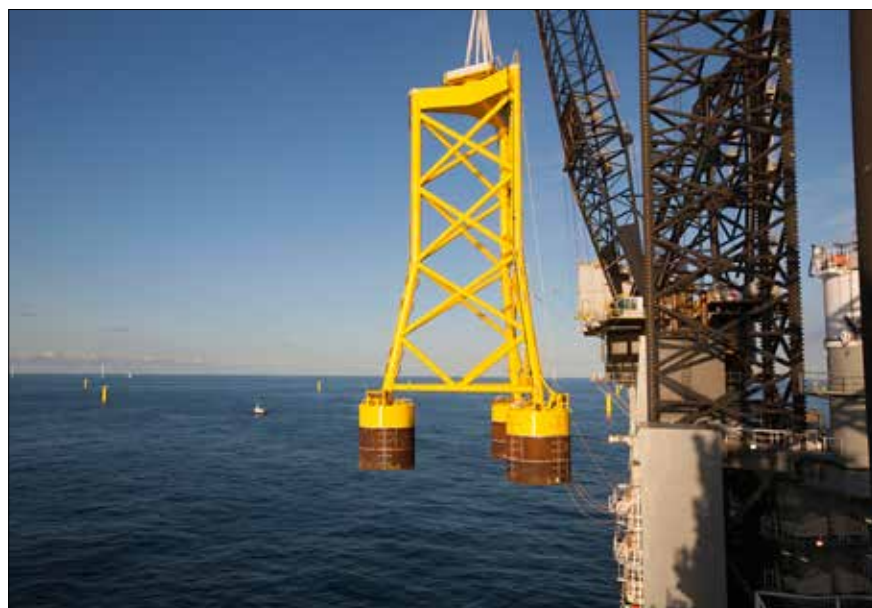
S pouhým použitím sacích čerpadel připojených ke zhlaví kesonů byla spodní část větrné turbíny úspěšně zapuštěna během přibližně 10 hodin. Použitím podtlakových kesonů jako základového systému větrné elektrárny byl čas instalace významně zkrácen, zvláště ve srovnání s konvenčním systémem zakládání příbřežní větrné elektrárny (typický čas je okolo 30 dnů). Výsledná úspora se odhaduje na cca 1,5 mil. USD.

Pro výstavbu podtlakových kesonů byl vyvinut speciální monitorovací program zahrnující měření tlaku vody uvnitř a vně každého kesonu, hloubku vniku do podloží a sklon kesonu. Všechny údaje byly zobrazovány a zaznamenávány on-line. Elektrické měřiče hladiny vody byly umístěny blízko horního konce kesonů uvnitř a vně přibližně ve stejné výšce. Průnik kesonu se měřil echolotem, který byl doplněn měřidly na vnějších površích kesonů. Úklon kesonů se měřil během zapouštění dvoucestnými sklonoměry, které byly připevněny ve středu konstrukce. Takto bylo možné sledovat sklon konstrukce trojnožky základu ve všech směrech. Po dokončení instalace základu nepřekročila odchylka od svislice 0,1 stupně. Následně byly přimontovány jednotlivé části svrchní konstrukce ve třech etapách: nejprve věž, dále gondola elektrárny a nakonec listy vrtule.

Článek „Tri-Pod Suction Buckets for Offshore Wind Turbine Foundation“ z časopisu Deep Foundation, NOV/DEC 2017 kolektivu autorů přeložil a upravil **RNDr. Ivan Beneš**.

Tri-Pod Suction Buckets for Offshore Wind Turbine Foundation.

In Southwestern Korea, a first offshore wind power plant in Asia was built, founded on a tri-pod suction buckets foundation. The design of suction buckets has been designed based on state-of-the-art 3D computing procedures. Conclusions from the realization confirm that the tri-pod suction buckets foundation significantly reduces the construction time and financial demands of construction.



Historicky první větrná elektrárna založená na tzv. podtlakových kesonech byla spuštěna v rámci pilotního projektu na dno Severního moře ve větrné farmě Borkum Riffgrund 1



PŘESTAVBA JEZU VRATISLAV I A REKONSTRUKCE NÁBŘEŽNÍCH ZDÍ V RÁMCI MODERNIZACE VRATISLAVSKÉHO VODNÍHO UZLU V POLSKU, ČÁST I.

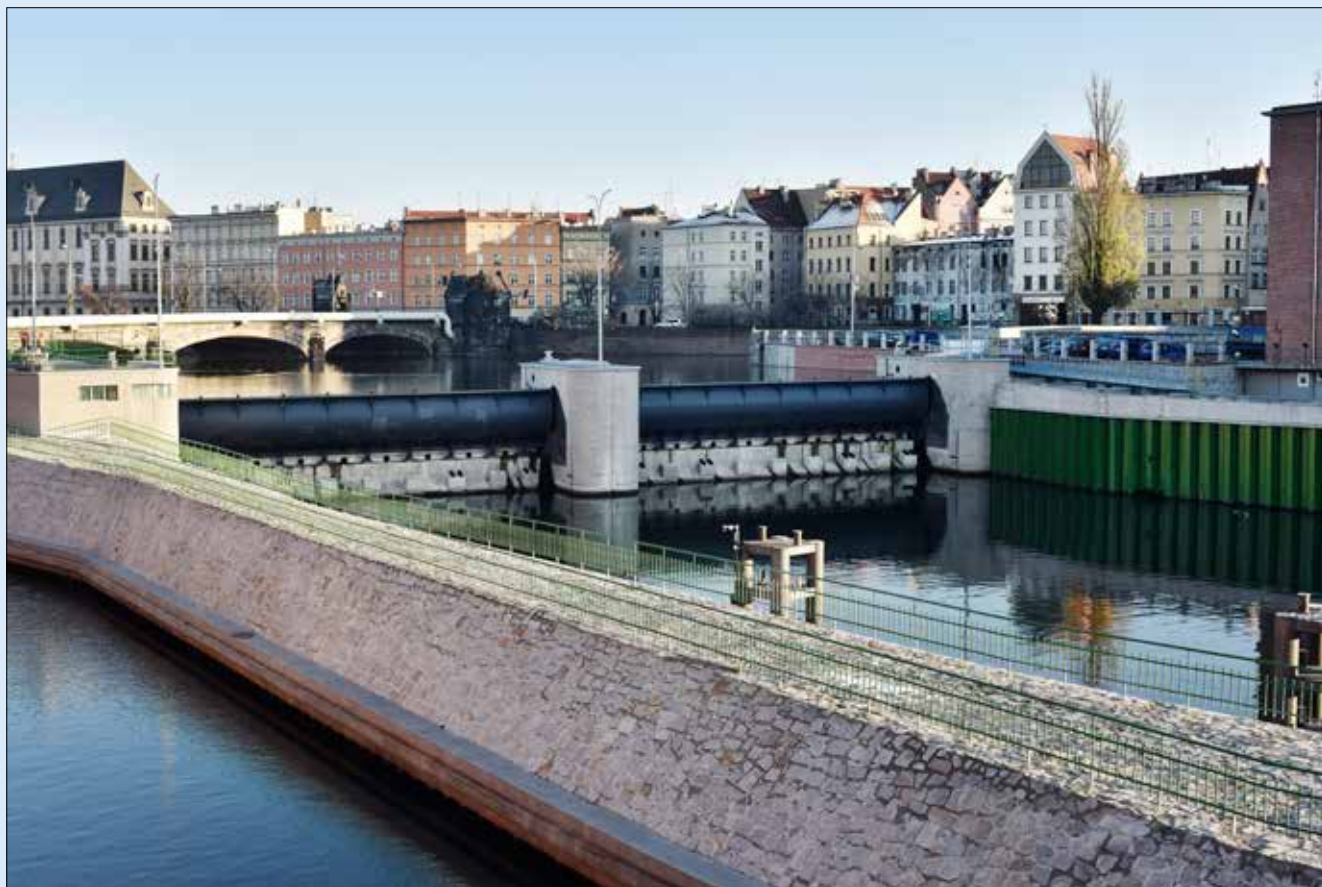
V rámci projektu protipovodňové ochrany povodí Odry a modernizace Vratislavského vodního uzlu (VVU) bylo třeba zcela přestavět původní jez Vratislav I, který se nachází na tzv. Jižní Odře v samotném centru Vratislavi. Nový jez je dvoupolový, sklopný, hydraulicky ovládaný. Projekt přestavby jezu zahrnoval i výstavbu nového rybiho přechodu zcela výjimečné délky přes 180 m s 38 komorami. V rámci modernizace celého Vratislavského uzlu byly provedeny rovněž komplexní opravy dvou porušených nábrežních zdí přiléhajících k jezu Vratislav I a také oprava zdí na nedalekém ostrově Piasek. Na výše popsaných projektech se podílela společnost Zakládání staveb, a. s., (PL) zpočátku jako partner v Joint Venture firmě se společností Hydrobudowa Gdańsk S. A. a od poloviny provádění stavebních prací již jako jediný dodavatel. Vzhledem k rozsahu celého kontraktu představíme výše uvedené práce ve dvou částech, v této první části popíšeme výstavbu nového jezu a rybiho přechodu, v druhé následující pak rekonstrukci tří nábrežních zdí.

Historické souvislosti

Povodně v roce 1997 a 2010 ukázaly, že stávající systém protipovodňové ochrany povodí Odry je nedostatečný. Během povodně v roce 1997 překročila povodňová vlna dosud nejvyšší úroveň dřívější zaznamenané povodně o 2–3 metry! Průtok vody v Odře v blízkosti Wodzisławu a Ratiboře činil téměř 3500 m³/s, přičemž propustnost celého systému tehdy činila 2200 m³/s. Škody, nemluvě

o 56 smrtelných obětech, byly vyčísleny na více než 12 mld. zlotých. Následující povodeň v roce 2010 dosáhla průtoku kolem 2100 m³/s, což představovalo mezní zatížení systému protipovodňové ochrany povodí Odry. A přestože průtok nedosáhl limitních 2200 m³/s, došlo k protřžení protipovodňové hráze v jedné z vratislavských čtvrtí. Již po událostech z roku 1997 byl vypracován dokument s názvem „Studie proveditelnosti

suché protipovodňové nádrže Racibórz Dolny“ v rámci modernizace Vratislavského vodního uzlu (VVU). V této studii se konstatovalo, že stavba samotné nádrže Racibórz, u stejnojmenného města, ležícího od Vratislavi proti proudu Odry, nezajistí protipovodňovou ochranu Vratislavi a dalších sousedních obcí. Byly proto stanoveny parametry, jakých musí moderní VVU dosahovat, aby zajistil ochranu před možnou budoucí povodní podobnou té z roku



Nový jez s dvěma jezovými poli

1997. Jedním z významných úkolů tohoto projektu byla nutnost zásadní přestavby jezu Vratislav I, i vzhledem k jeho strategické poloze v centru starého města. Starý jez byl tedy určen ke kompletní demolici a zcela nový dvou-polový sklopný klapkový jez včetně rybiho přechodu měl být vybudován o několik desítek metrů dále po proudu.

Projekt protipovodňové ochrany povodí Odry

Projekt protipovodňové ochrany povodí Odry byl od počátku realizován s významnou pomocí mezinárodních finančních institucí, poskytujících nejen peníze, ale také znalosti a technickou podporu potřebnou v oblasti realizace takovýchto rozsáhlých hydrotechnických projektů. V letech 2002–2005 probíhaly práce na definování a rozpracování projektu. Mimo jiné byla zpracována a vyhodnocena studie proveditelnosti. Byly také zahájeny první projektové práce. Po delších jednáních vláda Polské republiky v roce 2007 nakonec podepsala s Mezinárodní bankou pro obnovu a rozvoj smlouvu o půjčce. Byla také podepsána úvěrová smlouva s Rozvojovou bankou Rady Evropy. Tyto základní smlouvy stanovily jednak podmínky financování projektu protipovodňové ochrany povodí Odry, ale také jasně definovaly jeho hlavní podmínky a cíle. Bylo odhadnuto, že náklady na realizaci všech jeho částí budou činit přibližně 505 mil. eur. V letech 2008–2009 byla vytvořena institucionální struktura



Situace s vyznačením polohy nového jezu Vratislav I s rybiím přechodem a rekonstruovaných nábrežních zdí

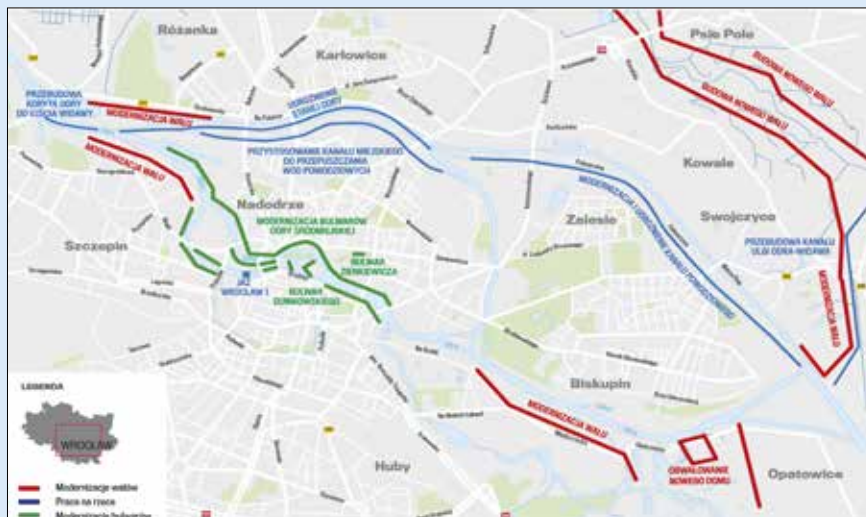


Schéma staveb na vnitřním Vratislavském vodním uzlu



Pohled na původní jez

a v letech 2009–2012 byl pak investiční projekt připraven k realizaci. V tomto období byly rovněž zpracovány žádosti na uvolnění prostředků z Kohezního fondu. V roce 2012 pak byla podepsána většina kontraktů a byly zahájeny stavební práce.

Základním cílem tohoto projektu je zajištění potřebné protipovodňové ochrany údolí Odry v celé oblasti od Ratiboře až po Vratislav. Tohoto cíle má být dosaženo stavbou výše zmíněné suché protipovodňové nádrže v Ratiboři a současnou modernizací a zvýšením propustnosti hydrotechnických objektů a staveb Vratislavského vodního uzlu. Uskutečnění projektu zajistí výrazné zlepšení ochrany obyvatelstva v Ratiboři, Kędzierzynie-Koźlu, Krapkowicích, Opolí, Brzegu, Oławě a Vratislavi, ale také v dalších městech a obcích nacházejících se v tomto údolí Odry, protínajícím tři vojvodství: Slezské, Opolské a Dolnoslezské. Projekt protipovodňové ochrany povodí Odry zahrnuje čtyři hlavní systémové okruhy:

I. Stavba suché protipovodňové nádrže

v Ratiboři. Na ploše 26 čtverečních kilometrů bude postavena nádrž, která v době povodňového nebezpečí na Odře bude schopna pojmout cca 185 milionů krychlových metrů vody a redukovat tak povodňovou vlnu. Nyní se na území části nádrže nacházejí dvě vesnice. V rámci této investice je tedy naplánováno přesídlení jejich obyvatel.

II. Modernizace samotného Vratislavského vodního uzlu. Jedná se o přestavbu celého systému kanálů Odry a hydrotechnických objektů na území města a v jeho okolí. Tato modernizace umožní přes Vratislav bezpečně provést povodňovou vlnu o průtoku 3100 m³/s. (Pro srovnání max. průtok Prahou při povodni v roce 2002 dosáhl 4700 m³/s.)

III. Dopracování režimu protipovodňových opatření (mobilní opatření), průběžný monitoring a jeho vyhodnocování, rozpracování dohledu nad plánem řízení ochrany životního prostředí a plánem přesídlení obyvatel.

IV. Zajištění vlastního projektového řízení, technická podpora a školení.

Modernizace Vratislavského vodního uzlu

Vratislavský vodní uzel je systém vodních cest a hydrotechnických staveb, nacházející se na území městské aglomerace – je největší v Polsku a jeden z největších v Evropě. Zahrnuje oblast od 241,5 říčního kilometru Odry v oblasti Blizanowic až po ústí Widawy na říčním kilometru 266,9. Tvoří ho síť kanálů, odboček a bočních ramen Odry, které jsou hustě zastavěny vodními zařízeními a stavbami sloužícími k protipovodňovému, plavebnímu a průmyslovým účelům. Řeka Odra v této oblasti navíc akumuluje nezanebatelné přítoky z řek Oławy, Ślęzy, Bystrzycy a Widawy.

Za modernizaci Vratislavského vodního uzlu odpovídají dvě Institute – Regionální vodohospodářská správa ve Vratislavi (RVS) a Dolnoslezský úřad pro meliorace a vodohospodářská zařízení (DÚMVZ). Tyto instituce realizovaly v této oblasti zatím celkem sedm samostatných úkolů. Jedním z nich byl i kontrakt B2–4.2. „**Ostatní hydrotechnické objekty Vratislavského vodního uzlu**“ a zahrnoval i úkol v přestavby jezu Vratislav I. Stávající pevný jez poblíž Pomořského mostu byl v projektu nahrazen sklopným klapkovým jezem s korunou prahu sníženou o více než 3 m. To umožní zvýšení propustnosti jezu v období vysokého stavu vody. Navíc byla v rámci tohoto úkolu vyprojektována i rybí propust s parametry, které ji řadí k největším svého druhu v Polsku.

RVS ve Vratislavi podepsala dne 19. září 2012 smlouvu se zhotovitelem Kontraktu B2–4.2, joint venture firem Hydrobudowa Gdańsk S.A. (vedoucí) a Zakládání staveb, a. s. (partner). Od roku 2015 pak práce prováděla firma Zakládání staveb, a. s., samostatně. Hlavní část stavebních prací byla ukončena v říjnu 2015.

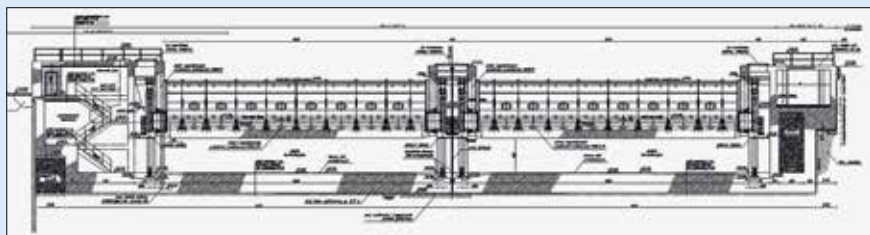
V oblasti úkolů druhé zmíněné instituce DÚMVZ bylo vyčleněno dalších šest



Beranění štětovnic jímky zajišťující výstavbu jezových polí, vlevo budova MVE



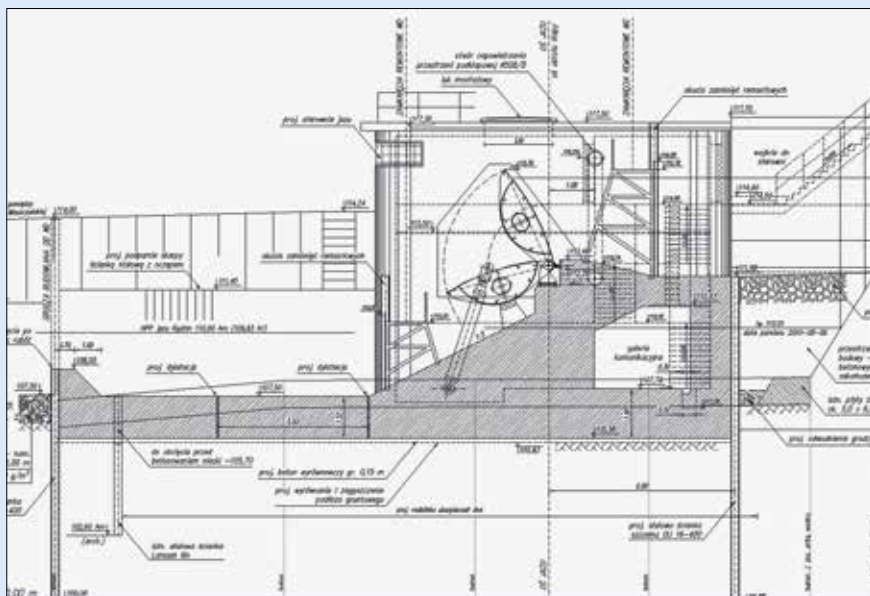
Při těžbě jímky byly odhaleny kolidující původní dřevěné piloty starého jezu, které musely být odstraněny.



Podélný řez novým jezem



Půdorys nového jezu



Příčný řez jezovým polem nového jezu

kontraktů. Čtyři z nich se týkají modernizace hrází Odry a dva zbývající souvisejí se stavbou odlehčovacího kanálu Odra–Widawa, jenž vytváří obtok pro část povodňových vod s využitím koryta Widawy. Celkem bylo k modernizaci nebo přestavbě určeno 60 km protipovodňových hrází. Byla také naplánována stavba více než 40 km hrází nových, z toho přibližně 35 km v rámci odlehčovacích kanálů Odra–Widawa. Součástí stavby odlehčovacího kanálu byla také modernizace některých stávajících mostů z důvodů zvýšení propustnosti vody tekoucí pod nimi korytem Widawy.

Původní jez Vratislav I

Původní jez s označením „Vratislav I“ byl vybudován v letech 1921–1924 v rámci „Měšťanského“ vodního stupně, jenž byl součástí širšího díla – takzvaného Vratislavského vodního uzlu (VVU). Toto vodní dílo bylo navrženo a realizováno ve vratislavské aglomeraci na Jižní Odře po velké povodni v roce 1903. V roce 1959 byl následně jez přestavěn tak, aby zajistil požadavek na zvýšení vzdutí vody o dalších 96 výškových cm. Jez byl původně vybudován s třemi hrazenými poli:

- levé pole mělo uzávěr v podobě čtyř stavidel,
- střední pole bylo pevné,

– pravé pole mělo uzávěr v podobě tří stavidel.

Odhadovaný kontrolovaný průtok tohoto jezu činil $431 \text{ m}^3/\text{s}$ a spád byl 5,65 m.

Jez se nachází uprostřed řečiště mezi dvěma uměle vytvořenými ostrovy. Mezi pravým ostrovem a břehem se nachází malá plavební komora, mezi levým ostrovem a břehem je umístěna malá vodní elektrárna.

Nový jez Vratislav I

Jak již bylo výše uvedeno, zadání v rámci kontraktu (B2–4.2) zahrnovalo přestavbu původního jezu nacházejícího se v km 252,40 na sklopný klapkový jez $2 \times 22,0 \text{ m}$, s osou klapek na kótě 112,28 m n. m. (v systému Bpv). Osa klapek je přesunuta vůči koruně původního jezu o 30 m směrem ke spodní vodě a s kótou vrcholu uzavření umožňující zachovat stávající normální úroveň vzdutí = 115,48 m n. m., což v rámci celého vodního stupně dává maximální průtok $763 \text{ m}^3/\text{s}$. Ve srovnání s původním stavem na starém jezu se tak jedná o zvýšení propustnosti o cca 75 %.

Projekt přestavby jezu Vratislav I

Vlastní konstrukce nového jezu byla provedena ve stavební jámě těsně a zajištěné pomocí zaberaněných dočasných štetovnic půdorysně dotažených ke stávající jezové konstrukci. Část štetové stěny byla ponechána jako trvalá konstrukce zajišťující základy jezu před sufozí. Nově vybudovaný jez s komunikační galerií, o délce cca 24,8 m (včetně vývaru) a celkové šířce 62,0 m, má dvě pole po 22,0 m, s pilířem šířky 4,0, levou opěrou šířky 3,0 m a pravou s ovládacím stanovištěm o proměnlivé šířce 7,0–11,0 m. Úroveň základové spáry jezu je 105,98 m n. m., úroveň koruny prahu je 112,48 m n. m., úroveň koruny levé opěry a pilíře je 117,10 m n. m. a úroveň koruny pravé opěry 117,50 m n. m. Konstrukce tělesa jezu a vývaru je provedena z vodostavebního železobetonu. Uzavření pracovních spár bylo provedeno systémovými těsnicími pásy. Konstrukce jezu je dilatovaná v polovině své délky.

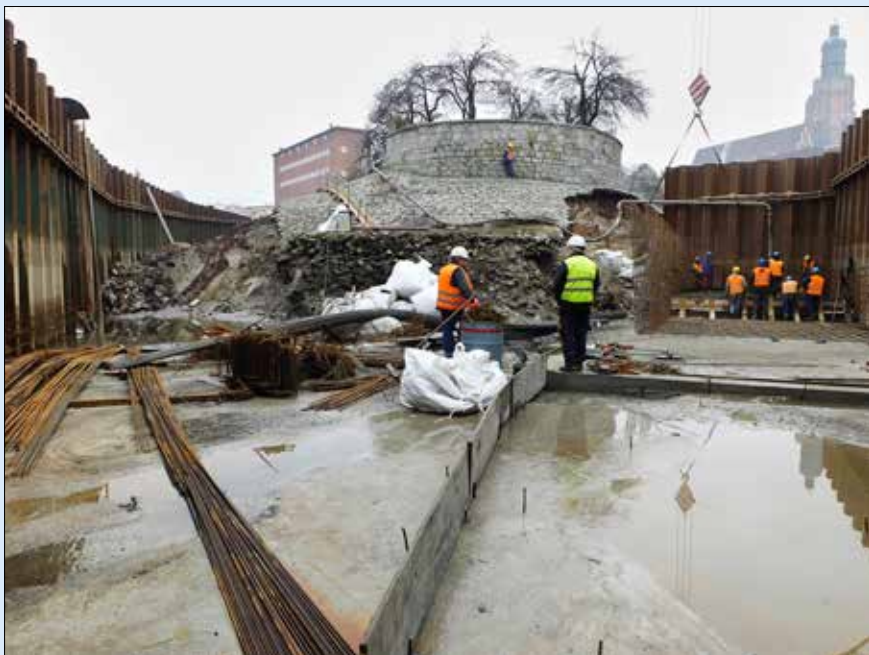
Dno na dolní vodě pod vývarem bylo zajištěno v délce 25,4 m gabionovými koši s kamenným tloušťky 1,0 m a šířky cca 50 m, stejným způsobem bylo zajištěno i dno na horní vodě v délce cca 35 m a šířce cca 50 m. Následně byla osazena hlavní stavidla ve formě ocelových, svařovaných klapek tvaru čochky. Tato stavidla jsou umístěná ve dvou polích délky 22,0 m, každé na devíti mezilehlých ložiscích v poli a dvou krajních ložiscích v opěrách a pilířích, jsou vybavena hydraulickým a mechanickým zařízením s ovládaním a ohřevem bočních ploch pilířů.



Jímka pro výstavbu nového jezu pažená částečně rozpíranými štětovými stěnami



Betonáž dna ohybu dolní části rybího přechodu



Dolní část rybího přechodu v ohybu po dokončení podkladních betonů

Základem pro nastavení stavidel jezu byly výsledky „Simulace směrodatné a kontrolní vlny v úseku Městské Odry od Szczytnik po Elektrárnu Vratislav za předpokladu snížení prahu jezu Elektrárny I“ vypracované dr. hab. inž. Cz. Szczegielińskiem v roce 2005. Následně pak byly v několika krocích provedeny ještě dodatečné podrobné hydraulické analýzy, které umožnily stanovit definitivní parametry jezu:

- světlost 2x22,0 m;
- úroveň prahu 112,48 m (0,15 m níže, než požaduje Simulace);
- normální úroveň vzdutí = 115,48 m n. m. – beze změn proti původnímu stavu);
- koruna klapky v horní pozici 115,78 m n. m.

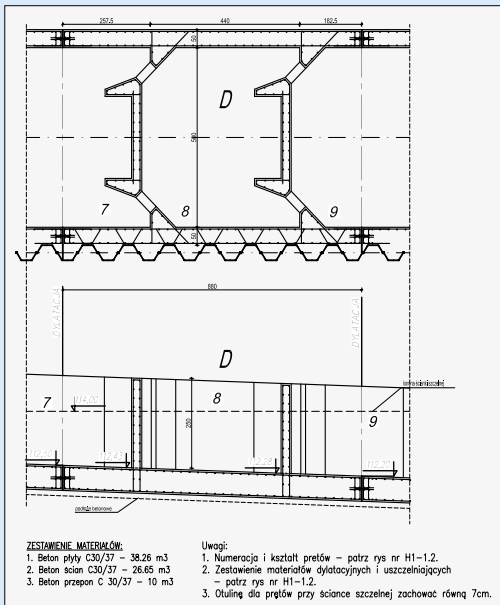
Konstrukce v místech stavidel stavěných do výklenků v prahu a hradítek s pracovními plošinami ze svařované oceli, s výškou ze strany horní vody 4,0 m, ze strany spodní vody 3,5 m, umožňuje uzavřít jezové pole po dobu jeho případné opravy.

Na závěr byly odstraněny nánosy na horním stanovišti jezu v oblasti Pomořského jižního mostu, zahrnující plochy o nepravidelném obrysu, celkem cca 1500 m², a také byly provedeny dílčí opravy prvků kamenného obložení opěr Pomořského jižního mostu v úrovni hladiny vody.

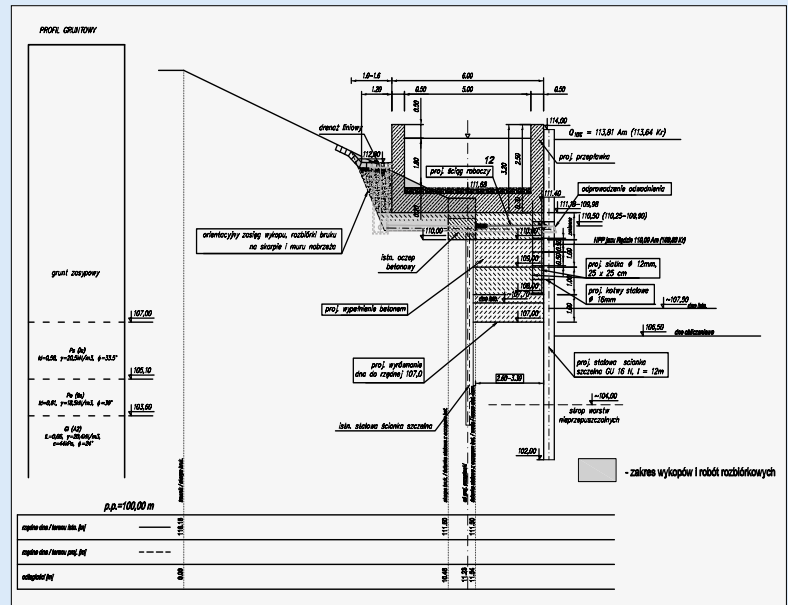
Jez je samozřejmě vybaven také různými moderními prvky, jako jsou měřicí a ovládací zařízení, např. sondy pro měření hladiny na horní a spodní vodě zabudované v pravé opěře sklopného jezu.

Ovládání klapek

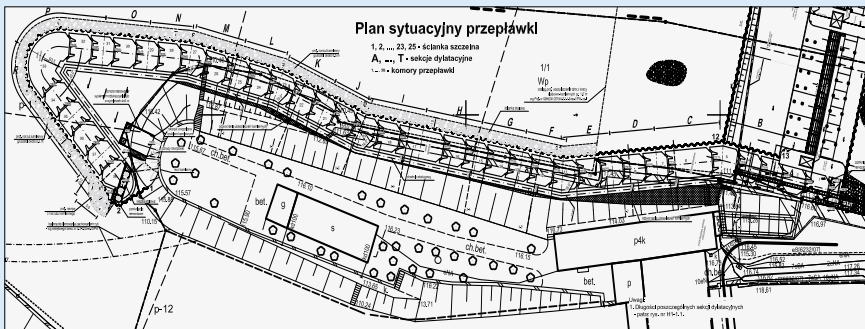
Ovládání klapek probíhá z důvodu jejich velkých rozměrů a hmotnosti pomocí hydraulických agregátů. Každý agregát je vybaven samostatným hydraulickým pohonem a tyto pohony se nacházejí v opěrách a ve středovém pilíři. Pro případ nouzové situace, např. při výpadku zdroje napájení,



Pŕdorys a řez časti rybiho pŕechodu s komorami



Přičný řez rybíh pŕchodem



Pŕdorys rybiho pŕechodu navazujícího na levé straně na těleso nového jezů

je objekt vybaven malým mobilním hydraulickým agregátem. Na tomto místě je však potřeba uvést, že instalace s ohledem na výkon připojení neumožňuje ovládat obě klapky současně a také zabraňuje zapnutí systému odmrazování kluzných plechů na obou kapkách ve stejném okamžiku. Objekt má navíc vlastní nouzový elektrický agregát pro zajištění dodávek energie v případě výpadku napájení z městské sítě. Objekt je vzhledem ke své funkci, tj. především k propouštění povodňové vlny a udržování stanovené výšky vodní hladiny nad jezem pro přívod vody do vodní elektrárny Wrocław I, a za účelem minimalizace lidské obsluhy vybaven pokročilým automatickým systémem. Ovládání klapky může probíhat těmito způsoby:

- ručně na místě – ze spojovacího ochozu,
- ručně dálkové – z řídicí kabiny jezů,
- automaticky z řídicí kabiny jezů v dispečerském režimu a s pomocí naprogramovaného algoritmu.

Zvláštní pozornost si zaslouží automatické režimy s využitím řídicí jednotky PLC a operátorského softwaru SCADA. Dispečerský režim umožňuje nastavení výšky klapky prostřednictvím jejího zadání na panelu

a stanovení rychlosti spouštění nebo zvedání pomocí nastavení maximálního otevření ventilů u pohonů. Systém pomocí snímačů sklopení pohonů dohlíží na to, aby práce ventilů byla rovnoměrná a nevedla k překročení klapky. Automatický režim – objekt je vybaven snímači, které monitorují stav vodní hladiny nad jezem.

Uživatel může nastavit výšku vodní hladiny, kterou má objekt udržovat, nastavit interval, ve kterém má probíhat odečet, dále odchylku od nastavené hladiny, po jejímž překročení systém upraví nastavení klapky. Reguluje také rychlost spouštění/zvedání klapky pomocí nastavení maximálního otevření ventilů. Práce klapky v tomto režimu začíná probíhat bez zásahu operátora automaticky v okamžiku, kdy hladina vody nad jezem překročí uživatelem nastavenou hranici. Práci pohonů, stejně jako u dispečerského režimu, monitorují snímače, které zajišťují jejich rovnoměrný provoz.

Pro to, aby klapky bylo možné používat i v zimě, jsou kluzné plechy na operácích a pilířích vybaveny třístupňovým systémem ohřevu. Tento systém může také pracovat v automatickém režimu na základě uživatelem nastavených minimálních teplot pro každý stupeň a odečtu teploty ze sond rozmístěných na objektu.

Zakládání a problémy související s realizací jezů Vratislav I

Vzhledem k možnostem regulace průtoků Odry v úseku, v němž byly práce prováděny, bylo rozhodnuto realizovat I. etapu výstavby objektů jezů v uzavřené těsněné jímce – většina průtoky vody byla v té chvíli přepouštěna elektrárnou na levém břehu a obtokovým kanálem plavební komory na pravém břehu. V případě, že by v této době došlo k nějakému extrémnímu vzduří vody, stále zde ještě existovala záložní možnost přepouštění nadbytečné vody do ostatních ramen a kanálů Odry.

Beranění práce na jímkách byly prováděny převážně z lodí. V rámci přípravných prací bylo nutné v předstihu před vlastním strážním a beraněním štětovic provést prohrádku dna a odstranit záhozový kámen a ostatní překážky v ose stěny. Tyto práce probíhaly i za součinnosti potápěčů. Geologická stavba podloží pode dnem řeky byla naštěstí příznivá, prostředí náplavů bylo dobře beranitelné, a proto probíhala realizace štětových stěn bez závažnějších problémů. Samozřejmě, jak to při výstavbě podobných objektů bývá, archivní dokumentace stávajícího jezů nemohla obsahovat kompletní informace o skutečném stavu původních konstrukcí a rozsahu provedeného zpevnění v jeho bezprostředním okolí.

Při beranění některých štětovic tak došlo ke kolizi se starými dřevěnými pilotami nebo starými neodstraněnými štětovými stěnami, což vyžadovalo použití dodatečných technických zařízení pro možnost pokračování v beranění štětových stěn a finalizaci výkopů. Jelikož v úrovni základové spáry nového jezů bylo zastíženo již kvalitní podloží, nebylo nutné žádné dodatečné zpevnění podloží a mohl být na této základové spáře proveden železobetonový základ nového jezů. Část štětovic



Sepnutí pažicích štětových stěn pro rybí přechod s nábrežní zdi pomocí táhel



Betonáž rybího přechodu probíhala pod ochranou trvalé pažicí štětové stěny ze strany od řeky



Pohled na nový jez s dělicí zdi od pravobřežní plavební komory, vpravo trvalá štětová stěna rybího přechodu



Ukládání gabiónů na dno v nadjezí

z dočasného pažení stavební jámy byla v těchto místech ponechána jako trvalá ochrana základu jezu před sufozí.

Založení a výstavba rybího přechodu

Dalším prvkem budovaného jezu byl rybí přechod, který dosud na stupni nebyl. Jeho výstavba postupovala zhruba v těchto krocích:

- Pažení stavební jámy pomocí štětových stěn v celém rozsahu objektu na dolní vodě.
- Vůči horní vodě byla výstavba přechodu zajištěna hrazením jezu. Před stražením

a beraněním štětovic zde bylo opět nutné provést prohrábku v ose štětové stěny a vyčistit dno od zbytků kamenného záhozu. Jelikož část štětových byla ponechána jako trvalá konstrukce, bylo nutné opatřit štětovnice protikorozní ochranou.

- Sepnutí pažicích stěn s nábrežní zdi pomocí táhel a obnova únosného podloží v prostoru mezi pažicí stěnou a stávajícím nábrežím vhodným zásypem.
- Betonáž vlastní železobetonové konstrukce koryta rybí propusti. V rámci těchto prací

bylo v nezbytném rozsahu nutné odstranit původní dláždění na svahu a také odbourat korunu stávající opěrné zdi. (Následně samozřejmě proběhly rekonstrukce a doplnění zbylého kamenného zajištění, instalace výklenků uzávěrů stavidel na horní i dolní vodě a výstavba obslužné lávky a plošin v okolí koryta rybí propusti.)

- Obnovení stávajícího odvodu dešťových vod z dlážděním zajištěných svahů podél řeky s využitím systémových žlabů povrchové drenáže.

- Pokládka jednotlivých kamenných kusů ukládaných do čerstvého betonu na dno rybí propusti. Takto připravený podklad byl pak opatřen vrstvou šterku o tl. 20 cm, vytěženého při prohrábce dna řeky.

- Likvidace dočasného pažení – odříznutí štětovic v úrovni horní hrany betonů.

- Instalace elektrické bariéry Neptun, navádějící ryby do vstupu do propusti a systému monitoringu pohybu ryb.

Nový rybí přechod má celkem 38 komor s podélným spádem 0,15m na jedné komoře, z toho je 35 komor délky 4,4m a tři odpočinkové komory délky 8,8m. Vnitřní šířka komor je 5,0m, štěrbiny mají šířku 0,60m, hloubka vody v rybím přechodu je navržena na 1,80m. Koryto a přepážky rybí propusti jsou provedeny z vodostavebního železobetonu. Překlenutí pracovních spár bylo zajištěno pomocí



Unikátní, podorysně zalomený rybí přechod délky 180 m s celkem 38 komorami



Pohledové části nového jezu byly provedeny z monolitického betonu do tvarovaných licích forem vytvořených speciálně pro tento účel



Celkový pohled na jez a rybí přechod z ostrova pod malou vodní elektrárnou



Ohyb dolní části rybího přechodu



Celkový pohled na nový jez s rybím přechodem z mostu Sikorskiego

systémových těsnících pásů. Konstrukce koryta rybí propusti je dilatována vždy po dvou komorách. K uzavření dilatace byly podobně jako u tělesa jezu využity systémové těsnící pásy. Rybí propust byla ze strany horní vody vybavena pracovním stavidlovým uzávěrem, obsluhovaným z úrovně můstku nad vtokem, ze strany dolní vody pak uzávěrem z hliníkových profilů osazovaných z pracovní plošiny. Odvod dešťových vod ze svahu byl proveden povrchovou drenáží uloženou v obslužném chodníku s bodovými vyústěními do dolního stanoviště jezu pod konstrukcí železobetonového koryta rybí propusti. Rybí propust je vybavena měřicím zařízením (vodoznakové lati ze strany horní a dolní vody) a monitorovacím systémem (sledování počtu a druhu ryb) s náhledovým oknem a prostorem pro záznamové zařízení umístěné ze strany levobřežní opěry jezu.

Pokračování v dalším čísle

mgr inž. Krzysztof Tomczuk,
Zakládání staveb, S. A., Oddział w Polsce
Foto: archiv Zakládání staveb, a. s.,
a Libor Štěřba

Reconstruction of the Vratislav I weir and bank walls as a part of modernization of the Vratislav waterway hub in Poland – part I.

Within the project of anti-flood protection of the Odra River basin and modernization of the Vratislav waterway hub it was necessary to carry out a complex reconstruction of the original Vratislav I weir located on the Southern Odra River in the centre of Vratislav. The new weir is two-field, hinged and hydraulically operated. The weir reconstruction project involved a construction of a brand new fish crossing of an unusual length over 180 m with 38 chambers. The Vratislav waterway hub modernization project also included complex reconstruction of two damaged bank walls adjacent to the Vratislav I weir as well as walls on the close Piasek Island. The Zakládání staveb Co. (PL), participated on the above described project first as a joint venture partner of Hydrobudowa Gdańsk S.A Company and in the second part of the construction as an exclusive supplier. Due to the complexity of all works carried out we present the procedures in two parts – firstly the works carried out in connection with the new weir and fish crossing construction, the second following part will later describe the three bank walls reconstruction activities.



Instalace štětovnic odbočné větve kolektoru Hlávkova mostu ze šachty J103 na ostrově Štvanice pod klenbou mostu za použití beranidla s bočním úchopem MOVAX

KOLEKTOR HLÁVKŮV MOST A TECHNOLOGIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ

Kolektor Hlávkův most je novým pražským kolektorem, který spojuje břehy Vltavy v přibližně rovnoběžné linii se stávajícím mostem. Do nového kolektoru budou přeloženy inženýrské sítě z Hlávkova mostu, kde bude jejich vedení po plánované rekonstrukci mostu zcela zrušeno. Nový kolektor má délku 430 m a tvoří ho čtyři šachty, mezi nimi tři úseky ražené kolektorové trasy, dvě technické komory, dvě propojení na stávající kolektory, hloubená odbočná větev na ostrově Štvanice a vzduchotechnický kanál. Pro zajištění horní části všech čtyř šachet byly nasazeny technologie speciálního zakládání. Kruhové šachty na pravém břehu a ostrově Štvanici (J101, J102 a J103) byly zajištěny převrtávanými pilotami, šachta J104 elipsoidního půdorysu na levém břehu byla vzhledem k dispozičním možnostem zajištěna sloupy tryskové injektáže. Výkop pro hloubenou odbočnou větev na ostrově Štvanici byl pažen vodonepropustnou štětovou stěnou. Vzhledem k nutnosti beranění pod klenbou Hlávkova mostu bylo při instalaci štětovnic odbočné větve nutno použít beranidlo s bočním úchytem.

V rámci chystané rekonstrukce Hlávkova mostu bylo třeba vyřešit dočasné i trvalé přeložení všech inženýrských sítí vedených dnes v tělese tohoto mostu. Při statickém průzkumu mostní konstrukce bylo zjištěno značné opotřebení většiny klíčových nosných prvků mostu. Při plánované rekonstrukci proto bude nutno sejmut celé klenbové pásy a po opravě původních pilířů bude vybetonována nová železobetonová konstrukce nosných klenb. Nová konstrukce bude subtilnější a těleso tramvajové trati bude jinak konstrukčně uspořádáno. Vedení inženýrských sítí tak již v nové konstrukci mostu

nebude možné. Bylo tedy třeba rozhodnout, jakou jinou optimální variantu pro jejich převedení do budoucna zvolit.

Původní varianta počítala s mostní konstrukcí zhotovenou pouze pro vedení přeložky všech inženýrských sítí. Ta se však ukázala jako velice nevhodná jak z hlediska rozsahu a možnosti technického provedení, tak i pro její finanční náročnost a předpokládanou reálnou životnost.

Proto byla nakonec zvolena varianta vedení sítí kolektorem. Kolektor Hlávkův most je situačně veden optimalizovanou trasou zhruba

rovnoběžně s osou Hlávkova mostu. Z pohledu kolektorových sítí bude kolektor Hlávkův most propojovat dva stávající kolektory 3. kategorie, a to RNLS (pojmenovaný podle stavby „Rekonstrukce nábřeží Ludvíka Svobody“) a SPHM (pojmenovaný podle stavby „Severní předmostí Hlávkova mostu“). Zároveň touto stavbou dojde k napojení ostrova Štvanice na kolektorovou síť.

Od studie stavby kolektor Hlávkův most (2004) byla postupně provedena dokumentace pro územní rozhodnutí (2005), stavební povolení (2006) a dokumentace pro výběr zhotovitele stavby (2016). Všechny uvedené

stupně, včetně aktuálně prováděné realizační dokumentace (od 2016), vypracovala firma Ingutis, spol. s r. o. Stavbu provádí sdružení firem Subterra, a. s., a Hochtief CZ, a. s. Zadavatelem stavby je Magistrát hl. m. Prahy a správcem je Zavos, a. s.

Charakteristika a vedení trasy kolektoru

Výstavbou kolektoru Hlávkův most budou propojeny nejen stávající provozované kolektory na obou protilehlých stranách Vltavy, ale i v budoucnu ražený kabelovod PREDi, a. s., a plánovaný Kolektor Centrum I. Nový kolektor tak nově spojí i kolektorové sítě doposud oddělených systémů.

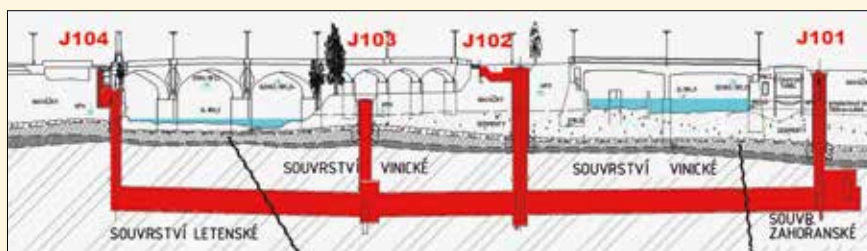
Výstavba nového kolektoru je složena z několika dílčích celků, které se mohou na první pohled zdát na sobě nezávislé, ale vzhledem k jejich vzájemné úzké stavebnětechnické i technologické provázanosti tvoří provázaný celek. Těmito celky jsou **čtyři šachty, mezi nimi tři úseky ražené kolektorové trasy, dvě technické komory, dvě propojení na stávající kolektory SPHM a RNLS, hloubená odbočná větev a vzduchotechnický kanál.**

Šachta J101 je situována na těšnovské straně před Ministerstvem zemědělství. Na povrchu bude napojena na stávající kolektor RNLS a kabelovod společnosti Cetin. V podzemí na šachtu navazuje technická komora TK101, ze které bude možné napojení na zmiňovaný kabelovod tunel (PREDi, a. s.) a kolektor Centrum I.

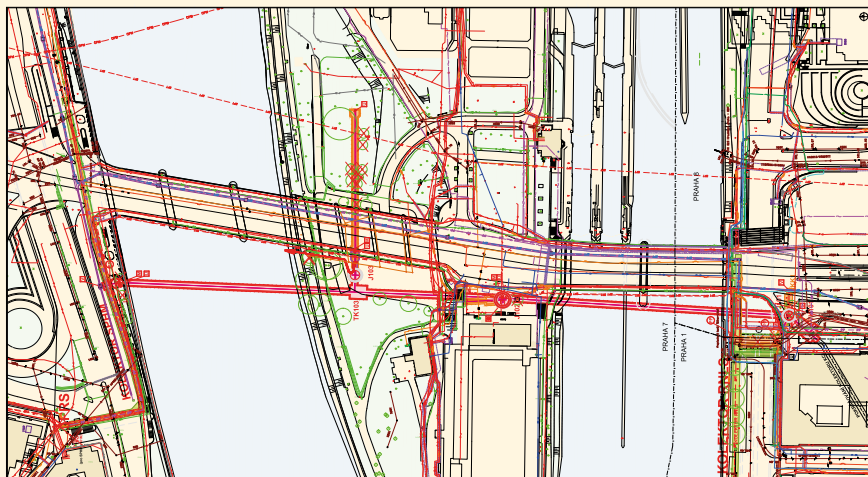
Ze šachty J101 vede trasa kolektoru pod řekou dále na ostrov Štvanice do šachty J102, situované před restaurací bývalého zimního stadionu Štvanice. Z této šachty dále pokračuje k technické komoře TK 103, na níž navazuje odbočením k východu šachta J103 se záchytnou čerpací jímkou. Tato šachta slouží především k vyvedení podpovrchového kolektoru délky 99,6 m (hloubené odbočné větve) napříč pod Hlávkovým mostem směrem k tenisovým kurtům na štvanickém stadionu, který bude sloužit pro budoucí připojení inženýrských sítí. Hlavní směr ražby však z technické komory TK 103 pokračuje opět pod Vltavou směrem na holešovický břeh, kde je na jeho těsném okraji situována šachta J104 elipsovitého tvaru. Z této šachty bude nový kolektor napojen na stávající kolektor SPHM.

Dělení jednotlivých hlavních částí kolektoru

SO 201 – Hlavní trasa – úsek mezi šachtou J101 a J102, délka 166,95 m, profil 23,2 m²;
SO 202 – Hlavní trasa – úsek mezi šachtou J102 a technickou komorou TK103, délka 79,58 m, profil 23,2 m²;



Podélný řez kolektorem Hlávkův most, pohled od západu



Situace umístění kolektoru vzhledem k Hlávkovu mostu

SO 203 – Hlavní trasa – ražená technická komora TK103, délka 10,84 m, profil 73,31 m²;
SO 204 – Hlavní trasa – úsek mezi komorou TK103 a šachtou J104, délka 138,70 m, profil 23,2 m²;
SO 205 – Hloubená odbočná větev z J103 východním směrem, délka 99,6 m, profil 6,5 m²;
SO 206 – Hlavní trasa – ražená technická komora TK101, délka 18,00 m, profil 73,31 m²;
SO 301 – Šachta J101 (kruh. profil) Ø 6,06 m, hloubka 32,24 m, Těšnovské předmostní;
SO 302 – Šachta J102 (kruh. profil) Ø 8,16 m, hloubka 36,96 m, ostrov Štvanice;
SO 303 – Šachta J103 (kruh. profil) Ø 6,80 m, hloubka 29,3 m, ostrov Štvanice;
SO 304 – Šachta J104 (profil elipsy)

6,51x5,78 m, hloubka 32,2 m, holešovické předmostí.

Inženýrskogeologické poměry

Dle geomorfologického členění ČR patří území, kde je kolektor situován, k Pražské kotlině, která je součástí České tabule. Morfologické poměry území jsou výsledkem erozně akumuláční činnosti Vltavy, v dnešní podobě bylo modelováno v pleistocénu a konečně i v holocénu. Řiční koryto se počalo zahlubovat do podložních staropaleozoických hornin, z nichž zejména komplex ordovických hornin, intenzivně zvrásněných a tektonicky porušených, vyniká pestrostí petrografického složení. Tato variabilita ve složení, ale i v pevnosti a odolnosti vůči zvětrávacím procesům ovlivnila postupný vývoj říčního koryta. Velmi často můžeme pozorovat projevy selektivní eroze, při níž vytvářejí pevnější březní partie údolí, kdežto vlastní koryta jsou zahloubena v měkčích souvrstvích. V důsledku této eroze a následující akumulace fluviálních sedimentů vznikly charakteristické terasové stupně, v Pražské kotlině obzvláště dobře zachované. Pro tvárnost terénu je důležitá i činnost člověka v historické i současné době.

Na stavbě zájmového území se podílela vedle erozivní a akumuláční činnosti Vltavy naopak i značná odolnost předkvartérního podkladu vůči erozi a denudaci. Původní morfologie terénu je narušena vlivem lidské činnosti při



Pohled na čelbu kolektorové trasy po trhacích pracích v souvrství letenském (ordovik, beroun) tvořeném břidlicí s šedými křemennými pískovci až křemenci a polohami jílovitých slídnatých prachovců.

terénních úpravách pro výstavbu nábrežních zdí a komunikačních systémů na levém i pravém břehu Vltavy a ostrova Štvanice. Všeobecně lze geologické poměry zájmového území charakterizovat jako poměrně složité a značně proměnlivé. Na zvětralém skalním podloží ordovických břidlic leží fluviální sedimenty a navážky. Podloží je děleno do tří souvrství: od Holešovic je to souvrství letenské s nejpevnějšími horninami písčitých břidlic následované od ostrova Štvanice souvrstvím vinickým s měkkými horninami jílovitých břidlic, na které navazuje v blízkosti Těšnova ve vodním toku souvrství záhořanské s nejměkčími horninami prachovitých břidlic. Ražba kolektoru tak prochází dvěma složitými geologickými zlomy.

Hydrogeologické poměry

Skalní prostředí umožňuje pohyb vody puklinovou propustností. Jako celek jsou tyto horniny v neporušeném a nezvětralém stavu pro vodu prakticky nepropustné. Mocnost zvodnělého horizontu v ordovických horninách je ovlivněna řadou činitelů, zejména stupněm zvětrání, mocností pokryví i morfologií území. I za optimálních podmínek je výška zvodnělé vrstvy poměrně malá. Horizont podzemní vody vzniká pouze v pásmu povrchového rozpojení puklin, v navětralých horninách při povrchu skalního podkladu. Horniny zde obsahují hustou síť drobných puklin, vhodných pro oběh podzemní vody a vytvoření téměř souvislé hladiny podzemní vody. Do větších hloubek proniká voda v poruchových zónách.

Ražby trasy

Ražba kolektoru Hlávkův most probíhala ve třech geologických souvrstvích, která jsou rozdílná především stadii jejich rozrušení a celkovým rozdílným stupněm těžitelnosti. Proto bylo třeba použít několik způsobů rozpojování horniny – skalní frézu, trhací práce a taktěž mechanické sbíjení. Šachty byly v obtížném prostředí navážek a sedimentů zajištěny převrtávanými pilotami, resp. sloupy tryskové injektáže, a následně zajištěny sítěmi se stříkaným betonem.

Staničení kolektoru začíná na holešovickém předmostí (0 tm) v šachtě J104 a končí na těšnovském předmostí (430,25 tm) v rozrážce technické komory J101 směrem na budoucí kolektor Centrum I. Z toho má ražená kolektorová trasa příčného profilu 23,2 m² délku 384,23 m a zbytek tvoří výše uvedené technické komory a šachty.

Ražba hlavní trasy kolektoru je rozdělena dle projektové dokumentace na pět hlavních objektů (dvě technické komory a tři

trasové úseky). Dle staničení je to objekt **SO204**, kterým budou pod Vltavou propojeny šachta J104 na holešovickém předmostí a technická komora TK103 na ostrově Štvanice o délce 138,7 m. Samostatným objektem je objekt **SO 203** ražená technická komora TK103. Dále pak objekt **SO202** pod ostrovem Štvanice propojující zmíněnou komoru s šachtou J102 o délce 78,58 m. Následuje úsek objektu SO201 o délce 166,95 m, jímž se spojí pod Vltavou šachta J102 s šachtou J101 na těšnovském předmostí. Posledním objektem je **SO 206** – ražená technická komora TK101.

Příčný profil štol kolektorové trasy je oválný s protiklenbou, vychází z průřezu kolektoru II. kategorie, jeho plocha je 23,2 m² (šířka a výška: 4,5 a 5,94 m). Celý kolektor včetně tras je vyspádován směrem k šachtě J103, kde se nachází žumpovní jímka, a byl ražen vždy ve dvou výškových úrovních. Mocnost skalního nadloží nad kalotou je od 10,2 m na Těšnově po 15,3 m v Holešovicích.

V J102 dochází k mírnému směrovému lomení směru trasy.

Technické komory mají šířku výrubu 9,01 m a výšku výrubu 9,76 m. V obou případech byl navržen systém vertikálního a horizontálního odtěžování, který reflektoval vždy konkrétní geologii.

Hloubení všech šachet na projektované hloubky předcházely práce na zajištění horní části šachet pilotami, resp. sloupy tryskové injektáže, vetknutými do únosného podloží. První práce spojené s hloubením šachet byly zahájeny v říjnu 2016, a sice na šachtě J103 na ostrově Štvanici. Následovaly šachty J101 na těšnovském předmostí a J102 na ostrově Štvanice (v prosinci 2016). S hloubením poslední šachty J104 na holešovickém předmostí se začalo v dubnu 2017. Součástí realizace šachet J101 a J103 po jejich dohloubení byla ražba technických komor TK101 a TK103. Po vyrazení technické komory TK103 ze šachty J103 do úrovně dna kaloty v únoru 2017 se pokračovalo v ražbě trasy v kalotě v úseku

mezi TK103 a šachtou J102. Rozpojování horniny probíhalo pomocí trhacích prací. Současně byla zahájena ražba od šachty J101. Po doražení úseku mezi TK103 a J102 pokračovaly ražby od J102 směrem k J101. Na rozpojování horniny v tomto úseku byla nasazena skalní fréza Alpine AM50. V dubnu 2017 byla zahájena ražba na posledním úseku mezi šachtami J103 a J104, a to pomocí trhacích prací. Úsek ražby trasy mezi šachtami J101 a J102 byl v kalotě proražen na konci července 2017 a úsek mezi TK103 a J104 následoval o měsíc později. Aby byly minimalizovány prostroje způsobené změnou řešení ražeb pod vodním tokem, bylo zároveň dobíráno i dno trasy na již vyražených částech.

Poslední hlavní hloubicí práce na šachtách byly dokončeny na přelomu srpna a září 2017 na šachtě J104. Zde bylo nutné zkoordinovat postup trhacích prací na ražbě směrem k šachtě a při vlastním hloubení šachty z důvodu vzájemné blízkosti jednotlivých pracovišť a jejich možného ovlivnění.

Ražby byly kompletně dokončeny na přelomu září a října 2017 dobráním dna na úseku mezi šachtami J103 a J104.

V současnosti probíhá zhotovování definitivních obezdívek jednotlivých šachet a osazení mezilehlé hydroizolace (kromě šachty J101) před definitivní betonáží.

Konstrukce zajištěné technologiemi speciálního zakládání

Šachta J101

Šachta J101 propojí nově budovaný kolektor Hlávkův most se stávajícím kolektorem RNLS, dále z této šachty proběhla ražba technické komory TK101 a v budoucnu šachta umožní propojení s kabelovodem (KK1). Šachta J101 má tvar kruhového profilu o vnějším průměru 6,06 m a celkovou hloubku 32,24 m. Před zahájením hloubení byla šachta zajištěna 30 kusy převrtávaných pilot o průměru 900 mm a délky 18,2 m. Piloty jsou vždy dovrženy až do únosného podloží záhořanských břidlic (silně až mírně zvětralých). Po zajištění šachty následovalo její hloubení za současné výstavby provizorního ostění. V místech, kde je šachta po celé výšce zajištěna pilotami, je provizorní ostění doplněno kari sítí 100/100 – 8/8 mm a stříkaným betonem C 25/30 v tloušťce 70–175 mm. Pod úrovní pat pilot pokračovalo provizorní ostění z příhradových rámu v osové vzdálenosti 1,5 m za současného vkládání kari sítí 100/100 – 8/8 mm při obou povrchových rámu a stříkaného betonu



Pohled z technické komory TK103 do kolektorové trasy a propoje se šachtou J103



Realizace šachty z převrtávaných pilot J102 na ostrově Štvanici před bývalým zimním stadionem v těsném sousedství pražské magistrály.



C 25/30 v tloušťce 250 mm. V rozmezí cca 1,5 m pod patou pilot je také navrženo opatření proti sedání železobetonovým prstencem zakončeným vylamovacími lištami délky 800 mm. Provizorní dno šachty je zajištěno deskou z betonu C 20/25 s vložením kari sítí 100/100 – 8/8 mm při obou površích.

Rozpojování hornin v šachtě J101 bylo prováděno strojním způsobem. Z hornin skalního masivu se v daném území vyskytuje souvrství záhořanské.

Šachta J102

Šachta J102 je umístěna na ostrově Štvanice před bývalým zimním stadionem. Šachta má kruhový profil o průměru 8,16 m a celková hloubka šachty je 36,96 m. Před zahájením hloubení byla šachta zajištěna 36 kusy převrtávaných pilot o průměru 1000 mm a délce 18,3 m. Piloty jsou dovertány vždy až do únosného podloží (silně až mírně zvětralé břidlice vinického souvrství).

Hloubení a zajištění provizorním ostěním zde bylo obdobně jako u šachty J101. Rozpojování hornin v šachtě J102 probíhalo zpočátku do hloubky cca 24 metrů strojně, dále bylo rozpojování prováděno pomocí trhacích prací až na úroveň dna počvy kaloty hlavní trasy pro ražbu směrem od šachty J102 k šachtě J101. Až po ukončení ražeb v kalotě hlavní trasy TK103–J102 a J102–J101 byla šachta strojním způsobem rozpojování dohloubena na provizorní dno.

V této šachtě bude umístěn šplhavý výtah, který bude sloužit při provozu kolektoru k přeležitostní přepravě osob a nákladu z povrchu na dno jámy. Dále bude v horní části šachty J102 vedeno hlavní větrání kolektoru.

Šachta J103

Šachta J103 je umístěna rovněž na ostrově Štvanice a má kruhový profil o průměru 6,8 m a celkovou hloubku 29,3 m. Před zahájením hloubení byla šachta zajištěna 40 kusy převrtávaných pilot o průměru 750 mm a délce 8,7 m. Piloty jsou dovertány až do únosného podloží letenských břidlic (silně až mírně zvětralých).

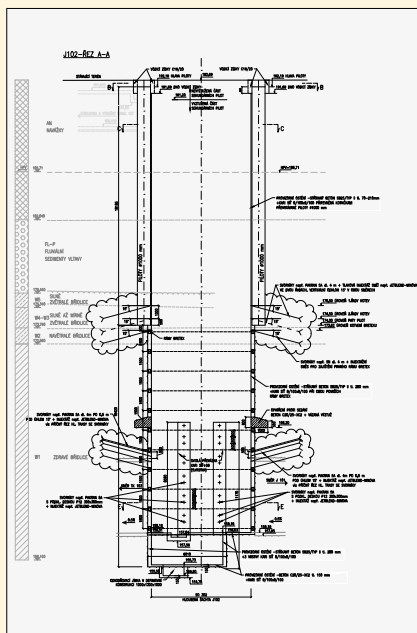
Po zajištění šachty opět následovalo její hloubení a zajištění provizorním ostěním obdobně jako u předchozích šachet. Rozpojování hornin v šachtě J103 zpočátku rovněž probíhalo strojním způsobem do hloubky cca 14 metrů a dále pomocí trhacích prací.

U všech výše uvedených (kruhových) šachet byly paty pilot zajištěny ve dvou úrovních samozávrtnými svorníky prům. 32 mm, délky 4 m s dotěsněním tlakovou injektážní směsí pro eliminaci přítoků spodní vody do šachty.

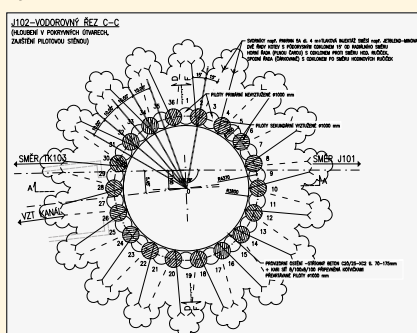
Šachta J104

Poslední šachta J104 je umístěná v nájezdu z nábřeží Kpt. Jaroše na Hlávkův most a je koridorem propojena se stávajícím kolektorem SPHM.

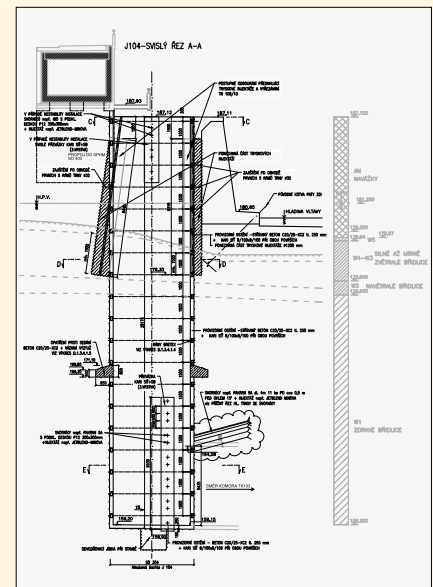
Šachta má elipsový profil o rozměrech 6,42x5,68 m, celková hloubka šachty je 32,2 m. Oproti ostatním šachtám je horní část šachty zajištěna 31 kusy sloupů tryskové injektáže o průměru 1200 mm, délky cca 9,3 m až do únosného podloží. Přibližně ve 2/3 obvodu jsou sloupy tryskové injektáže provedeny svisle, u zbylé 1/3 obvodu šachty jsou ukloněny tak, aby nezasahovaly



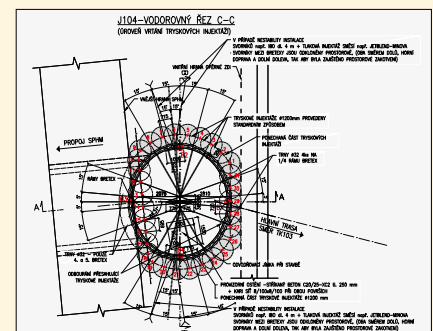
Svislý řez kruhovou šachtou J102; horní část je provedena z převrtávaných pilot, patu pilot je zajištěna samozávrtnými svorníky s dotěsněním injektáží.



Půdorys šachty J102



Svislý řez eliptickou šachtou J104; horní část je zajištěna sloupy tryskové injektáže



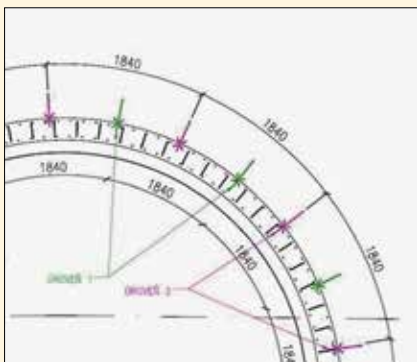
Svislý řez eliptickou šachtou J104; horní část je zajištěna sloupy tryskové injektáže



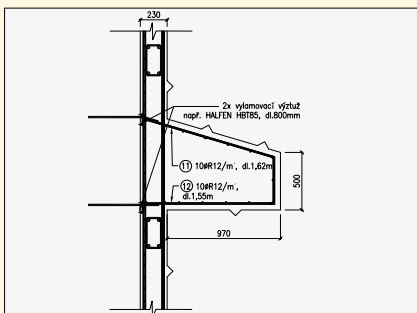
Provádění sloupů tryskové injektáže šachty J104 v nájezdu z nábřeží Kpt. Jaroše na Hlávkův most

do stávajícího kolektoru SPHM. Všechny sloupky TI byly vyztuženy trubkami TR108/10. Provizorní ostění z příhradových ráků, dvou vrstev kari sítí 100/100 – 8/8 mm a stříkaného betonu C 25/30 XC2 (SB30/typ II/obor J2, suchá směs) je v tomto případě provedeno v celé výšce šachty. Prvních pět příhradových ráků je kotveno trny průměru 32 mm, délky 0,5 m do sloupů tryskové injektáže (vyjma propoje do SPHM).

Rozpojování hornin v šachtě J104 probíhalo strojním způsobem do hloubky 8 m (trhací práce zde nebyly povoleny) a až poté trhacími pracemi. Z hornin skalního masivu se v daném území vyskytuje souvrství letenské.



Spolupůsobení primárního a sekundárního ostění u šachet J102, J103 a J104 je zajištěno propojovacími kotevními prvky



U šachty J101 je spolupůsobení primárního a definitivního ostění řešeno rozšiřujícím prstencem s vylamovací výtěží, která se následně propojí s definitivním ostěním

Práce na hloubení šachet probíhaly v nepřetržitém režimu (24 hodin denně, 7 dní v týdnu). Průměrná rychlost hloubení šachet byla přibližně 0,5 m za den.

Definitivní ostění šachet je navrženo z monolitického železobetonu třídy C 30/37 v tl. 0,30 m. Kromě šachty J101 budou všechny provedeny s vloženou mezilehlou fóliovou izolací. U těchto šachet je spolupůsobení mezi primárním a definitivním ostěním zajištěno osazením propojovacími prvky Renesco Anchorage PVC M16 dl. 200 mm v předepsané počtu (po celé výšce šachty) a rozestupu. U šachty J101 (jediná bez mezilehlé izolace) byl naopak již v primárním ostění proveden rozšiřující prstec, který byl zakončen vylamovací výtěží, která se propojí s definitivním ostěním v další fázi výstavby.



Hloubená odbočná větev na ostrově Štvanice z šachty J103

Součástí výstavby kolektoru Hlávkův most bylo i vybudování odbočné větve kolektoru pro budoucí napojení ostrova na inženýrské sítě. Poněvadž tato odbočná větev je zahloubena pod terémem a pod úroveň hladiny vody ve Vltavě, bylo nutno výkop zapažít vodonepropustnou štětovou stěnou.

Zapažená stavební jáma měla délku 100 metrů a světlou šířku 3,12 metru. V koncovém místě a v místě pod klenbou Hlávkova mostu byla rozšířena. V první fázi se provedl předvýkop 1,25 metru, dále se přistoupilo k zapažení stavební jámy štětovnicemi. Celkem bylo do nepropustného podloží zaberáno 351 ks štětovnic L604 délek 6,9–7,36 metru. Ve volném prostoru byly štětovnice instalovány běžným způsobem za použití autojeřábu LTM40 a závěsného vysokofrekvenčního vibroberanidla ICE 18RF. Složitější byla instalace štětovnic pod klenbou mostu. Zde nebylo možné štětovnice beranit klasickým způsobem kvůli malé světlé výšce. Navíc bylo nutné s předstihem prokázat, že vibrace způsobené při instalaci štětovnic nepoškodí konstrukci mostu.

V předstihu před vlastním beraněním se proto provedl beranící pokus, při kterém specializovaná firma měřila vliv technologie beranění na konstrukce mostu; měřením byl jakýkoliv negativní vliv beranění vyloučen.

Pro instalaci štětovnic pod klenbou Hlávkova mostu bylo použito vibroberanidlo s bočním úchopem MOVAX SG-65AR připojené na rameni pásového rypadla Case. I přes použití tohoto zařízení byla v některých částech pod klenbou světlá výška nižší, než byla požadovaná délka štětovnic; pak bylo nutné je navážovat. I přes tyto obtíže se podařilo vytvořit požadovanou vodonepropustnou stavební jámu, která byla předána investorovi akce v domluveném termínu.

V další fázi probíhal výkop stavební jámy na hloubku 4,25 metru od horní hlavy štětovnic. Z tohoto důvodu byla celá stavební jáma rozepřena dvěma úrovněmi rozpěrných ráků. Rozpěry se instalovaly proudovou metodou v součinnosti s výkopovými pracemi. Po dokončení výkopů se rozpěrný systém demontoval vždy tak, aby umožnil provedení izolačních prací a výstavbu definitivní konstrukce kolektorové odbočky.

Ta je převážně obdélníkového tvaru o vnitřních světlých rozměrech 2,4x2,7 m. Ostění kolektoru je realizováno z železobetonu třídy C 30/37 o tloušťce stěny 0,35 m.

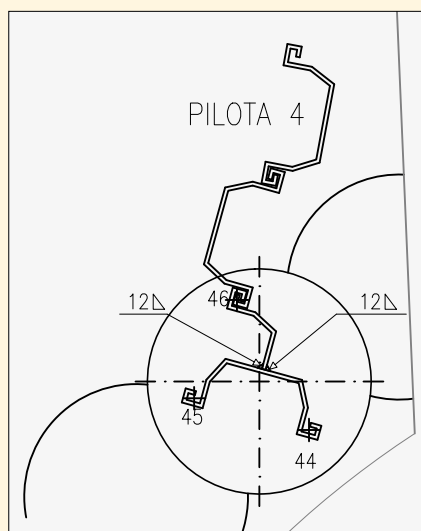
S ohledem na možnost vyplavání kolektoru jsou v několika místech kolektorové odbočky provedeny přitěžovací desky z prostého betonu. S výjimkou štětovnic v čelní části na konci odbočné větve zůstaly zbývající štětovnice v zemi trvale zabudovány jako trvalá ochrana.



Hlubená odbočná větev kolektoru na ostrově Štvanici



Napojení kolektorové větve na šachtu J103 zajištěnou převrtávanými pilotami



Detail napojení kolektorové větve na šachtu J103 zajištěnou převrtávanými pilotami; startovací štětovnice byly osazeny předem do sekundárních pilot.

Závěr

Navzdory složitým geotechnickým podmínkám se pomocí konzervativního přístupu k ražbám podařilo dosáhnout minimálního dopadu stavby kolektoru Hlávkův most na povrch a zástavbu v zóně ovlivnění. Ražba probíhala 24 hodin denně, 7 dní v týdnu, a to průměrnou rychlostí 1,5 m za den v průřezu kaloty a 3 m za den v průřezu dna.

Na stavbě jsou nyní v plném proudu práce na definitivních obezdívkách, které se zcela poprvé v síti pražských kolektorů přibližují moderním technologiím výstavby, např. velkých silničních tunelů.

Stavba tímto dospěje k poslední fázi, jež spočívá v instalaci technologií vzduchotechniky, výstroje kolektoru, měření a regulaci, osvětlení a dokončovacích pracích. Doufejme, že stavba kolektoru Hlávkův most je první vlašťovkou, která přinese další rozšiřování kolektorových

sítí, což je pro bezproblémový chod inženýrských sítí města bezpochyby velkým přínosem.

Ing. Václav Dohnálek, Subterra, a. s.,
Ing. Radek Kozubík, Hochtief CZ, a. s.,
Ing. Václav Ráček, Ph.D.,
a Ing. Jaromír Zlámal, Ingutis, spol. s r. o.,
Ing. Oto Petrášek, Zakládání staveb, a. s.
 Foto: autoři a Libor Štěřba

Hlavní účastníci stavby:

Investor: Hlavní město Praha

Budoucí provozovatel a správce stavby:
 Kolektory Praha, a. s.

Mandatář stavby/TDI: Zavos, s. r. o.

Generální projektant: Ingutis, spol. s r. o.

Zhotovitel: Subterra + Hochtief kolektor

Hlávkův most

Práce speciálního zakládání:

Zakládání staveb, a. s.



Instalace štětovnic odbočné větve kolektoru Hlávkova mostu ze šachty J103 na ostrově Štvanice pod klenbou mostu za použití beranidla s bočním úchopem MOVAX.



Pohled na šachtu J103 zajištěnou převrtávanými pilotami během provádění ražeb v dolní části šachty

Hlávkův Bridge Collector and special foundation technologies

The Hlávkův Bridge collector is a new Prague collector connecting both sides of the Vltava River in an approximately parallel line with the existing bridge. All utility networks from the bridge shall be relocated into the new collector and their original location shall be withdrawn completely after the planned reconstruction of the bridge. The new collector is 430 metres long and consists of 4 shafts, 3 in-between driven collector lines, 2 technical chambers, 2 connections to the existing collectors, an excavated branch line to the Štvanice Island and an air-conditioning channel. Special foundation technologies were used to secure the upper parts of all the four shafts. Round shafts on the right river bank and the Štvanice island (J101, J102 a J103) were secured with secant piles, an elliptical shape shaft J104 on the left river bank was secured with jet grouted columns due to disposition conditions. An excavation pit for the branch line to the Štvanice Island was sheeted with a waterproof sheet pile wall. As it was necessary to use ramming under the Hlávkův Bridge vault, branch line sheet pile installation required a side mount ram.