ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s. 2/2016 Ročník XXVIII

- Rekonstrukce jezu Černošice na řece Berounce
- Geotechnické práce při rozšíření Panamského průplavu
- Zajištění výjezdového portálu Chlum Ejpovických tunelů
- Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser Wilhelm v Německu

ZAKLÁDÁNÍ® STAVEB

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

Ročník XXVII
2/2016
Vyšlo 18. 8. 2016
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2015 je cena časopisu 90 Kč.
Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.

Objednávky předplatného:
ALL PRODUCTION, s. r. o.
Areal VGP
Budova D1 F V. Veselého 2635/15
193 00 Praha 9 – Horní Počernice
tel.: 234 092 811,
fax: 234 092 813
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 – 12. část 2
Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

Teorie a praxe

Naše terminologie je živá 6
Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

Ze zahraničních časopisů

Geotechnické práce při rozšíření Panamského průplavu 8
S využitím článku „Expanding the Panama Canal – Wider Path Between the Seas“ autorů Colomba Biserny a Marca Chiarabelliho, Deep Foundation, Mar/Apr 2016 napsal RNDr. Ivan Beneš. Zakládání staveb, a. s.

Teorie a praxe

Monitoring technologií speciálního zakládání I. 11
Ing. Ivan Bažant, strojní vývoj, Zakládání staveb, a. s.

Dopravní stavby

Pilotové založení mostů na nové silnici I/11 Nebory–Oldřichovice 13
Ing. Roman Vaďura, Zakládání staveb, a. s.

Technologická šachta u Zábělé na Ejpovických tunelech na modernizované železniční trati Rokycany–Plzeň 16
Ing. Jiří Velebil, METROPROJEKT Praha, a. s.

Realizace šachty technologií převrtávaných pilot 17
Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.

Výjezdový portál Chlum Ejpovického tunelu a portálová stavební jáma na modernizované železniční trati Rokycany–Plzeň 18
Ing. Martina Urbánková, METROPROJEKT Praha, a. s.

Práce speciálního zakládání na zajištění portálu Chlum a portálové stavební jámy 21
Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.

Vodohospodářské stavby

Rekonstrukce jezu Černošice na řece Berounce 22
Ing. Petr Kaňkovský, Sweco Hydroprojekt, a. s.,
s přispěním Ing. Jana Šimůnka, Povodí Vltavy, s. p.

Projekční řešení prací speciálního zakládání na jezu a rybím přechodu v Černošicích 27
Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.

Realizace jezu a rybího přechodu v Černošicích 28
Tomáš Kukla, Ing. Roman Vaďura, Zakládání staveb, a. s.

Podzemní stavby

Rekonstrukce tunelu Alter Kaiser Wilhelm (AKWT) v Německu 30
Ing. Jiří Matějíček, Ing. Jiří Patzák, Subterra, a. s.,
s přispěním Ing. Radka Obsta, Zakládání staveb, a. s.

Historie speciálního zakládání staveb – 12. část

V této části našeho seriálu dokončujeme popis historie v oblasti hloubení základů při zřizování podzemních stěn. V předchozích částech jsme se věnovali metodám těžby rýhy a jejího vyplňování především u pažicích stěn. Nyní přiblížíme dějinný vývoj v poněkud odlišné, ale také velmi rozsáhlé oblasti využití těsnicích clon. K tomu patří i specifické využití bariér proti kontaminaci na poli sanací znečištění horninového prostředí. Dostaneme se tak již částečně do posledního námi vymezeného okruhu činností speciálního zakládání staveb, tedy do odvětví zlepšování základových půd.

Těsnicí podzemní stěny

Ve světě bylo provedeno obrovské množství podzemních stěn za účelem **zřízení těsnicích clon** proti průsaku podzemní vody. Jak jsme již uvedli v 9. části seriálu (Zakládání 3/2015), byl tento typ vlastně vůbec prvním případem provedené podzemní stěny. Před polovinou 20. století se při potřebě clony pod vodním dílem pracně budovala betonová stěna **z řady spouštěných šachet nebo pneumatických kesonů.** Z přetlakových kesonů s podporou hloubkového odvodnění byla například v roce 1936 zbudována clona do hloubky 40 m pro massachusettskou přehradu Winsor v USA, zajišťující dodávku pitné vody pro město Boston. Příklad rané clony z šachet v suchém prostředí až do hloubky 90 m poskytuje přehrada Rodríguez v Mexiku z roku 1944. U nás byla v roce 1953 zbudována pro přehradu Lipno clona ve zvodnělém prostředí z pneumatických kesonů o rozměrech 3x14,5 m do hloubky až 16 m.

Podzemní stěny ovšem poskytly výhodnější řešení. Jejich prvotní verzí, započatou ve 40. letech v USA, byla průběžná těžba rýhy **vlečným korečkem** při současném vytváření **zeminobentonitové výplně** clon zpětným zahrnutím rýhy směsí výkopku a suspenze.

A proč vlastně ve Spojených státech došel obliby právě tento způsob? Sešlo se tam několik příznivých faktorů: plošně rozsáhlá staveniště se souvrstvím sedimentárních zemin, nabídka vysoce kvalitního wyomingského bentonitu a nástup silné mechanizace, který válkami poničená Evropa nezachytila. Obecně sice byla tato technologie omezena hloubkovým dosahem, ale přesto našla díky nízkým nákladům masivní využití po několik desetiletí a občas se uplatnila i později.

Vlečný koreček vynalezl v roce 1904 Američan John W. Page pro výkopové práce na chicagském průplavu. Ačkoli své stroje neustále vylepšoval a v roce 1924 zavedl jako první dieselový pohon nosiče, byl jeho podnik předstižen v jiných ohledech početnou konkurencí. Firma Bucyrus zavedla jako první v roce 1911 plazový nosič a v roce 1912 byla na čele zavádění elektropohonu. Jiná později slavná firma, P&H, zavedla benzínový pohon nosičů v roce 1914. Ve 20. letech vypukla velká poptávka po těchto výkonných mechanismech, které pak dosahovaly v povrchové těžbě

Obr. 1: Typický bagr s vlečným korečkem na konci 70. let v USA. Nosič firmy Manitowoc, model 6400, tah na laně 38 t, výložník 53 m s korečkem firmy Hendrix o objemu 10,5 m^3 (internet)

surovin obřích rozměrů. V 70. letech důlní těžba ekonomicky vrcholila a u kráčivých velkorypadel byl objem korečku 100 až 160 m^3. V inženýrském stavitelství se sice ustálil menší objem používaného korečku pouze na několika m^3, ale od počátku byly pro clony dosahovány impozantní proporce tloušťky 1,5 až 3,05 m (obr. 1).

S ohledem na nedostatečnou kvalitu zeminobentonitového těsnění zhotoveného in-situ bylo nezbytné zvětšit tloušťku stěny pro snížení gradientu průsaku. Například u přehrady Wanapum na řece Columbia ve státě Washington, byla v roce 1962 provedena clona o tloušťce 3,05 m až do hloubky 25 m a obdobným způsobem na přehradě West Point ve Virginii v roce 1962 do hloubky 18 m (obr. 2).

Obr. 2: Provádění clony pro přehradu West Point ve Virginii v USA v roce 1962. Vlečný koreček zřizuje bentonitovou stěnu o tloušťce 1,5 m do hloubky 18 m (internet)

Tento postup, výhodný pro pro prostorná staveniště, se využíval i později a byl stále vylepšován čištěním dna rýhy i různými metodami homogenizace výplně. Od 70. let se však začalo přecházet na modifikaci původní metody s použitím **samotvrdnoucí suspenze,** která svou vyšší a standardní kvalitou umožnila podstatné zmenšení tloušťky stěny, a tedy i výkonnější těžbu hydraulickým rypadlem s extra dlouhým ramenem (obr. 3). Američané si za ta desetiletí navykli používat svůj název **„slurry wall“** (doslovně: stěna ze suspenze či z kalu) pro jakékoli podzemní stěny, tak jak se historicky ustálil z jejich popsané praxe prvotních stěn. V Evropě byly sice od roku 1950 první podzemní stěny zhotovovány také jako těsnicí, ale s nahrazením bentonitové suspenze v jednotlivých lamelách stěny **jílobetonovou výplní z tzv. plastického betonu.** Lamely byly vytvořeny z propojených pilot poměrně malého průměru – jen 60 cm. Proto zde bylo historicky všeobecně přijato užívání názvu **"diaphragm wall“** (doslovně: membránová či přepážková stěna), který zdůrazňuje relativní tenkost stěny vzhledem k její ploše. Plastický beton měl odpovídat svým nižším modulem přetvárnosti horninovému prostředí a předcházet při možných deformacích křehkému porušení stěny. Prvotní technologie s nárazovým vrtáním byla volena jako obzvláště

Obr. 3: Typický způsob provádění těsnicí clony ze samotvrdnoucí suspenze s užitím konvenčního rypadla s podkopovou lžící na dlouhém výložníku na počátku 20. století (internet)

Obr. 4: Konvenční hloubení základů pilířové klenbové přehrady Daniel Johnson (Manic 5) na řece Manicouagan v Kanadě ve štěrkových sedimentech s balvany pod ochranou dočasné protivodní hráze s hloubkou clony 78 m z pilotových elementů prvotní metody I.C.O.S., v roce 1964

výhodná pro obtížnější geotechnické podmínky s ukloněným skalním podložím a s výskytem balvanů. V té době již byla ve světě postavena vodní díla ve většině snadnějších profilů a začalo se vstupovat do projektů v komplikovanějším prostředí. Bylo to například u clon pro několik přehrad prstencového řetězce nádrží na řece Manicouagan v provincii Quebec v Kanadě. V etapách realizace jednotlivých přehrad od roku 1964 do roku 1974 tam clony zasahovaly do podzemního úzkého skalního kaňonu z granitické ruly postupně do hloubek od 25 do 120 m (obr. 4).

Obdobně se až do začátku 70. let realizovalo ve vhodných geologických podmínkách velké množství projektů metodou průběžné těžby lamel s použitím samotvrdnoucí suspenze drapákovou technikou. S její pomocí byla tvořena souvisle zatvrdlá suspenze v rýze bez pracovních spár mezi jednotlivými úseky. Konečně tím byl sloučen americký ideál clony bez přerušení spárami s evropským požadavkem na kvalitu materiálu výplně. Lavinovitému rozšíření této výhodné a všeobecně žádané technologie pak nezabránila ani patentová ochrana původního vynálezu inženýra P. Carona. U nás byla stejná technologie použita poprvé Speciálním závodem zakládání staveb, o. p., Vodní stavby, při budování těsnicí clony odkaliště elektrárny Počerady v roce 1978 (obr. 5)

Pro technologii těžby hydrofrézou sice nelze uvedenou výhodu samotvrdnoucí suspenze využít, protože nelze podrobit tuto suspenzi čištění, jež reverzní cirkulace vyžaduje, na druhou stranu jsou však hydrofrézy svojí výkonností a dosahem nenahraditelné obzvláště při **rekonstrukcích těsnicích clon přehrad.** Jsou schopny profrézovat i původně injektované clony ve skalním prostředí. Výplň se v těchto případech zhotovuje klasickým postupem z plastického betonu. Jedná se o jeden z nejnáročnějších úkolů, který před oborem speciálního zakládání stojí. Jen v USA z celkového počtu přehrad 87 000 potřebuje opravu 4000 a z toho polovina je v nebezpečném stavu. Velké množství stávajících přehrad ve světě má již za sebou zhruba 50 až 100 let fungování (2. část seriálu, Zakládání 4/2013, obr. 2) a mnohé z nich vykazují potřebu generální opravy právě kvůli zvyšujícím se průsakům. K jejich nárůstu dochází vytvořením preferenčních cest dlouhodobou filtrační erozí v oslabených nehomogenních místech clon. Zpravidla to znamená provést novou clonu z koruny stávající hráze, obvykle profrézovanou přes její zemní konstrukci a přes existující clonu až hluboko do podloží. Tloušťka nové clony musí být patřičně mohutná, aby splnila nynější vysoké požadavky bezpečnosti a trvanlivosti. Jeden z takových prvních projektů byl na přehradě Mud Mountain v USA v roce 1988, kde byla zhotovena clona o tloušťce 1 m do hloubky až 124,5 m. Několik dalších havarijních oprav bylo provedeno zejména v USA a mnoho dalších se připravuje (obr. 6). V roce 2007 byla dokonce zhotovena nová clona přes betonovou přehradu Arapuni z roku 1927 na Novém Zélandu. Jedná se o 64 m vysokou gravitační hráz přes řeku Waikato. Těsnicí stěna zde byla provedena speciálním postupem firmy Trevi převrtávání sousedících pilot, ovšem jen o průměru 400 mm do hloubky 90 m. S ohledem na značnou náročnost prací byla clona zhotovena pouze ve čtyřech pečlivě vybraných úsecích s výskytem průsaku.

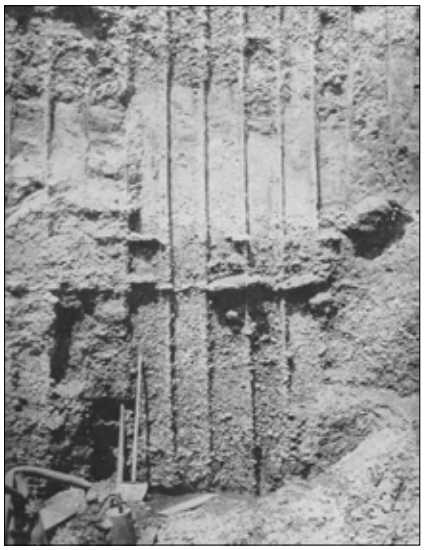
Tenké těsnicí stěny

V poválečném období rozsáhlé výstavby se široce otevřel prostor pro kreativitu v důsledku velké poptávky po těsnicích clonách pobřežních hrází řek v nížinných částech západní Evropy. Jelikož tehdejší nedostatek ocelových štětovnic neodpovídal těmto

Obr. 5: Těsnicí podzemní stěna ze samotvrdnoucí suspenze pro úložiště popílkových kalů v Počeradech, těžená vedeným kelly drapákem (archiv Zakládání staveb, a. s./Vodní stavby)

požadavkům, rozvinulo se od konce 50. let náhradní používání **tenkých těsnicích stěn.** První byla vyvinuta v roce 1955 francouzskou firmou ETF v Toulouse. Její lamely byly vytvářeny tlakově vháněnou jílocementovou směsí do dutiny vyražené v zemině břitem formovacího I-profilu působením dieselberanu. Výplňová směs byla po dlouhou dobu počátečních let levně připravována obvykle z místně dostupného hlinitého jílu s potřebným siltovým podílem pro dosažení výsledné pevnosti. Svislé vytahování prvku bylo tehdy zajišťováno hydraulickými stoličkami a k manipulaci pro opětné zarážení v překryvu předchozího prvku byl ještě potřeba samostatný jeřáb. Vzniklé stěny o tloušťce 10–15 cm a s dosaženými hloubkami do 10 m se obzvláště hodily pro ekonomické zřízení stovek

Obr. 6: Havarijní rekonstrukce těsnicí clony zemní přehrady Wolf Creek na řece Cumberland v Kentucky v USA v roce 2014. Nově byla k odstranění průsaků krasovým podložím zřízena betonová podzemní stěna do hloubky 90 m. Na koruně hráze byla při provádění skutečná skrumáž speciálních těžkých mechanismů (Trevi/Soletanche).



Obr. 7: Na výšku 5 m obnažená tenká těsnicí stěna ve štěrkopíscích při budování pobřežní hornodunajské hráze v bavorském Günzburgu v roce 1958 (ETF)

kilometrů dlouhých protipovodňových těsnicích clon v hrázích podél toků velkých řek, jako je Dunaj nebo Rýn (obr. 7).
V polovině 60. let byla tato technologie radikálně vylepšena použitím těžkých elektrovibrátorů, urychlujících i vytahování razicího prvku bez pomocných strojů (obr. 8).
Tím se zvýšil hloubkový dosah na 20 m a s časovou dostupností silnějších mechanismů později až na 30 m. Od začátku 70. let pak byla přechodem na bentonitocementové směsi s vápencovým fillerem umožněna automatizovaná výroba standardně kvalitní výplně ustáleným průmyslovým postupem (obr. 9).
Jen v samotném Rakousku jich bylo po prvních zkušebních stavbách provedeno

Obr. 8: Jedno z prvních nasazení těžkého elektrovibrátoru na lafetě ještě s kolejovým podvozkem pro zhotovení tenkých těsnicích stěn na stavbě hornodunajské elektrárny v bavorském Bittenbrunnu v roce 1966 (Soletanche).

Obr. 9: Budování tenké těsnicí clony do hloubky 10 m pro hráz později zrušeného projektu přehrady Nagymaros na řece Dunaj v Maďarsku v roce 1988. Rakouská firma UniversalBau použila ve štěrkopíscích těžký elektrovibrátor Ferrokonstrukt 40 t na hydraulickém nosiči Ackerman (autor)

za čtyřicet let od roku 1968 více než 2 miliony m^2. V tuzemsku byla tato technologie poprvé použita v roce 1987 u SZZS, o. p., Vodní stavby pro zkušební jímku v Neratovicích.

Speciální podzemní bariéry

Rozsáhlým polem použití podzemních stěn se s nástupem radikální ochrany životního prostředí od poloviny 60. let staly i **trvalé bariéry proti znečištění** horninového prostředí. V té době se již v důsledku výzkumu funkce jílového těsnění skládek odpadů zhotovovaného z přírodního homogenizovaného jílu začal zásadně měnit názor na průběh průsakových jevů při působení elektrolytů kontaminovaných vod. Omezená platnost Darcyho filtračního zákona (8. část seriálu, Zakládání 2/2015) pro průsak čisté vody v jílovitém málo propustném prostředí byla sice známa již od 19. století a další badatelé jej v různých modifikacích upřesňovali, ale v běžné praxi bylo používání této jednoduché formulky hluboce zažito. Často se používala ve své triviální formě i pro případy průsaku nebezpečného znečištění jílem, a to až do začátku 21. století. K podstatnému obratu přispělo podrobnější řešení problémů s průsakem kontaminace, započaté ve světě v 80. letech. Výzkumy prokázaly, že elektrochemické reakce v mikropórech mohou průsak těsněním radikálně zpomalit až úplně zablokovat. Zjistilo se ale také, že ve zvláštních případech může přítomnost určitých chemických látek průsak v běžných jílech urychlit. Byly odkryty i další vlivy jevů, jako jsou difuze a adsorpce. U nás byl průkopníkem hlubšího poznání filtrace v málopropustných zeminách světově uznávaný půdní fyzik **prof. Ing. Miroslav Kutílek, DrSc.,** z pražského ČVUT, který uvedl komplexnost této teorie již ve své vysokoškolské učebnici z roku 1966. Pro povolané na tomto poli tím otevřel

Obr. 10: Zřizování těsnicí stěny tloušťky 60 cm ze speciální samotvrdnoucí suspenze drapákovou technologií v rámci zhotovení úplného geokontejnmentu skládky toxických odpadů Kema Skalná v roce 1997 (Soletanche ČR)

cestu k pozdějšímu osvojování dalších důležitých poznatků ze světa.
Specifická kvalita a homogenita bariéry se tudíž stala hlavní zbraní proti možnému vzniku preferenční cesty průniku kontaminace, která se vytváří na diskontinuitách v hmotě clony.
Řada předních světových firem speciálního zakládání začala tehdy intenzivně provádět vlastní experimenty s různými **sorbentními a rezistentními složkami** samotvrdnoucí suspenze, které byly dle míry jejich osvědčení v praxi následně patentovány. Důležitou podmínkou bylo směřování vývoje suspenze na trvanlivost přes 100 let. Z těchto zkušeností také v 90. letech vyplynulo zavádění nových předpisů, požadujících například standardizaci výroby speciální směsi a minimální tloušťku bariéry. Tyto metody pak umožnily trvalou enkapsulaci mnoha problematických toxických zátěží z minulých průmyslových činností (obr. 10).
Za obtížných podmínek došlo i k uplatnění těžby rýhy za pomoci hydrofrézy s výplní ze speciálních plastických betonů. V roce 1992 tak firma Soletanche uzavřela v rakouském

Obr. 11: Budování těsnicí clony s geomembránou kolem skládky agresivní zelené skalice v chemičce Přerov v roce 1981. Fólie Isofol z měkčeného PVC byla instalována tzv. „ze svitku“ do hloubky 7 až 9 m (SZZS, o. p., Vodní stavby)

Laakirchenu kruhovou clonou skládku směsného agresivního znečištění. Stěny o tloušťce 1 m dosahovaly do hloubky 70 m a byly vyplněny speciálním plastickým betonem s vysokou protiagresivní odolností.
V obzvláště náročných podmínkách znečištění byly od 80. let zavedeny také kompozitní podzemní stěny vybavené nainstalovanými souvislými plastovými **geomembránami z PEHD** se speciálními spojovacími zámky. V tuzemsku představovala první podobnou stavbu urgentně požadovaná těsnicí clona v Přerově v roce 1981 (obr. 11). Byla ovšem tehdy zatížena nedostupností vhodného plastového materiálu, a proto bylo osazování i zajištění spojů jednotlivých dílů geomembrány z měkčeného PVC velmi obtížné.
Geomembrána z PEHD byla u nás poprvé použita také na této akci v další etapě prací v roce 2001 (obr. 12).
Slibný rozvoj tohoto segmentu stavebního průmyslu se však na počátku století výrazně utlumil, když začaly s narůstajícími problémy ekonomiky všeobecně vysychat finanční zdroje pro sanační zásahy. Zájem o podzemní bariéry se pak přesunul od trvalých k dočasným podzemním stěnám, sloužícím jen jako pomocné prvky v jiné koncepci zlepšování horninového prostředí při sanacích zemního znečištění. Touto skupinou metod se budeme zabývat až v poslední části seriálu.

Ing. Jindřich Řičica, *ADSZS*

Obr. 12: Osazování panelu geomembrány z PEHD tl. 2 mm do hloubky 10 m v těsnicí podzemní stěně při nové úpravě skládky zelené skalice v Precheze Přerov v roce 2001 (Zakládání staveb, a. s.)

History of the special foundation engineering – part 12

Another part of the sequel completes history description in the field of foundations excavation when diaphragm walling is employed. In previous parts we dealt with methods of trench excavation and its consequent fulfilling namely for retaining walls. Now we focus on history evolution in rather different but also very vast field of cut-offs use. It comprises even specific usage of cut-offs as barriers against contamination in systems of ground clean-up. By this we alredy partly intrude into the last segment of general activities of special foundations defined by us as ground improvement.

iMateriály

Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace z oboru stavebnictví, novinky v oblasti stavebních materiálů a výrobků a odborné články renomovaných autorů.

www.imaterialy.cz

Provádění základových pilot pod mostem SO 210 přes vodoteč v km 9,324

Pilotové založení mostů na nové silnici I/11 Nebory–Oldřichovice

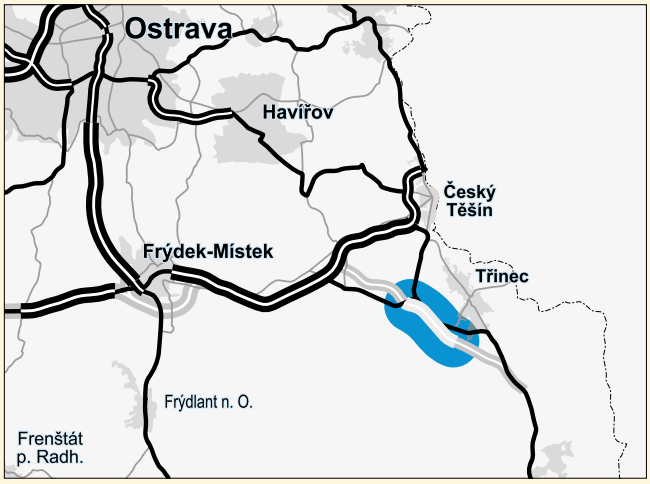
Článek popisuje hlubinné založení 13 mostních objektů na velkoprůměrových pilotách na nově realizované čtyřproudé silnici I/11 v úseku Oldřichovice–Nebory v Moravskoslezském kraji. Práce prováděla společnost Zakládání staveb, a. s., včetně pilotového založení protihlukových stěn.

Nové čtyřproudé spojení se Slovenskem po přeložce stávajících silnic I/11 a I/68

Stavba silnice I/11 Nebory–Oldřichovice je jedním ze tří úseků nově budovaného přeložení silnic I/68 a I/11 v úseku Třanovice–Mosty u Jablunkova, tedy velmi důležité a frekventované spojnice silnice R 48 se Slovenskem. Celá přeložka má délku 16,5 km. Po dokončení přeložení těchto silnic vznikne druhé čtyřproudé spojení se Slovenskem (po D1).

Původní trasa je již nevyhovující z mnoha důvodů, především proto, že je vedena přes hustě obydlené obce Třinec, Nebory, Oldřichovice, Vendryně se všemi negativními dopady na obyvatele a nevyhovuje zdaleka již

Tentýž objekt jako na horním obrázku po dokončení mostovky



Situace umístění stavby nové silnice I/11 Nebory–Oldřichovice

Provádění tzv. kyvných pilot

ani kapacitně, neboť mj. obsluhuje značnou část provozu směřujícího do průmyslové zóny v Nošovicích a do Třineckých železáren.

Celá přeložka je rozdělena na tři stavební úseky. Prvním úsekem, navazujícím na R 48, je úsek I/68 Třanovice–Nebory (5,4 km), druhým I/11 Nebory–Oldřichovice (4,86 km) a třetím I/11 Oldřichovice–Bystřice (6,24 km). Momentálně jsou stavební práce realizovány na druhém a třetím úseku s jejich plánovaným zprovozněním v září 2017 (dle údajů ŘSD). Na prvním úseku se v současné době se dokončuje majetkoprávní příprava stavby [1)].

Vedení trasy nové silnice I/11 Nebory–Oldřichovice

Zájmová trasa je vedena převážně přes polní pozemky a rozvolněnou zástavbu vesnického a příměstského typu. Menší procento ploch dotčených plánovanou komunikací zaujímají lesní porosty a vodoteče. V rámci stavby jsou navrženy dvě mimoúrovňové křižovatky délky 1,95 km, 13 mostních objektů v délce 1,13 km a tři objekty protihlukových stěn v souhrnné délce 9,15 km. Na základě podrobného IG průzkumu bylo rozhodnuto o hlubinném založení na velkoprůměrových pilotách. Jako podklad pro realizační projekty všech 13 mostních objektů posloužily tři zkušební nesystémové piloty (viz podrobně Zakládání 2/2015).

Geotechnické poměry na staveništi

Zájmové území patří do skupiny příkrovů Západních Karpat s převládajícími sedimenty. V podslezské příkrovové desce převažují vápnité a prachovitopísčité jílovce s laminami drobových pískovců a slepenců. V nadložním frýdlantském souvrství zcela převládají pestře zbarvené jílovce. Horniny mají charakter jílů vesměs pevné konzistence a tvoří tak vlastní základovou půdu, která je zařazena do tř. R6, výjimečně i do R5. Pokryvné kvartérní sedimenty s proměnlivou mocností jsou tvořeny úlomky pískovců. Podzemní voda z hlediska chemické agresivity vykazuje nízký stupeň XA1.

Technické řešení

Na každém mostním objektu byly realizovány zpevněné pracovní plošiny pro pojezd vrtné soupravy BG 18H. Pořadí vrtání jednotlivých pilot bylo určeno vždy až po vyhodnocení geologického profilu z vývrtku první piloty. Aby nedošlo k hydraulickému propojení vrtu s čerstvě zabetonovanou sousední pilotou, a nedošlo tak k jejímu poškození, neprováděly se pažené piloty v osové vzdálenosti menší než 6násobek průměru piloty. Výstroj pilot tvořily armokoše zhotovené na místě z betonářské oceli tř. B500B (B500St) dle příslušné projektové dokumentace. Svislá nosná výztuž byla z profilů R20 a R25, smyková výztuž byla tvořena spirálou z profilu R8. Požadované krytí betonářské výztuže armokoše bylo zajištěno betonovými distančními kolečky.

Zkouška integrity pilot se prováděla metodou PIT u každé piloty. K testování celistvosti dříku u vybraných pilot prostřednictvím ultrazvukové metody CHA byly do armokoše vkládány bezešvé ocelové trubky rozměru 60,3/2,9 mm v počtu 3 ks na armokoš. Betonáž pilot se prováděla pomocí usměrněných sypákových rour za použití betonu C 25/30 XA1 D_{max}22-S4–Cl 0,2, max. průsak do 50 mm. Hlavy pilot byly přebetonovány o cca 30 cm nad projektovanou úroveň čistého betonu. Po zhotovení podkladního betonu navazujících konstrukčních celků (pilířů) se přebetonávka ubourala.

Realizace

Jak již bylo uvedeno výše, celkem společnost Zakládání staveb, a. s, realizovala založení 13 mostních objektů (SO 201… SO 261) – celková délka 11 051 m pilot, z toho 10 813 m průměru 880 mm a 238 m průměru 1180 mm. Práce byly zahájeny v dubnu 2015 a ukončeny v březnu 2016 se 4měsíčním přerušením v zimním období (problémy s přípravou pracovních ploch v dané lokalitě). Při vlastním provádění se potvrdily příznivé geotechnické poměry na staveništi predikované v RDS. Společně s dobrou organizací práce a logistikou v zásobování betonem tak byl průměrný denní výkon za celé období realizace 76,3 m/směnu paženého vrtu. Nebyly výjimky, kdy se dosahovalo denního špičkového výkonu kolem 120 m!

Pilotové zakládání mostu SO 210

Mostní objekt SO 205 přes Bystrý potok a místní komunikaci v km 7,182

Protihlukové stěny po osazení svislých stojek

Rozmanité základové poměry na staveništi v linii dlouhé téměř 5 km se odrazily v jedinečném návrhu založení pro každý pilíř a opěru. Pilíře menších mostních konstrukcí byly většinou zakládány na skupinách 8 až 12 ks pilot dl. do 13 m. Naproti tomu pilíře u největších mostních objektů SO 207 a SO 210 byly založeny na skupinách 16 a 26 ks pilot dl. 15 až 20 m.
Na opěrách dvou mostních objektů byly pro umožnění mírných vodorovných deformací použity tzv. kyvné piloty s redukovaným průměrem po délce: v dolní části 900 mm a v horní části 600 mm. Tato horní část byla v délce 6 m betonována do ztraceného papírového bednění; mezikruží do průměru 900 mm (ocelová pažnice) bylo vyplněno štěrkovým zásypem.
Během realizace pilotového založení bylo do vrtů uloženo celkem 6858 m³ betonu a 508,3 t oceli. Dobrý výsledek stavby svědčí o vysokém pracovním nasazení a zvládnuté technologické kázni, neboť za celou dobu realizace nebyla vykázána jakákoli reklamace ze strany objednatele.

V současné době stavba pokračuje výstavbou **protihlukových stěn.** Postup prací spočívá ve vyhloubení předvrtu průměru 1080 mm, hloubky 1,2 m a následném hloubení vrtu průměru 750 mm, dl. 4,5 až 6,5 m. Do vrtu je osazen armokoš a provedena betonáž. Poté je do hlavy pilot osazen a zafixován v projektované poloze armokoš hlavy a dokončena betonáž. Tímto způsobem bude provedeno 994 ks pilot v celkové délce 3713 m. Předpokládaný termín dokončení je v listopadu 2016.

Pilotové založení protihlukových stěn

Protihlukové stěny po osazení svislých stojek

Základní údaje o stavbě
Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR
Projekt bude podpořen z Fondu soudržnosti v rámci Operačního programu Doprava.
Zhotovitel stavby: Sdružení pro I/11 Imos – D.I.S. (IMOS Brno, a. s.; D.I.S., spol. s r. o.)
Zhotovitel realizační dokumentace: Dopravoprojekt Ostrava, s. r. o.
Práce speciálního zakládání Zakládání staveb, a. s.

Ing. Roman Vaďura, *Zakládání staveb, a. s.*
Foto: Antonín Gottvald, Alois Zelenka

[1] **Stav přípravy 1. Úseku I/68 Třanovice–Nebory**
V 06/2016 bylo vykoupeno 93 % potřebných pozemků. Část stavebních povolení je již vydaná, na části probíhá stavební řízení a poslední vyvlastňovací řízení. Dne 7. 4. 2016 bylo Ministerstvem ŽP vydáno nesouhlasné závazné stanovisko dle Novely EIA ke Stavebnímu řízení vedeného KÚ MSK pro části hlavní trasy. Důvodem byla změna v návrhu konstrukce vozovky a tím nedodržení podmínky Stanoviska EIA, které požadovalo upřednostnění typů povrchů s nejnižším možným koeficientem (valivé hlučnosti) v úsecích podél blízké obytné zástavby. Bez souhlasného stanoviska EIA není možné vydat stavební povolení na hlavní trasu. (ŘSD)

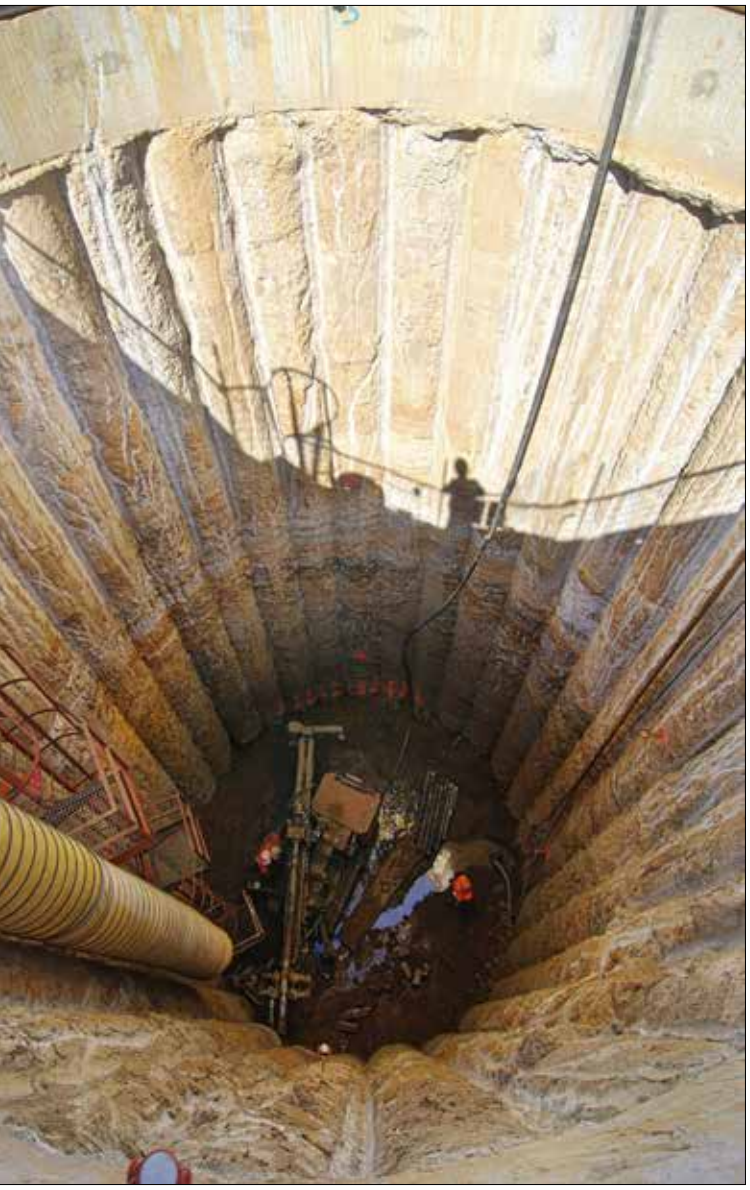
Pile foundation of new bridges on the road I / 11 Nebory-Oldrichovice

The article describes the deep foundation of 13 bridges on large diameter piles on the newly implemented the four-lane road I/11 in the section Oldrichovice–Nebory in the Morava-silesian region. Works were carried out by Zakládání staveb, Co., including pile foundation of noise walls.

Technologická šachta u Zábělé na Ejpovických tunelech na modernizované železniční trati Rokycany–Plzeň

Stavební objekt technologické šachty pažené převrtávanými pilotami u obce Zábělá (SO 32-38-32) se nachází přibližně ve 2/3 délky Ejpovických tunelů (ve směru od Rokycan k Plzni), mezi místními masivy Homolka a Chlum. Šachta byla vybudována v místě budoucího technologického centra a bude jeho součástí jako provozní a revizní objekt. V dolní části je ze šachty rozražena přístupová štola k propojce č. 6 mezi jižní a severní tunelovou troubou Ejpovických tunelů.

V prvních stupních projektové dokumentace byla výstavba technologické šachty plánována jako monolitická konstrukce ve velké otevřené hloubené stavební jámě rozměrů cca 150 x 50 m. Ta zde měla být zřízena pro možnost přístupu mechanizace k ražbám tunelů Homolka a Chlum, navrženým dle zásad NRTM. Podobně zde měla být vystavěna tunelová propojka č. 6. Po změně metody výstavby z NRTM na ražbu pomocí plnoprofilového tunelovacího stroje TBM došlo k úpravě některých stavebních objektů – velká stavební jáma v této oblasti byla zrušena, technologická šachta a tunelová propojka zůstaly zachovány, ale byla změněna technologie jejich výstavby. Technologická šachta byla vestavěna do stavební jámy kruhového půdorysu s vnitřním průměrem 3500 mm z převrtávaných pilot 1180 mm hloubky cca 20 m. Šachta bude po dokončení tvořena kruhovým točitým schodištěm (šířky 1800 mm a podchodné výšky 2050 mm) umístěným mezi vnější pažení z převrtávaných pilot a obezdívky a vnitřní vlastní provozní šachtu/kolektor s rozvody vody, elektra atd.



Pohled do vytěžené šachty během rozrážky přístupové štoly k tunelové propojce č. 6

V současné době ještě není propojka č. 6 vyražena v celé své délce, dokončení její ražby se uskuteční až po vyražení severní tunelové trouby. Propojka bude sloužit pro případný bezpečný únik z jednoho tunelu do druhého v případě mimořádné události či havárie. Technologická šachta bude v podobných případech moci sloužit také jako přístupová cesta z povrchu pro zásah hasičů. V první fázi výstavby před dokončením ražby jižního tunelu posloužila šachta dále k vyrovnání geodetické sítě, resp. k ověření směru ražby tunelovacího stroje.

Geologické a hydrogeologické poměry

Geologické poměry místa výstavby šachty jsou značně litologicky a hydrogeologicky komplikované. Předkvartérní podklad je tvořen proterozoickými horninami v podobě spilitů a jílovitoprachovitých břidlic. Prostorový rozsah spilitů a břidlic je zde do značné míry ovlivněn existencí tektonických poruch (zlomů), které oddělují dílčí kry. Dle výsledků geofyzikálního měření a interpretace nově provedených i archivních vrtů prostorem tunelové propojky prochází poklesový zlom směru SV–JZ a úklonu cca 70 ° k SZ. Ve směru SZ od tohoto zlomu je svrchní část předkvartérního podloží tvořena jílovitoprachovitými a prachovitými břidlicemi, které v hloubce kolem 16,0–20,0 m přecházejí do podložních spilitů. Ve směru JV od zlomu je podloží v zájmovém území tvořeno výhradně spility, které v hloubce od 18,0–20,0 m pravděpodobně přecházejí do prachovitých břidlic.

Povrch proterozoického podloží se v zájmovém území pohybuje v hloubce kolem 7,5–9,0 m pod stávajícím terénem a klesá severním směrem do hloubky kolem 11,0–12,0 m. Východním směrem v prostoru za tektonickou linií (tj. v oblasti vyšší tektonické kry) se pak povrch proterozoického podloží dostává naopak do hloubky jen 5,0–6,0 m.

Kvartérní pokryvné útvary jsou v zájmovém území tvořeny sprašovými hlínami a diluviálními sedimenty. Spražové hlíny tvoří nejsvrchnější polohu pokryvných útvarů, jejich celková mocnost se pohybuje v rozmezí 1,4–3,0 m. Nižší polohy kvartérních zemin jsou tvořeny diluviálními sedimenty v podobě hnědé silně písčité hlíny (jílu), která s hloubkou pozvolně přechází do hlinitého (jílovitého) písku, ve spodních polohách s příměsí drobných úlomků a valounů.

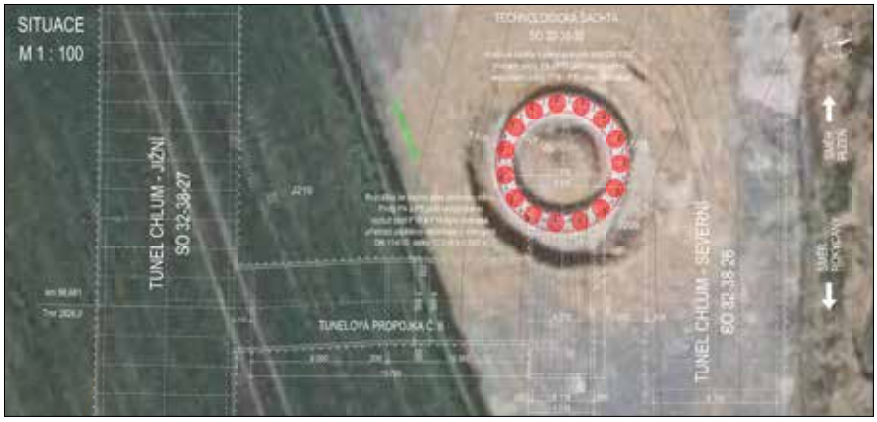
Hladina podzemní vody byla zastižena v hloubce 12,0–13,0 m pod stávajícím terénem v prostředí svrchních poloh silně zvětralých břidlic a spilitů. Na základě výsledků čerpacích zkoušek s ustáleným prouděním byl pro zastižený kolektor stanoven koeficient hydraulické vodivosti $\mathbf{k_f}$ = 2,5–2,8.10^{-5} m/s. Svrchní polohy rozložené a silně zvětralé horniny tvoří izolátor a jsou víceméně nepropustné.

Při realizaci šachty, přístupové štoly a ražbě propojky byly zastiženy převážně tektonicky porušené a rozpukané horniny spilitu a břidlice, spility od velmi zvětralých (R3–R4) po mírně zvětralé (R2–R3), lokálně se vyskytovala mírně až silně zvětralá jílovitá břidlice pevnosti (R5–R6). Přítoky podzemní vody byly zastiženy ve dně raženého profilu propojky cca 0,5 l/s. Ražba probíhala bez komplikací dle projektové dokumentace, na sledovaných konvergenčních profilech byly měřeny deformace do 5 mm.

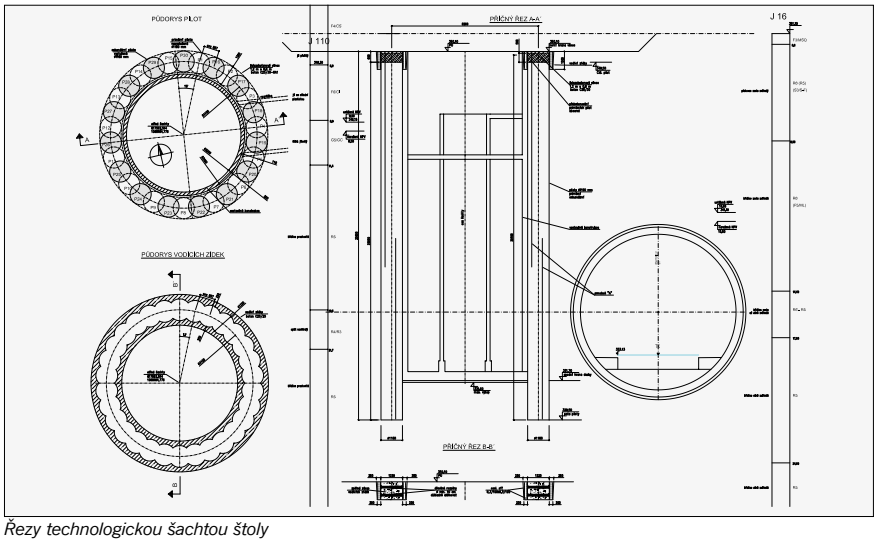
Ing. Jiří Velebil, *METROPROJEKT Praha, a. s.*
Foto: Libor Štěrba

Realizace šachty technologií převrtávaných pilot

V říjnu 2014 byly zahájeny práce na zajištění technologické šachty u Zábělé pomocí převrtávané pilotové stěny. Použití této technologie je pro podobné projekty ideálním řešením. Kruhové uspořádání převrtávaných pilot v půdorysu za podmínky dodržení předepsaných geometrických tolerancí při provádění je výhodné jak technicky, tak ekonomicky.
Geotechnické poměry na staveništi byly podrobně popsány v předchozím textu, zde proto jen zrekapitulujme, že předkvarterní podloží se nacházelo v hloubce od cca 7,0–8,0 m a bylo tvořeno prachovitými břidlicemi R5 a níže položenými spility R4–R3, které byly na hranici vrtatelnosti. Převrtávaná pilotová stěna byla vytvořena z 30 vrtaných pilot o průměru Ø 1180 mm umístěných v osových vzdálenostech po 857 mm. Polovina pilot označených P1–P15 byla primárních, polovina pilot P16–P30 byla sekundárních.
Piloty byly realizovány soupravou DELMAG D22 z pracovní plošiny přes vodicí zídky.
Do rýhy hloubky cca 1,0 m bylo osazeno jednostranné bednění ve tvaru navazujících oblouků pilot s maximální světlou šířkou 1220 mm a po osazení výztuže (2 ks ocelové svařované sítě) byly zídky zabetonovány. Takto vzniklá dočasná konstrukce po dosažení pevnosti 15,0 MPa zajišťovala při provádění převrtávané pilotové stěny správnou polohu nasazení jednotlivých pilot.
Piloty byly vrtány rotačně náběrovým způsobem pod ochranou dvouplášťových ocelových pažnic. Délka primárních pilot byla 20,50 m (horních 0,5 m bylo ubouráno na kótu 349,50), délka sekundárních pilot byla 20,0 m.
Technologie převrtávané pilotové stěny je založena na principu vytvoření nejdříve primárních pilot, které jsou zabetonovány prostým betonem bez vyztužení. Následně se tyto piloty částečně převrtají při hloubení vrtu pro sekundární pilotu, jejíž součástí je již armatura. Takto vytvořená konstrukce je v případě dodržení povolených geometrických tolerancí, což je nutným předpokladem pro požadované převrtání primárních pilot na celé délce piloty, schopná kromě zajištění pažicí funkce odolat i průsakům podzemní vody.
A právě s ohledem na požadavek maximálního omezení přítoků podzemní vody do šachty bylo při vrtání pilot nutno dodržet přísné tolerance přesnosti, maximální půdorysná odchylka v hlavě vrtu byla ± 20 mm, odchylka ve sklonu osy piloty max. 0,5 % z délky piloty. Svislost vrtu byla proto průběžně měřena pomocí „laserové olovnice“, naměřené odchylky byly zapisovány a vyhodnocovány.
Pro piloty byl použit beton C 25/30 XA1 s konzistencí S4. Pro primární piloty byla



Technologická šachta umístěná mezi dvěma tunelovými troubami s vyznačením tunelové propojky a přístupové štoly



Řezy technologickou šachtou štoly

receptura betonové směsi ve spolupráci s dodavatelem betonu upravena tak, aby nárůst pevnosti v prvních třech dnech byl zpomalen a primární piloty bylo možno lépe převrtat.
Po vytěžení šachty bylo z jejího dna zajištěno maloprofilovou vrtnou soupravou nadloží rozrážky, propojující šachtu s tunelovou propojkou č. 6. Ražený profil byl nad kalotou výrubu vyztužen mikropilotovým roštem z 11 MP Ø 114/10 délky 12,0 m ve vzájemné rozteči 0,35 m. Mikropiloty byly v celé délce opatřeny reinjektabilními ventilky pro následnou injektáž bezprostředního okolí vrtu.
Převrtávaná pilotová stěna splnila své zadání umožnit bezproblémovou těžbu šachty na potřebnou úroveň. Zásadním aspektem pro zajištění funkčnosti díla vytvářeného tímto způsobem je dodržení předepsaných tolerancí při hloubení vrtu, přičemž nejdůležitějším požadavkem je udržení svislosti, kde je maximální odchylka stlačena až na cca 25 % normové hodnoty běžného provádění pilot.

Ing. Jan Šperger, *Zakládání staveb, a. s.*

Objednatel/investor:
Správa železniční dopravní cesty s. o.,
Zhotovitel: Sdružení Metrostav, a. s.,
a Subterra, a. s.
Zhotovitel dokumentace:
METROPROJEKT Praha, a. s.
Práce speciálního zakládání: Zakládání staveb, a. s.

Technological shaft at Zabělá on Ejpovice tunnels on the modernized railway line Rokycany–Plzeň

Building object Technology shafts sheeted by secant pile walls near the village Zábělá (SO 32-38-32) is approximately at 2/3 of the length of Ejpovice tunnels (in the direction from Plzen to Rokycany) ranges between local Homolka and Chlum hills. The shaft was built at the site of the future technology center and will be part of a service and inspection facility. In the lower part of the shaft shall break access adit to the connection no. 6 between the southern and northern tunnel tube of Ejpovice tunnels

Výjezdový portál Chlum s razicím štítem TBM krátce po dokončení ražeb jižní tunelové trouby

Výjezdový portál Chlum Ejpovického tunelu a portálová stavební jáma na modernizované železniční trati Rokycany–Plzeň

V rámci modernizace traťového úseku Rokycany–Plzeň je navržena výstavba dvou jednokolejných tunelů v masivu Homolka a Chlum, obecněji známá pod označením tunel Ejpovice. O projektu modernizace trati v úseku Rokycany–Plzeň a o zajištění traťového zářezu před vjezdovým portálem Homolka jsme podrobně psali v ZAKLÁDÁNÍ 1/2015. Po více než roce od zahájení ražby jižního, 4150 m dlouhého Ejpovického tunelu z tohoto portálu Homolka prošel razicí štít TBM portálem Chlum ve výjezdové portálové stavební jámě (SO 32-38-28) obrácené k Plzni. V tomto článku přinášíme popis technického řešení zajištění této portálové stavební jámy, včetně změn, kterými projekt prošel oproti zadávací projektové dokumentaci.

Geologické a geotechnické poměry zájmového území

Díky realizaci doplňkových průzkumných prací a vyhodnocení geologické dokumentace inklinometrických vrtů byly získány podrobné informace o inženýrskogeologických poměrech pro projektovou přípravu stavební jámy výjezdového portálu tunelu Ejpovice. Kvartérní pokryvné útvary jsou v oblasti výjezdového portálu tvořeny převážně deluviálními hlinitopísčitými zeminami v podobě písčité hlíny až hlinitého písku s variabilním podílem úlomků podložních hornin. V průzkumném vrtu J202 byly pod těmito zeminami zastiženy deluvio-fluviální uloženiny v podobě zahlíněného písčitého štěrku s dobře opracovanými úlomky a valouny. Celková mocnost kvartérního pokryvu se v oblasti výjezdového portálu pohybuje v rozmezí 1,0–2,0 m. Jen v prostoru vrtu J203 je mocnost kvartérních uloženin až 4 m (mocnější výplň deprese v povrchu předkvartérního podkladu související s průběhem významné tektonické poruchy). Předkvartérní podklad je v oblasti výjezdového portálu (v prostoru provedených inklinometrických a průzkumných vrtů) tvořen dvěma litologickými typy – slabě metamorfovanými vulkanity v podobě spilitů a sedimentárními horninami v podobě jílovitoprachovitých břidlic a drob. Tyto dva horninové celky proterozoického stáří jsou od sebe odděleny tektonicky.

Spility (metabazalty) jsou ve zdravém stavu šedozelené, velmi pevné a masivní horniny s nízkým stupněm rozpukaní (RQD až 80–90 %). Dle provedených výsledků laboratorních zkoušek se v prostoru provedených vrtů pevnost navětralých až zdravých spilitů pohybuje v rozmezí 17–75 MPa, tj. třídy pevnosti R3–R2. Směrem k povrchu a v blízkosti poruchových pásem je hornina silněji zvětralá a rozpukaná, s častými limonitickými povlaky na puklinách a pevností v rozmezí tříd R4–R3. V prostoru tektonických

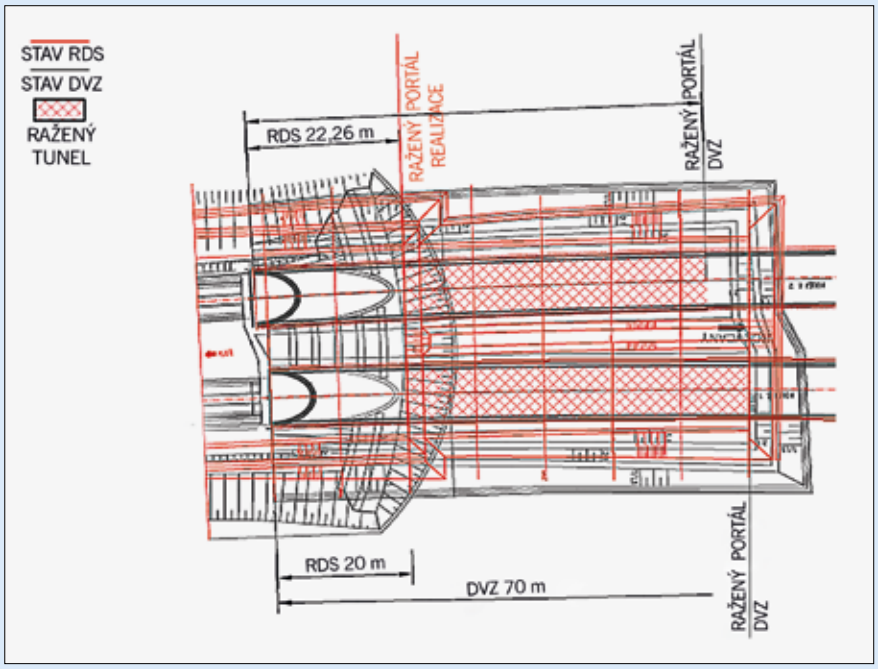


Schéma variant stavebních jam (DVZ vs. RDS)

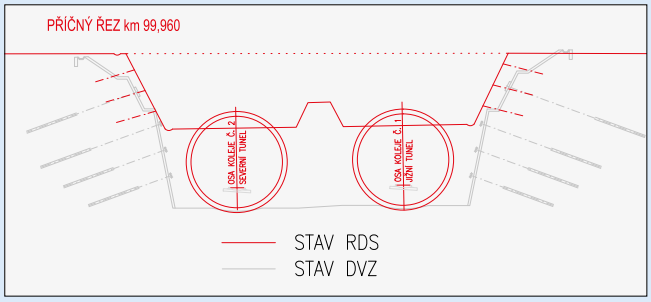
poruch je pak hornina silně zvětralá, intenzivně rozpukána a podrcena až na úlomky o velikosti řádu prvních cm a pevnosti R4–R5, místy s jílovitou výplní a četnými limonitickými povlaky na puklinách.
Naražená hladina podzemní vody nebyla do hloubky realizované bez vrtného výplachu (tj. do hloubky 4–8 m) v žádném z provedených vrtů zastižena. V případě vrtu J203 byla změřena úroveň ustálené hladiny podzemní vody v hloubce cca 9 m pod úrovní terénu.

Změna stavební jámy a hloubených tunelů (dokumentace pro výběr zhotovitele vs. realizační dokumentace stavby)
Po realizaci vrtů pro geotechnický monitoring byly v prostoru výjezdového portálu objeveny sedimentární horniny (břidlice), které nebyly v rámci průzkumných prací při přípravě stavby identifikovány. Navíc archeologický průzkum, který probíhal na vjezdovém portálu, výrazně odsunul začátek výstavby raženého tunelu. Stejné problémy byly očekávány i na výjezdovém portálu, proto se zhotovitel snažil minimalizovat plochy určené pro archeologický průzkum tak, aby nedošlo k odstavení (zastavení) stroje z důvodu nedostatečné stavební připravenosti výjezdového portálu.

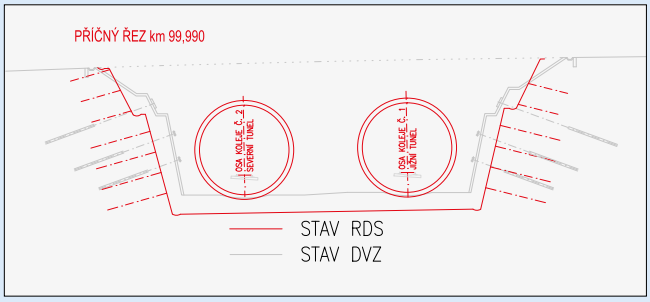
Původní projekt počítal s otevřenou svahovanou portálovou jámou, kde byly posléze vybudovány hloubené tunely délky 70 m (kolej č. 1) a 66 m (kolej č. 2). Jáma byla odstupňována, kdy horní úroveň byla ve sklonu 1 : 1,5 zajištěna stříkaným betonem tl. 200 mm a dvěma vrstvami výztužných sítí 8/100/100. Střední úroveň mezi lavicemi byla ve sklonu 2 : 1, zajištěna stříkaným betonem tl. 200mm a dvěma sítěmi 8/100/100, dále 14 m dlouhými CPS kotvami, které byly realizovány přes zpevňovací prefabrikáty o rozměrech 1500x1500x180 v osové vzdálenosti 2,5 m. Spodní úroveň sklonu 5 : 1 byla zajištěna stříkaným betonem a sítěmi (viz výše) a CPS kotvami ve třech úrovních délek 12, 10 a 8 m, které byly realizovány přes ocelové převázky průřezu 2xU240.
Nové technické řešení je přizpůsobeno skutečně zastiženým geologickým podmínkám a také nutnosti nacházet technická řešení k urychlení výstavby v posledních fázích projektu. Jáma je ponechána v původní délce, ale je výškově rozdělena na dvě úrovně, což umožnilo také snížení plochy záboru.
V prvním úseku je stavební jáma odtěžena jen na úroveň cca 0,9 m pod rub budoucího ostění tunelu, a to v délce 48 m pro oba tunely. V této části výjezdového portálu budou obě tunelové trouby raženy tunelovacím strojem TBM včetně vyskládání definitivního ostění z prefabrikovaných betonových dílců stejně jako při běžné ražbě v horninovém masivu, čímž dojde k prodloužení ražené části obou tunelů. Druhý úsek stavební jámy je odtěžen až pod úroveň původního dna stavební jámy, a to z důvodu realizace železobetonové kolíbky pro demontáž stroje, tato konstrukce je ale zároveň koncipována jako definitivní konstrukce hloubeného tunelu.

Zajištění bočních stěn stavební jámy
První úsek jámy je jednoetážový, druhý je, s ohledem na svou hloubku, vertikálně členěn na dvě etáže. Jednotlivé etáže jsou odděleny horizontálními lavicemi šířky 1,2 m. Maximální hloubka stavební jámy je 15,7 m. Stěny stavební jámy jsou na základě výpočtu stability navrženy v těchto sklonech:
v kvartérních pokryvech je sklon jámy 2 : 1,
v předkvartérním podkladu je sklon 4 : 1.
Stěny stavební jámy jsou zajištěny stříkaným betonem C 16/20 tloušťky 150 mm s jednou vrstvou sítě 200x200/8x8 mm (dolní etáž) nebo 150x150/6x6 mm (horní etáž) a kotveními hřebíky z oceli B 500B, Ø 25 mm, v délkách 6 m (dolní etáž) a 4 m (horní etáž). Hřebíky jsou osazeny do vrtů Ø 80 mm, vyplněných cementovou zálivkou. Hřebíky byly provedeny ve sklonu 15° od vodorovné roviny.

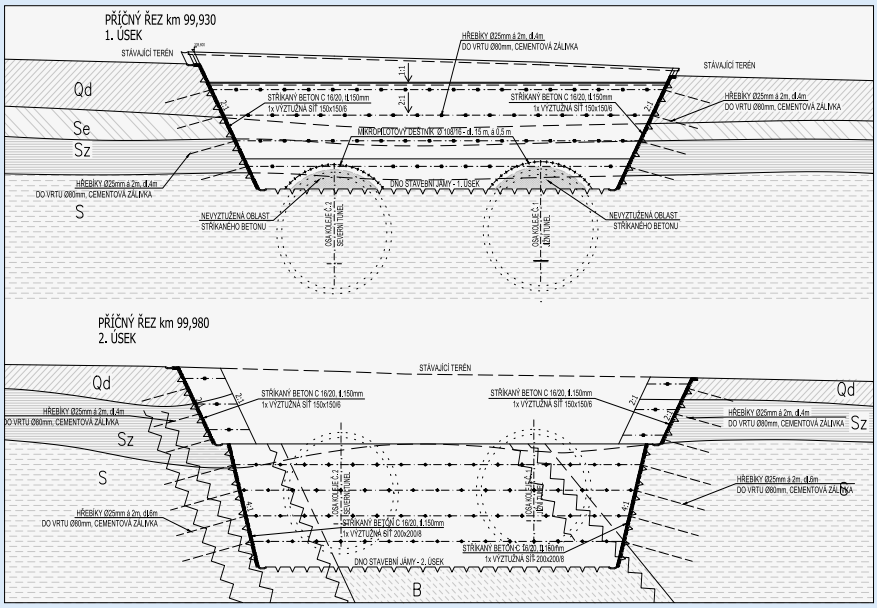
Zajištění portálových svahů
V prvním úseku je čelo stavební jámy navrženo až do úrovně nad klenbou tunelu ve sklonu 2 : 1. Zajištěno je stříkaným betonem C 16/20 tloušťky 150 mm s jednou vrstvou sítě 150x150/6x6 mm a kotveními hřebíky z oceli B 500B, Ø 25 mm, délky 4,0 m. Hřebíky jsou osazeny do vrtů Ø 80 mm, vyplněných cementovou zálivkou. Hřebíky byly provedeny ve sklonu 15° od vodorovné roviny.
V úrovni nad vrcholem klenby až na dno 1. úseku stavební jámy je navržené svislé čelo zajištěné stříkaným betonem C 16/20 o tloušťce 300 mm se dvěma vrstvami kari sítě 200x200/8x8 mm. V místě průniku hlavy razicího štítu je svislé čelo ponechané bez vyztužení. Pro snížení negativních účinků od ražeb v blízkosti portálů je nad vrchlíkem



První úsek stavební jámy, příčný řez 99,960



Druhý úsek stavební jámy, příčný řez 99,990



Příčné řezy stavební jámou

obou tunelů navržen ochranný mikropilotový deštník z ocelových trubek 108/16 délky 15 m s roztečí 0,5 m.

Čelo stavební jámy mezi prvním a druhým úsekem je navrženo ve sklonu 4 : 1. Zajištěno je stříkaným betonem C 16/20 tloušťky 150 mm s jednou vrstvou sítě 200x200/8x8 mm a kotveními hřebíky z oceli B 500B, Ø 25 mm, délky 6,0 m. Hřebíky jsou osazeny do vrtů Ø 80 mm, vyplněných cementovou zálivkou. Čelo stavební jámy v prostoru budoucí ražby (v profilu tunelu) je zajištěno laminátovými kotvami délky 6,0 m v rastru 2x2 m (horizontálně x svisle).

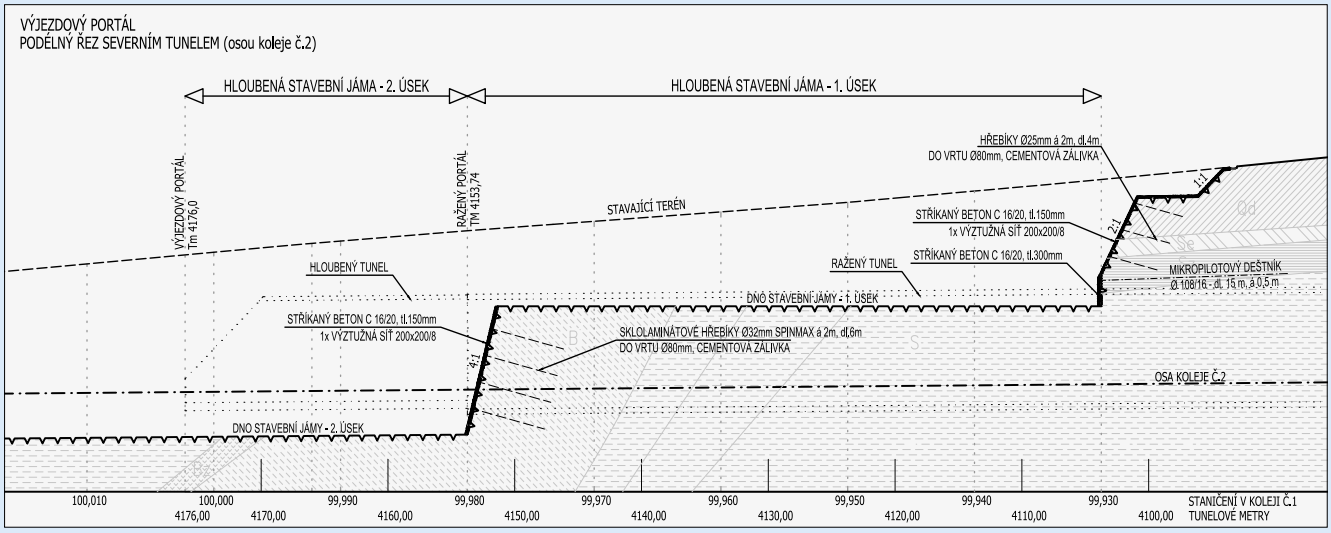
Stavební jáma portálu Chlum, pohled směrem k Plzni

Při odtěžování stavební jámy výjezdového portálu došlo v jejím čele ke vzniku smykové plochy, která se projevila trhlinami a deformací stěny ze stříkaného betonu a zřetelnými zátrhy na terénu. Tato porucha byla způsobena nevhodnou orientací puklinového systému v masivu v kombinaci s prováděním trhacích prací. Naštěstí se smyková plocha projevila pouze v horní části kvartérního pokryvu do hloubky cca 2 m od povrchu terénu. Opatření přijatá pro odstranění této poruchy byla poměrně jednoduchá. Došlo k odtěžení rozvolněné zeminy a vytvoření vodorovné lavice o šířce cca 5 m, která byla zakončena svahem ve sklonu 1 : 1, zajištěného stříkaným betonem C 16/20 tloušťky 150 mm s jednou vrstvou sítě 150x150/6x6 mm. Poté došlo k odtěžení zbytku stavební jámy s použitím trhacích prací již bez dalších komplikací.

Závěr

Úpravou způsobu zajištění stavební jámy došlo k prodloužení ražené části tunelových rour bez změny definitivní polohy portálů tunelu a bez navýšení investičních prostředků na objektu portálu. Další nespornou výhodou tohoto technického řešení bylo výrazné snížení ovlivnění okolí z hlediska hygieny práce, a to jak hlukem a prašností, tak také rozsahem trhacích prací.

Ing. Martina Urbánková, *METROPROJEKT Praha, a. s.*



Výjezdový portál, podélný řez severním tunelem

Práce speciálního zakládání na zajištění portálu Chlum a portálové stavební jámy

V květnu 2015 zahájila společnost Zakládání staveb, a. s., práce na zajištění výjezdového portálu tunelů Chlum a navazující stavební jámy jako součásti stavby modernizace trati Rokycany–Plzeň, traťového úseku Ejpovice–Doubravka. Zakázka byla provedena pro Metrostav, a. s. Portálová stavební jáma je řešena svahovaná, výškově rozdělená do dvou úrovní.

Jak již bylo popsáno v předcházejícím textu, horizontálně je jáma členěna na vrchní část nad klenbou tunelu se sklonem 2 : 1 a dolní část 4 : 1. Stěny stavební jámy byly opatřeny **stříkaným betonem** tloušťky 150 mm s vyztužením KARI sítí, v horní části 6x6/150x150 mm, v dolní části 8x8/200x200 mm. Pro kotvení stříkaných betonů byly použity **kotevní hřebíky** průměru 25 mm v délkách 4 a 6 m. V oblasti profilů tunelů byly stříkané betony zajištěny **sklolaminátovými kotevními hřebíky** SPINMAX průměr 32 mm a délky 6 m. Sklon hřebíků byl 15 ° od vodorovné roviny, vrty průměru 80 mm byly vyplněny cementovou zálivkou. Stříkaný beton včetně kotvení byl zhotoven po etážích výšky 2 m, kotevní hřeby byly osazeny v rastru 2x2 m.

Zastižená geologie výjezdového portálu – deluviální sedimenty, spility rozložené, zvětralé, navětralé, ve spodní části až zdravé – nečinila pro realizaci zajišťujících konstrukcí výraznější komplikaci, vyjma souvisejících zemních prací. Ve spodní části stavební jámy byla hornina rozpojována odstřely.

Nad vrchlíky obou tunelů ústících do portálové stavební jámy byly provedeny **ochranné mikropilotové deštníky** s výztužnou ocelovou trubkou 108/16 mm. Mikropiloty byly navrženy v délkách 15 m a osazovány do vrtů průměru 165 mm, ústí vrtů byla poté utěsněna a vrty následně vyplněny cementovou zálivkou. Po technologické přestávce byly mikropiloty po celé délce zainjektovány. Odsazení prstence mikropilotového deštníku od raženého tunelu bylo na vzdálenost 0,5 m.

Při vlastním provádění byl velký důraz kladen na přesnost prací. Vytýčení i samotné vrtání muselo být přizpůsobeno poloze a sklonu tunelu včetně tolerance provedení ražby tak, aby nedošlo ke kontaktu razicího štítu s mikropilotami. Technologie vrtání byla rovněž přizpůsobena zastižené geologii; jak vrty pro kotevní hřebíky, tak vrty pro mikropiloty byly hloubeny rotačně plnočelbově na vzduchový výplach, vždy v předepsaném průměru.

V současné době je dokončena ražba první tunelové trouby, která prověřila přesnost provedení mikropilotového deštníku. Stejně jako na dříve provedených částech této stavby probíhala i zde spolupráce všech zúčastněných stran na vysoké profesionální úrovni.

Provádění vrtů pro mikropilotové deštníky nad vrchlíky obou tunelů

Vladimír Malý, *stavbyvedoucí*
Zakládání staveb, a. s.
Foto u tématu: Libor Štěrba

Ustanovení lafety vrtného stroje do přesné polohy při vrtání mikropilotových deštníků

Údaje o stavbě Modernizace železniční trati Rokycany–Plzeň
Investor: Správa železniční dopravní cesty, s. o.
Generální dodavatel:
Sdružení Metrostav, a. s., a Subterra, a. s.
Zhotovitel projektové dokumentace:
METROPROJEKT Praha, a. s.
Práce speciálního zakládání na tomto úseku:
Zakládání staveb, a. s.

Stavba je spolufinancována z Fondu soudržnosti v rámci Operačního programu doprava ve výši 76,44 % ze způsobilých nákladů stavby, což činí v maximální míře 3 419 440 199 Kč.
Národní spolufinancování je zajištěno z prostředků Státního fondu dopravní infrastruktury.

Chlum exit portal of the Ejpovice tunnel and portal construction pit on the modernized railway line Rokycany-Plzeň

At the frame of the modernization of the railway section Rokycany-Plzeň is proposed construction of two single-track tunnels throw the Homolka and Chlum hills, the public, better known under the name Ejpovice tunnel. The project to modernize the line in the section Rokycany-Plzeň and to ensure the track in front of the entrance tunnel portal Homolka we wrote in detail in Zakladani 1/2015. After more than year since the start of excavation of the southern 4150 m long Ejpovice tunnel from this portal Homolka the driving shield TBM passed the portal Chlum in an exit portal pit facing Pilsen. In this article we bring description of the technical solution to this portal construction pit, including the project changes to ensure construction pit passed compared to the tender project documentation.

Pohled na dokončenou část jezu, v popředí dolní část rybího přechodu a lodní propust. Na zajímkované straně je v poslední etapě prací prováděna převrtávaná pilotová stěna návodní strany jezu.

Rekonstrukce jezu Černošice na řece Berounce

V roce 2014 byla zahájena rekonstrukce jezu v obci Černošice na řece Berounce v ř. km 8,143. Od poslední rekonstrukce v padesátých letech minulého století se stav jezu postupně zhoršoval a byl již havarijní. Konečný návrh rekonstrukce byl výsledkem dlouhodobého a náročného inženýrského procesu, který musel zohlednit množství nejrůznějších požadavků a funkcí, které nová konstrukce musela plnit, a které se střetávaly s omezeními v místě výstavby. Jez je nakonec proveden jako pevná jezová konstrukce v původní dispozici a doplněn o technický rybí přechod a lodní propust při levém břehu, na pravém břehu byla obnovena štěrková propust. Veškeré nové konstrukce byly z velké části založeny technologií převrtávaných pilotových stěn z násypů v řečišti Berounky.

Historické souvislosti

Dnes rekonstruovaný jez v Černošicích v lokalitě u Bluckého mlýna z minulého století byl proveden jako šikmý pevný jez s korunou na kótě 196,74 m n. m., s délkou přelivné hrany 104,5 m a spádem 2,75 m. V tomto říčním profilu je bezpečně doložen mlýn a jez nejméně z 16. století. Původně se jednalo pravděpodobně o jez šípového půdorysného uspořádání, dokonce lze v horní zdrži narazit na jeho zbytky. V disposici, která je zachována do dnešní doby, byl jez obnoven kolem roku 1920. V příčném řezu byl tvořen návodní těsnicí stěnou z dřevěných štětovnic, za níž následovala šikmá přelivná plocha. Konstrukce sama byla ztužena zaberaněnými ocelovými kolejnicemi, jež byly umístěny ve třech řadách. Spon zaberaněných kolejnic byl asi 1,5 m. Svislé prvky byly propojeny přišroubovanými vodorovnými kolejnicemi, orientovanými ve směru osy jezu i kolmo na ni. Vznikla tak jakási kostra, která odkazovala na jez pražského typu. Z nalezených zbytků lze usuzovat, že na vzdušné straně byla zřízena povodní štětová stěna, rovněž z dřevěných prvků. Na návodní straně byla z vnější strany uložena kamenná rovnanina, těleso jezu bylo vyplněno zásypem z místního materiálu (valouny a písek) a poté bylo přikryto opevněním, jehož konstrukce je zcela nejasná – mohla to být dlažba, kamenné desky či beton.

Na pravém břehu byla tehdy, tj. kolem roku 1920, vybudována MVE, napojená na historickou budovu mlýna. Elektrárna byla původně projektována na provoz tří Francisových turbín, avšak osazeny byly pouze dvě v kašnách č. 1 a 2 a teprve současní majitelé vystrojení dokončili dvojicí přímoproudých Kaplanových turbín, vestavěných do upravené kašny č. 3. K elektrárně je voda přiváděna poměrně rozměrným nátokem, vytvořeným rozšířením koryta v konvexe oblouku.

Jez pak prošel první velkou rekonstrukcí v 50. letech 20. století. Na návodní i povodní straně byla zaberaněna stěna ze štětovnic a povrch jezového tělesa byl přikryt slabě vyztuženou betonovou deskou. Podle zjištění, učiněných v průběhu současné rekonstrukce, musela v 50. letech chybět téměř celá povodní dřevěná stěna (není divu, byla v mokrém prostředí, ale s volným přístupem vzdušného kyslíku) a je pravděpodobné, že bylo závažně porušené i zpevnění přelivné plochy. (Je zajímavé, že je v archivu Povodí Vltavy dochována projektová dokumentace z roku 1940, která velmi velkoryse řešila rekonstrukci jezu zřízením pohyblivého jezu, hrazeného zdvižnými trojboky. Jez měl mít pět polí, zbourána měla být část MVE, konkrétně neosazená kašna č. 3, levobřežní přítok Švarcavy měl být velkoryse přeložen pod jezový profil.)

Protože základová půda obsahuje rozměrné a tvrdé valouny, nebylo možno štětovnice zarazit do původně projektované hloubky a jejich délka tak činila jen cca 5 m. Při levém břehu byl vybudován levobřežní betonový jezový pilíř (již ovšem

Neutěšený stav jezu před zahájením projektové přípravy v červenci roku 2008. (Foto: autor)

značně zchátralý), u pravého břehu byla velmi zchátralá štěrková propust, na niž navazovala neméně zchátralá dělicí zeď mezi podjezím a odpadem od MVE.

V podjezí nebyl zřízen klasický vývar, na jeho místě byl těžký zához, realizovaný při rekonstrukci v 50. letech z betonových čtyřstěnů. Po povodni v r. 2002 byly při čištění koryta čtyřstěny shrnuty na hromadu uprostřed koryta a částečně též k levému břehu. Dno zbavené ochrany postupně podléhalo erozi a mezi ostrovem ze čtyřstěnů a pravým břehem vznikl výmol o značné hloubce. Na jaře r. 2008 pak v průběhu jarní povodně došlo k vyvrácení dolní štětovnicové stěny. Při jarním ledochodu kry při přechodu přes jezové těleso odtrhly štětovnice v délce asi 5–7 m od betonové konstrukce a vytvořila se kapsa, která obracela vodní proud do tělesa jezu, kde se tak vytvořila rozměrná kaverna. Před prolomením do kaverny ochránily těleso jezu s největší pravděpodobností původní svislé prvky z kolejnic. Rozměry kaverny byly vskutku impozantní – proti proudu zasahovala do konstrukce na hloubku celého původního tělesa jezu až k návodní dřevěné štětovnicové stěně; v průběhu prací po dosažení porušeného místa se ukázalo, že její délka dosahovala 40 m a na výšku by se v ní v místě odtržených povodních štětovnic zřejmě dosti pohodlně postavil dospělý člověk. Z jezu tak zbyla jen betonová přelivná plocha, která byla podepírána ocelovými kolejnicemi, jež byly zaberaněny do podloží v pravidelném rastru při stavbě jezu na počátku 20. let minulého století. Celé betonové jezové těleso bylo na povrchu silně poškozeno, nejpostiženější místa byla provizorně opravena betonovými záplatami. Za poškozenou štětovnicovou stěnou byl značně hluboký výmol, který byl po havárii částečně sanován rozhrnutím betonových čtyřstěnů po celé délce jezu.

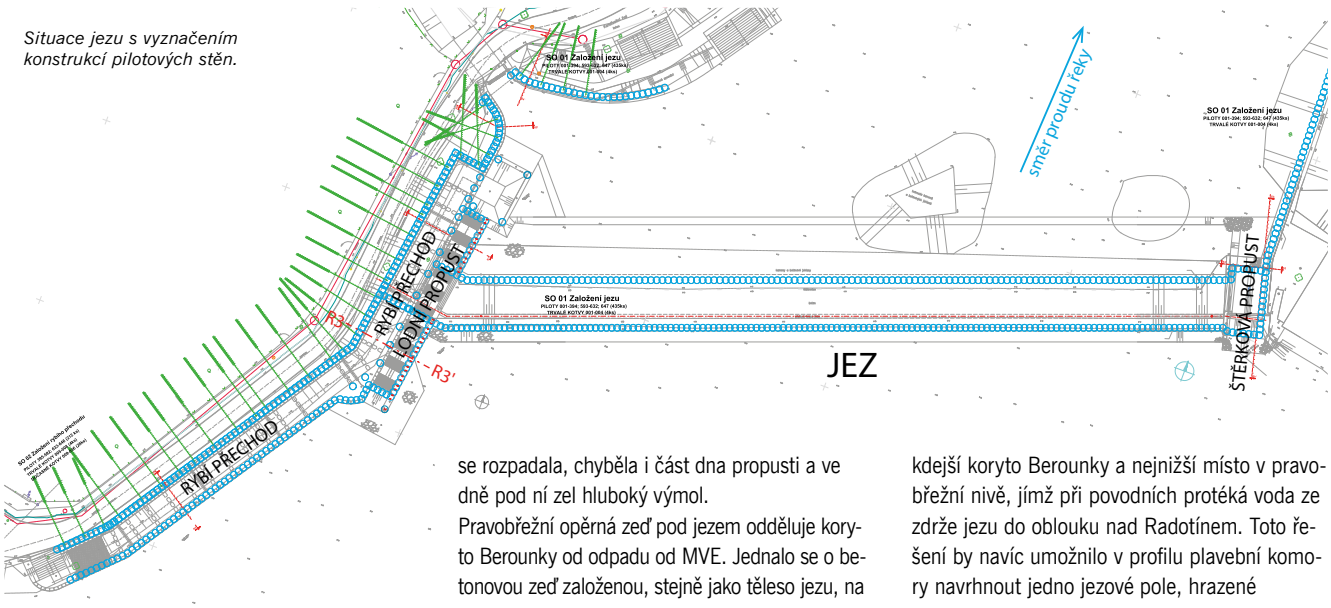
Štěrková propust při pravém břehu byla v naprosto dezolátním stavu, její betonová konstrukce se rozpadala, chyběla i část dna propusti a ve dně pod ní zel hluboký výmol.

Pravobřežní opěrná zeď pod jezem odděluje koryto Berounky od odpadu od MVE. Jednalo se o betonovou zeď založenou, stejně jako těleso jezu, na zaberaněných ocelových kolejnicích. Po povodni v r. 2002 byl pod zdí výmol na celou její délku a prakticky na celou tloušťku, takže zeď držela vlastně jen díky kolejnicím. V době přípravy rekonstrukce byly základy zdi rovněž podemleté a část základů již podlehla degradačním procesům.

Účel a přínosy rekonstrukce jezu

Zájmová lokalita se nachází ve východní části městské zástavby Černošic a v západní části extravilánu městské části Lipence. Účelem rekonstrukce jezu je zabezpečení hydraulického spádu pro provoz MVE na pravém břehu a vytvoření stálé hladiny v městském úseku toku, takže jsou minimalizovány hygienické závady a je zajištěn estetický vzhledu toku a jeho břehů. Právě na potřeby MVE bylo třeba při rekonstrukci brát ohled; úpravami na jezu nesmělo dojít ke zhoršení podmínek nátoku na MVE.

Další významnou funkcí jezu je zabezpečení plavebních hloubek na Berounce. Aktuálně se v jezové zdrži pohybuje plavidlo přívozu Kazín, které slouží především jako součást dopravní obslužnosti města, ale také se jím konají vyhlídkové plavby od lávky pro pěší směrem proti proudu. Zákon č. 114/1995 Sb., o vnitrozemské plavbě v době projektové přípravy stanovoval vodní tok Berounky od ř. km 37 po přístav Radotín za dopravně významnou využitelnou vodní cestu, což v praxi znamenalo při rekonstrukci jezu zpracovat návrh rekonstrukce takovým způsobem, aby do budoucna byla zachována možnost výstavby plavebních komor. Zatřídění vodní cesty bylo dáno v kategorii IV (komora 85x12 m, ponor 2,5–2,8 m, minimální podjezdná výška 5,25 nebo 7 m, min. poloměr zakřivení plavební dráhy 650 m, šířka plavební dráhy ve dně 50 m). Pro plavební komoru takových rozměrů nebylo na jezu reálné najít projekční řešení, proto po dohodě se Státní plavební správou bylo navrženo překonání stupně laterálním plavebním kanálem, vedeným v takzvané údolnici. Jedná se pravděpodobně o ně-



Situace jezu s vyznačením konstrukcí pilotových stěn.

kdejší koryto Berounky a nejnižší místo v pravobřežní nivě, jímž při povodních protéká voda ze zdrže jezu do oblouku nad Radotínem. Toto řešení by navíc umožnilo v profilu plavební komory navrhnout jedno jezové pole, hrazené

Pohled do nitra jezu s vymletou kavernou, zajímavostí je velmi dobrý stav návodní dřevěné štětovnicové stěny. (Foto vlevo: J. Šimůnek, foto vpravo: autor)

Konstrukce jezu před odstraněním jeho tělesa, dobře jsou vidět obě dřevěné stěny, kolejnice a návodní kamenná rovnanina, původně tvořící předprsí jezu.

klapkovým jezem, jímž by se dalo korytu Berounky v případě povodňových průtoků významně odlehčit.

V současnosti se uvažuje o vybudování potřebných plavebních zařízení na úseku Karlštejn – přístav Radotín, zatřídění plavební cesty v této etapě je uvažováno v kategorii I. třídy. (Tzn. délka plavební komory 45 m, šířka zvýšena na 7 m, ponor v 1. etapě 1,6 m s výhledem na zvýšení na 2,2 m, minimální podjezdná výška 5,25 m, minimální poloměr zakřivení plavební dráhy 400 m, který může být snížen až na 300 m, a minimální šířka plavební dráhy ve dně 20 m). I pro toto řešení je vhodné výše popsané uspořádání s použitím laterálního kanálu.

Geologické poměry v místě stavby

Znalost geologických poměrů se opírala jednak o rešerši starších geologických průzkumných prací, vrtný průzkum z důvodu mimořádně špatných možností přístupu vrtných souprav byl omezen na minimum. V zásadě jediné místo, které bylo v době projekční přípravy, byť s obtížemi, přístupné bez zvláštních opatření, byla lokalita na levém břehu blízko osy jezu. Přístup byl možný i na dvůr MVE na pravém břehu.

Z regionálního geologického hlediska se zájmové území nachází v oblasti barrandienského spodního paleozoika. To představuje rozsáhlé synklinorium mezi Úvaly a Plzní, rozdělené do tří samostatných pánví (stavba se nachází v dílčí tzv. pražské pánvi), vyplněné komplexem sedimentárních hornin a vulkanitů. Pro základní geologickou charakteristiku je rozhodující přítomnost hornin ordovického a silurského (paleozoikum) stáří. Pro charakteristiku geologických poměrů v nejbližším okolí zájmového území mají největší význam kvartérní horniny holocénního stáří, a to fluviální sedimenty Berounky. Vzhledem k poloze v silně antropogenně exponované oblasti byl přirozený proces eroze a ukládání hornin především v posledních desetiletích ovlivňován stavební a průmyslovou činností rozšiřujících se obcí.

Podrobnější údaje o zájmovém území byly získány z archivních materiálů uložených v Geofondu Praha. Přímo v oblasti jezu se žádné archivní vrty nevyskytují. Nejbližší vrtné práce v odpovídajících geologických podmínkách (tok Berounky a její bezprostřední okolí) se vyskytují v trase mostu vzdáleného cca 100 m proti proudu. Zde byly realizovány tři vrty (posudek V 47 317). V jejich profilech jsou shodně popisovány hrubé balvanité štěrky o velikosti 25–30 cm a patrně (vrt V 11) i větší (rozdlátovány). Skalní podloží bylo zastiženo jen ve vrtu V11, a to v hloubce 6 m. Tvoří je navětralá břidlice.

Z uvedených charakteristik vyplývá, že v údolnici nejsou vhodné podmínky pro přímé beranění štětových stěn. Určitou představu o obtížích při beranění dával tušit pohled na viditelnou štětovou stěnu v podjezí, která byla velmi křivolaká, a i informace, které se o rekonstrukci jezu v roce 1956 zachovaly, hovořily o mimořádných obtížích při beranění.

Geologické poměry v místě tělesa jezu

Podle *ČSN 73 1001* článku 20 b) se jedná o složité základové poměry, kdy se podzemní voda nepříznivě uplatňuje při návrhu objektů a znesnadňuje postup jejich zakládání.

Průzkumnými vrty byly zjištěny geologické podmínky pouze na levém břehu. V této etapě průzkumu nebyl IGP realizován v prostoru stávajícího tělesa jezu, na základové poměry pod tělesem jezu lze usuzovat pouze z vrtů J2 a J3 a celkového charakteru IG poměrů. Pro detailnější znalosti geologického profilu, a tudíž i pro samotné zhodnocení GT podmínek pro založení rekonstrukce tělesa jezu, by bylo vhodné provést doplňující IGP i v místě stávajícího tělesa jezu, což bylo ovšem z důvodů obtížného přístupu prakticky nereálné.

U levého břehu je těleso jezu založeno na štěrcích, které jsou pravděpodobně obdobného složení, jako byly zastiženy ve vrtu J2 – jedná se tedy o kvartérní hrubozrnné mírně zahlíněné zvodnělé štěrky, které nabývají velikosti kamenů až přes 50 mm (geotyp Q). Z hlediska zatřídění dle ČSN patří do třídy G4GM. Skalní podloží (geotyp Or) zde bylo zastiženo v hloubce odpovídající kótě 187,7 m n. m., tedy cca 9,5 m pod horní hranou jezu. Jedná se o ordovické tmavošedé bohdalecké jílovité břidlice, jemně slídnaté (částečně s prokřemenělými vložkami). Břidlice pod rozhraním se štěrky spadají dle ČSN do třídy R5, jsou velmi zvětralé s velmi malou vzdáleností diskontinuit (Or1). Dosahují mocnosti 20 až 30 cm. Pod touto polohou se vyskytují břidlice charakteru R4–R3 se střední vzdáleností diskontinuit (Or2).

Na pravém břehu (vrt J3) jsou stávající těleso jezu a příbřežní část MVE založeny na hrubozrnných štěrcích (geotyp Q) obdobného charakteru jako v případě levého břehu, s relativně vyšší příměsí jemnozrnné zeminy. Báze kvartérních štěrků, resp. úroveň povrchu skalního podloží, není na pravém břehu ověřena – v údolí je pravděpodobně horizontální s možnými elevacemi podloží v místech tvrdších poloh skalního podloží.

Podzemní voda je na obou březích odvislá od úrovně hladiny vody v řece Berounce, hladina nad jezem se pohybuje kolem kóty 197 m, pod jezem je přibližně o 2,5 m níž. Koeficient propustnosti štěrkového podloží jezu $\mathbf{k_f}$ je v řádu 10^{-4} m.s^{-1}.

Geologické poměry v místě rybího přechodu

Stejně jako v případě tělesa jezu se podle *ČSN 73 6133* (resp. dle staré *ČSN 73 1001* článku 20 b) jedná i v oblasti navrženého rybího přechodu o složité základové poměry, kdy se podzemní voda nepříznivě uplatňuje při návrhu objektů a znesnadňuje postup jejich zakládání.

Průzkumným vrtem (J2) doplněným o sondy dynamické penetrace (DP1 až 3) a seizmický profil byly zjištěny geologické podmínky levého břehu podél projektovaného rybochodného zařízení, resp. lodní propusti.

U levého břehu je geologický profil následující: shora se vyskytují navážky charakteru nejčastěji jílů a hlín štěrkovitých (geotyp An) do hloubky cca 4 až 6 m pod stávající stezkou pro pěší a kola. Jedná se pravděpodobně o úpravu břehu z doby před vybudováním jezu. Pod nimi byly zdokumentovány štěrky hrubozrnné, mírně zahlíněné, zvodnělé (geotyp Q), G4GM. Kamenitá složka štěrků dosahuje velikosti i přes 50 mm. Štěrky nasedají na skalní podloží – ordovik (geotyp Or) – v hloubce kolem 188 m n. m., tedy cca 9,5 m pod horní hranou jezu. Skalní podloží je zde zastoupeno tmavošedými jílovitými břidlicemi, které jsou jemnozrnně slídnaté (částečně s prokřemenělými vložkami), spadají dle ČSN do třídy R5–R4 (viz

popis vrtu J2). Tyto břidlice v těsném podloží štěrků (20–30 cm) náleží typu R5, hlouběji R4–R3. Úroveň hladiny podzemní vody je v přímé souvislosti se stavem vody v řece Berounce (jedná se o vodu poříční). Ve vrtu J2 byla naražená HPV v hloubce odpovídající kótě 195,0 m n. m. a ustálila se na úrovni cca 195,2 m n. m. Hladina ustálené podzemní vody se nachází přibližně ve třetině rozdílu mezi hladinou v řece nad a pod jezem, což odpovídá přirozenému gradientu.

Zadání parametrů pro návrh

Investor, jímž je Povodí Vltavy, státní podnik, vyžadoval řešení technicky co nejjednodušší, s co nejnižší investiční náročností, s minimálními provozními náklady a dlouhou životností. Konstrukce jezu má být odolná průchodu ledů a jez nebude vybaven stálou obsluhou.

Po koncepční stránce panovala shoda, že zůstane zachována štěrková propust, jez navíc musel být vybaven rybochovným zařízením (jedná se z migračního hlediska o vstupní objekt v korytě Berounky a navíc doplnění rybího přechodu vyžaduje platná legislativa) a s ohledem na postupné vystrojování ostatních jezů na Berounce lodními propustmi bylo tento požadavek uplatňován i zde.

Vývoj technického řešení

Prvním krokem bylo zpracování studie, která se zabývala volbou jezové konstrukce. Velmi vážně byla zvažována volba pohyblivého jezu s ohledem na obtížné ledochody, kdy v profilu nad jezem pravidelně dochází k ledovým nápěchům. Při rozpracování návrhů se však ukázal problém se šířkou jezového profilu, snadným přístupem až k jezu a zejména pod jez (jez je v obci a je tradičním místem koupání, z vývaru klapkového jezu přitom při trochu zvýšeném průtoku prakticky není úniku) a nelze podceňovat ani skutečnost, že jez by neměl ani stálou obsluhu. K řešeným problémům bylo třeba ještě přidat zaústění Švarcavy, které by v případě návrhu pohyblivého jezu vycházelo do horní vody, takže vzdutá voda by při deštích zatápěla soukromé pozemky. K jezu by bylo nezbytné vybudovat i rybí přechod a lodní propust, což při parametrech zájmové lokality byl dost komplikovaný úkol už jen při uvažování pevného jezu. Nakonec bylo výpočtem prokázáno, že negativní vliv pevného jezu je podstatný do dvouleté vody, pak rychle klesá a při průchodu pětileté vody již není vliv pevného jezu patrný. Z těchto důvodů ze studie vyšlo jako nejvýhodnější řešení provést rekonstrukci jezu se zachováním **pevné jezové konstrukce** v původní dispozici, s doplněním technického **rybího přechodu a lodní propusti** při levém břehu.

Územní rozhodnutí bylo vydáno v prosinci 2009 mimo jiné s omezující podmínkou možného příjezdu na staveniště pouze z levého břehu od Černošic a maximálním možným snížením provozní hladiny ve zdrži při výstavbě o 52 cm. Výše uvedené podmínky byly zapracovány do dokumentace pro stavební povolení, která byla dokončena v prosinci 2010. Projednání stavby s dotčenými orgány bylo komplikované zejména s ohledem na vlastní umístění stavby na území dvou krajů, a to Hlavního města Prahy a Středočeského kraje. Další komplikací bylo negativní stanovisko Hygienické stanice hlavního města Prahy, která požadovala doložit, že nový stav po rekonstrukci jezu bude lepší či v nejhorším případě stejný z hlediska zatížení chráněného venkovního prostoru hlukem z přepadající vody. Na základě tohoto požadavku byl zpracován akustický posudek s vyhodnocením vlivu stávajícího a nového jezu, který potvrdil, že s ohledem na sníženou odtrhovou hranu jezu se zatížení hlukem nezhorší. Hygienické stanici hlavního města Prahy toto doplnění ovšem nedostačovalo a vydala i tak negativní stanovisko s ohledem na nesplnění hygienických limitů hluku uvedených v *Nařízení vlády č. 148/2006 Sb.* Až zrušením výše uvedeného Nařízení vlády a vydáním nového *Nařízení vlády č. 272/2011 Sb.*, kde jsou vodní díla z úpravy vyjmuta, bylo stanovisko hygienické stanice změněno. Stavební povolení tak bylo vydáno v lednu 2012. Vzhledem k vysokým předpokládaným nákladům na realizaci rybího přechodu bylo žádáno o poskytnutí finančních prostředků z Operačního programu Životního prostředí. To zbrzdilo přípravu zadávacího řízení na zhotovitele stavby s ohledem na prvotní zamítnutí žádosti a nutné přepracování části dokumentace. Až v dubnu 2014 bylo vydáno rozhodnutí o poskytnutí podpory na spolufinancování projektu. Smlouva o dílo s vítězným uchazečem – sdružením firem Metrostav, a. s., a Zakládání staveb, a. s., byla podepsána v srpnu 2014.

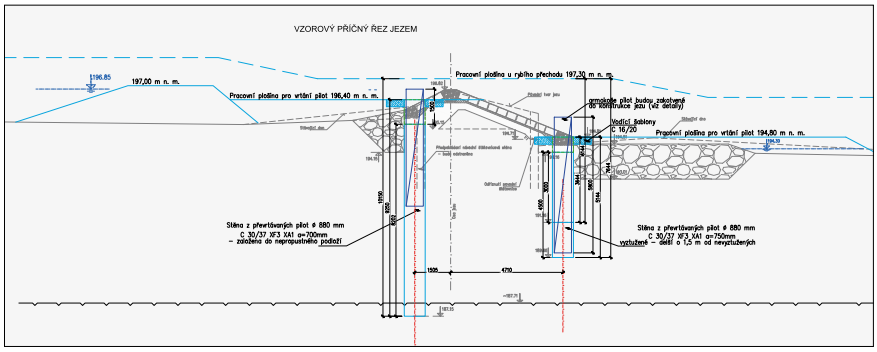
Pevný jez

V dalších krocích tedy byla řešena **koncepce pevného jezu**. Původní návrh počítající s obnovou štětovnicových stěn byl brzy nahrazen volbou převrtávané pilotové stěny, původně navržené z pilot DN 600 mm, nakonec změněné na piloty DN 880 mm. Správnost tohoto rozhodnutí se prokázala po demontáži původní štětové stěny. Již z letmého pohledu na vytažené štětovnice bylo patrné, že nebyla snad jedná, jejíž břit nebo zámky nebyly zničeny během beranění již v nepatrné hloubce.

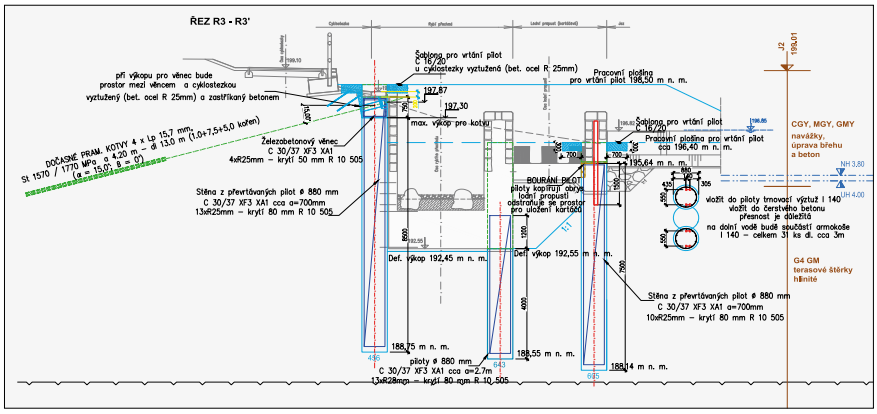
Na návodní straně jezu a kolem rybího přechodu i návodní strany lodní propusti byla navržena stěna vetknutá do podloží, zbylá část stěny je ukončena v úrovni cca 4 m pod terénem. Do zhlaví pilot je napojena železobetonová skořepina tělesa jezu, jejíž návrh počítá i s případem, že dojde k poklesu jádra tělesa, které je i nyní tvořeno místním materiálem. Konstrukce tělesa jezu je však nyní dimenzována tak, aby byla trvale plně funkční i v případě vzniku dutiny. Viditelné povrchy jezu jsou obloženy kamenným obkladem, koruna jezu a odtrhová hrana jsou opatřeny tvarovými kameny, kotvenými do tělesa jezu skrytými ocelovými trny.

Rybí přechod

Pro umístění rybího přechodu bylo k dispozici jediné místo – levý břeh koryta mezi někdejší potahovou stezkou, nyní přeměněnou na cyklostezku, a patou svahu. Délka přechodu činí 76,7 m, má 22 přepážek s tůněmi o délce 2,95 m a jednu odpočívku délky 6,95 m. Příčky jsou kamenné, vysoké 75 cm nad úroveň dna, se třemi štěrbinami šířky 2x15 a 1x25 cm.



Příčný řez tělesem jezu



Příčný řez rybím přechodem (R3-R3') a lodní propustí

Boční stěny rybího přechodu jsou tvořeny pilotami, které jsou v dolní části koryta přechodu obetonovány, viditelné plochy pak jsou obloženy lomovým kamenem, na hranách konstrukce jsou osazeny tvarové kameny. Pilotová stěna směrem do břehu tvořila zároveň pažení stavební jámy, proto byla do doby, než bylo vybetonováno dno rybího přechodu, zajištěna dočasnými pramencovými kotvami.

Lodní propust

S rybím přechodem sousedí lodní propust o šířce 2,5 m. Propust je navržena podle výsledků hydrotechnického výzkumu VUT v Brně s postupně se snižujícím sklonem 12 %, 10 % a 8 % a je ukončena v úrovni dna velmi mělkého vývaru hloubky 25 cm, jenž je vytvořen v záhozu z rozměrných oblohranných kamenů. Proudění v lodní propusti je usměrňováno dubovými zdrhly, zapuštěnými do dna propusti. Propust je rovněž obložena kamenným obkladem, s doplněním tvarovými kameny na hranách konstrukce.

Štěrková propust

Při pravém břehu je obnovena štěrková propust o světlosti 4 m. Objekt je založen rovněž na pilotách, jimiž byla zároveň stabilizována pravobřežní nábřežní zeď u budovy MVE, která v době realizace prací již byla ve velmi chatrném stavu. Štěrková propust byla i dříve spíše určena pro proplavení vorů či spláví, protože úroveň její přelivné hrany byla jen 40 cm pod úrovní jezu. Nyní rozdíl činí 60 cm a propust je hrazena dřevěnými hradidly do pancéřovaných polodrážek. Konstrukce propusti je obložena lomovým kamenem a dělicí zeď mezi ní a jezem je obložena lomovým kamenem, hrany konstrukce pak jsou chráněny tvarovými kameny. Na povodní straně jsou všechny konstrukce chráněny před zpětnou erozí mohutným záhozem z lomového kamene. Jez není vybaven vývarem, je pod ním zbudována záhozová lavice z lomového kamene do 750 kg jednotlivě, jejíž délka činí 6,5 m. Tato lavice by měla při běžných průtocích sahat asi 20 cm nad hladinu v korytě. Podobné řešení se dříve často u podobných jezů objevovalo a zajišťovalo jak dobrou ochranu konstrukci jezu, tak i poměrně účinné tlumení kinetické energie proudící vody.

Dělicí zeď

Součástí rekonstrukce byla i obnova dělicí zdi mezi odpady od MVE a korytem Berounky. Původní zeď byla mělce založena a po povodni v r. 2002 došlo místy k jejímu podemletí. Zeď tak na svém místě držela jen silou vůle za přispění několika zaberaněných kolejnic. Původním záměrem byla stabilizace zdi pilotami na její návodní straně, s nimiž měla být propojena přibetonovanou lícní vrstvou.

Při přípravě na vrtání pilot ale došlo k poškození zdi a ukázalo se, že byla ještě chatrnější, než naznačovaly stavební průzkumy. Na tom zřejmě měl podíl i způsob betonáže – tehdy byl beton vyráběn přímo na stavbě a žádná receptura neexistovala, složky betonu byly míchány podle citu a výsledek tomu odpovídal. Po dohodě s investorem byla situace vyřešena stržením staré konstrukce a zřízením nové zdi o síle 40 cm, jež je rovněž založena na stěně z převrtávaných železobetonových pilot prům. 880 mm.

Výsledné parametry jezu

Po rekonstrukci došlo k mírné změně parametrů jezu vlivem nových objektů u levého břehu – rybí přechod je sice v zásadě v celé konstrukční šířce zasunut do břehu, avšak lodní propust zasahuje do jezové konstrukce. Úroveň přelivné hrany jezu byla zachována na úrovni 196,74 m n. m. a spád jezu 2,75 m se rovněž nezměnil, avšak došlo ke zkrácení přelivné hrany na 101,44 m. Na celkovou kapacitu jezu však tato změna nemá zásadní vliv, neboť v běžném provozním stavu je lodní propust otevřená a průtok při běžné provozní hladině činí cca 3 m^3/s. Dělicí pilíř mezi propustí a jezem má převýšení jen 50 cm nad korunu jezu a výpočet prokázal, že kapacita jezu po rekonstrukci nebyla omezena. Zkušenost již nyní navíc naznačuje, že při povodních bude docházet k přepadu vody přes dělicí zeď do rybího přechodu, čímž kapacita profilu spíše narůstá. Samozřejmě však není možno s touto kapacitou najisto počítat, protože je pravděpodobné, že po nějaké době profil přechodu bude omezen zachyceným splávím. Predikce tohoto jevu je obtížná, a proto s touto dodatečnou kapacitou nepočítáme.

Pohled z pravobřežní dělicí zdi na štěrkovou propust a zajímkovanou pravobřežní část jezu, na němž probíhá vrtání pilot návodní jezové stěny.

Závěr

Rekonstrukce jezu v Černošicích zajistila pro mnoho dalších desetiletí spolehlivou funkci jak vzdouvací konstrukce, tak i dalších objektů, které s jezem souvisejí. Profil byl doplněn v souladu s požadavky doby jak rybím přechodem, tak i lodní propustí a možností přenášení sportovních plavidel. Díky přístupu investora, který požadoval již v etapě, kdy probíhala projektová příprava, návrh kamenných obkladů na všech viditelných plochách, se podařilo rekonstruovanému jezu vtisknout charakter stavby, která je nejen funkční, ale i pěkná na pohled.

Základní údaje stavby

Název objektu: SO 01 Jez, SO 02 Rybí přechod
Investor: Povodí Vltavy, státní podnik
Generální projektant: Sweco Hydroprojekt, a. s.
Dodavatel: sdružením firem Metrostav, a. s., a Zakládání staveb, a. s.
Správce sdružení: Metrostav, a. s.

***Ing. Petr Kaňkovský**, Sweco Hydroprojekt, a. s., s přispěním **Ing. Jana Šimůnka**, Povodí Vltavy, s. p.*

Dokončená levobřežní část jezu s lodní propustí a rybím přechodem, stav ještě před odstraněním provizorních jímek pro pravobřežní část jezu, takže voda v podjezí je vzdutá o cca 50 cm.

Projekční řešení prací speciálního zakládání na jezu a rybím přechodu v Černošicích

Pohled z levého břehu na počáteční fázi vrtání návodní pilotové stěny jezové konstrukce.

Těžiště prací speciálního zakládání při rekonstrukci jezu a rybího přechodu v Černošicích spočívalo v provedení pilotových stěn. Tato technologie nejlépe vyhovovala zadání, hydrogeologickým podmínkám i místním dispozičním omezením, a to jak z technického, tak i z ekonomického hlediska.

V případě jezu sloužily pilotové stěny hlavně jako základové konstrukce, které ale měly, zvláště na horní vodě, i těsnicí funkci. Pilotová stěna byla navržena podél hrany jezu na horní vodě, podél hrany jezu na dolní vodě, při levém břehu z boku podél lodní propusti a při pravém břehu podél štěrkové propusti, na kterou navazovala pilotová stěna tvořící základ pravobřežní nábřežní zdi.

Stěny byly sestaveny z pilot průměru 880 mm prováděných v osových vzdálenostech 700 mm. Hloubka pilot se pohybovala od cca 5 m v podjezí až po cca 9 m v nadjezí, kde byly pilotové stěny z důvodů těsnosti zapuštěny až do skalního podloží.

Celkem byl jez založen na 313 pilotách o celkové délce 2114 m. Dalších 36 pilot délky 276 m pak bylo provedeno v rámci lodní propusti a 52 pilot v délce 281 m podél štěrkové propusti a pravobřežní dělicí zdi. Délka vrtů pro piloty byla o 5 až 6 % větší, protože „čistý" beton pilot byl ve většině případů pod pracovní úrovní.

Z hlediska provádění bylo zajímavé, že oproti jiným stavbám „na vodě", probíhala rekonstrukce tohoto jezu za minimální ochrany proti vzdutí. Koruna ochranné hrázky na horní vodě byla na kótě 197,00 m n. m., přičemž normální úroveň hladiny v nadjezí je 196,85 m n. m.

V případě **rybího přechodu** tvořily pilotové stěny jednak základové konstrukce, ale zároveň plnily po dobu provádění i funkci zajištění stavební jámy a v definitivním stavu slouží jako nosná konstrukce opěrné zdi nábřeží, po jehož hraně je vedena cyklostezka. I zde se jednalo jako v případě jezu o převrtávanou pilotovou stěnu z pilot průměru 880 mm. Podél nábřežní strany byly navrženy piloty v osové vzdálenosti 700 mm a podél návodní strany, která je nižší, ve vzdálenosti 750 mm. Hloubka výkopů ve stavebním

Levobřežní pracovní plošina s připravenými šablonami pro převrtávanou pilotovou stěnu břehové části rybího přechodu.

Zakládání pravobřežní dělicí zdi u MVE

stadiu dosahovala téměř 7 m. Stabilita stěny byla zajištěna pomocí zemních předpjatých pramencových kotev.
V definitivním stadiu byly nábřežní i návodní stěna rybího přechodu spřaženy železobetonovou deskou dna, takže bylo možné uvažovat o jejich spolupůsobení. S kotvením nebylo nutné dále počítat a bylo ho možné provést pouze jako dočasné.
Nábřežní zeď sestává ze 133 pilot celkové délky 1134 m. Na návodní straně bylo provedeno dalších 65 pilot, které byly doplněny 14 pilotami základovými. Celková délka pilot v této části pak byla 545 m.Podle původního návrhu neměly být pilotové stěny na obvodu stavební jámy pro výstavbu rybího přechodu zapuštěny až do nepropustného podloží. Jejich úkolem bylo pouze redukovat přítoky do stavební jámy tak, aby byly v rámci obvyklých objemů čerpatelné.
Předpokládané přítoky do stavební jámy se pohybovaly v řádu litrů s maximem 20 l/s.
Objem přítoků do vrtů při provádění prvních pilot ale signalizoval, že propustnost nadložních vrstev je velmi pravděpodobně vyšší. Proto byl proveden čerpací pokus, který tyto obavy potvrdil. Přítoky do stavební jámy by ve skutečnosti mohly dosáhnout množství, které by bylo velmi obtížně čerpatelné a dodatečná opatření pro snížení přítoků by byla velmi nákladná. Bylo tedy rozhodnuto pilotovou stěnu zapustit až do skalního podloží, což znamenalo prodloužit piloty o 0,5 až 3,0 m.

***Ing. Karel Staněk**, FG Consult, s. r. o.*

Realizace jezu a rybího přechodu v Černošicích

Stavební jáma lodní propusti a rybího přechodu, prováděny jsou již obklady lomovým kamenem na nábřežní stěně.

Práce speciálního zakládání probíhaly na dvou stavebních objektech – prvním byla výstavba nového rybího přechodu (RP) realizovaná ve dvou samostatných etapách. Druhým pak rekonstrukce stávajícího jezu, která probíhala ve čtyřech etapách.
Než bylo možné zahájit samotné práce na pilotách rybího přechodu, musely být provedeny poměrně rozsáhlé přípravné práce. Ty byly zahájeny v září 2014 a probíhaly až do listopadu. Jako první byl vybudován provizorní mostek přes stávající kanalizaci, která byla uložena tak mělko, že by se při přejezdu těžké techniky poškodila. Poté byla nasypána v řece při levém břehu cca 200 m dlouhá příjezdová a obslužná komunikace ke stávajícímu jezu. V další části muselo být odstraněno opevnění břehu, ubourána část jezu, z řečiště vybrány velké balvany, které by vadily při vrtání pilot a staveniště vyčištěno od keřů a stromů. Teprve poté bylo možné nasypat pracovní plošinu pro vrtnou soupravu podél stávající cyklostezky. Plošina musela splňovat tři podmínky. Musela být dostatečně únosná pro pojezd vrtné soupravy o hmotnosti 100 t, dále musela být z materiálu, který je vrtatelný, a současně musela být pokud možno z nepropustného materiálu. Dále bylo nutné upravit projektovou dokumentaci tak, aby piloty nekončily v propustných zeminách (štěrkopísku), ale byly zavázány až do nepropustných zemin (břidlic).
Když byla konečně pracovní plošina nasypána a bylo provedeno první směrové vytýčení pilot, zjistilo se bohužel, že piloty vycházejí do stávající cyklostezky a do prostoru starého jezu. Práce tak musely být pozastaveny a bylo nutné nejdříve projektovou dokumentaci pilotové stěny upravit a dopracovat v souvislostech s její novou polohou. Po vyřešení této komplikace tak konečně mohly být zahájeny vlastní práce speciálního zakládání na objektu rybího přechodu.
V první etapě těchto prací byl v rámci přípravy pro realizaci převrtávané pilotové stěny podchycen pomocí stříkaných betonů svah u cyklostezky a provedeny betonové vodicí zídky. Jelikož následné vrtné práce probíhaly v těsné blízkosti obývaných domů, byla nasazena moderní a tichá vrtná souprava Wirth ECO 16, většina dalších prací na převrtávaných pilotových stěnách pak byla prováděna vrtnou soupravou DELMAG RH22.
Jak vyplývá z technologie převrtávaných pilot, práce byly zahájeny vrtáním primárních pilot (piloty bez košů) a poté už se střídavě prováděly piloty

Pro obsluhování prací spec. zakládání těžkou technikou na pravé straně řeky bylo nutno přes celou šířku toku zřídit brod.

Detailní pohled na hloubení pilot pravobřežní dělicí zdi

sekundární (s armokošem) a primární. Piloty byly realizovány dle projektu v délkách od 6,7 do 10,7 m tak, aby jejich paty byly vždy zavázány do nepropustného skalního podloží. Převážná část dříků pilot byla vrtána přes štěrkopískové vrstvy a teprve posledních 80 cm vrtu bylo hloubeno do skalního podloží. Betonáž pilot byla ukončována pod terénem, a proto projekt počítal s přebetonováním a následnou úpravou hlav pilot. V I. etapě tak bylo provedeno celkem 131 pilot. Poté byly vybourány vodicí zídky, snížena pracovní plošina a odbourán znehodnocený beton na pilotách. Po začištění hlav pilot mohly být následně zahájeny práce na realizaci železobetonového hlavového trámu, který doplnil a zkompletoval pilotovou stěnu v celé její délce. Trám o celkové délce 91 m bylo nutné z části provádět pod úrovní stávající vodní hladiny. Aby se tato část vůbec dala provést, musel být výkop dotěsněn jutovými pytli naplněnými jílovitou zeminou. Průsak a přítok byl ale přesto tak silný, že muselo být nasazeno 5 čerpadel KDFU 125, aby se prosakující vodu dařilo průběžně odčerpávat. Po dokončení prací na hlavovém trámu a po vyzrání jeho betonu bylo následně možné přes předem osazené průchodky doplnit a po statické stránce zajistit celou konstrukci pomocí pramencových kotev v počtu 32 ks. Tím byla I. etapa stavby rybího přechodu ukončena.

II. etapa výstavby RP se prováděla současně s I. etapou jezu u levého břehu po snížení pracovní plochy. Práce byly obdobné jako na I. etapě – vodicí zídky, piloty, odbourání zídek a pilot. Na rozdíl od první etapy však v této části nebyly piloty v souladu s projektem provázány hlavovým trámem. V této části stavebních prací bylo realizováno 90 pilot na rybím přechodu a 90 pilot na jezu. Práce zde pobíhaly od prosince 2014 do května 2015.

Druhá etapa jezu se prováděla v červnu 2015 na pravém břehu Berounky u staré elektrárny. Nejdříve se musel upravit brod přes celý tok Berounky, aby se mohla těžká mechanizace a auta s materiálem pro vytvoření pracovní plochy dostat na druhou stranu řeky. Brod byl dimenzován pouze na velikost průtoku 20 m^3. Při zvýšení průtoku se uvažovalo se zaplavením brodu a zastavením stavebních činností. Přálo nám však štěstí a průtok vody v řece zůstal po celou dobu výstavby pod touto hranicí. Pracovní postup byl stejný jako v I. etapě, bylo zde provedeno 98 pilot a práce byly ukončeny v červenci 2015. Další etapa mohla pak začít až po zimní přestávce.

Dokončování hloubení povodní pilotové stěny, příprava základové spáry jezu, piloty návodní stěny jsou již ubourány tak, aby na ně bylo možno napojit betony vlastní přelivné plochy jezu.

S dalšími pracemi III. etapy jezu se tedy začalo až na počátku března 2016. Stavba pokračovala nasypáním další části příjezdové komunikace, dosypáním pracovní plochy u levého břehu a odvedením vody z rybího přechodu pomocí ocelových rour pr. 1200 mm přes vytvořený provizorní propustek. Když ale byly konečně všechny pracovní plochy dokončeny a připraveny a mohlo se začít s prováděním vodicích zídek, přišla velká voda a část přípravných prací byla nenávratně zničena. Po opadnutí vodní hladiny bylo proto nutno pracovní plochy opravit a vodicí zídky provést znovu. Pak už vše pokračovalo jako v prvních etapách. Na této III. etapě bylo na návodní i povodní straně provedeno 100 pilot délky od 10,10 do 3,94 m.

Poslední, tedy IV. etapa jezu se ještě v současnosti provádí (srpen 2016). Je třeba provést posledních 110 pilot v pravé části řečiště a stavba bude, alespoň pokud jde o práce speciálního zakládání, dokončena. Teprve po zdárném dokončení všech prací pak bude možné celou stavbu vyhodnotit, rozebrat a zamyslet se zpětně nad postupy a problémy, které bylo nutné během výstavby řešit, a vzít si z nich poučení pro další obdobně technicky a technologicky náročné stavby.

***Tomáš Kukla**, **Ing. Roman Vaďura**,*
Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba

A jez šumí ...

Reconstruction of the Černošice weir on the river Berounka

In 2014, reconstruction of a weir in Černošice on the river Berounka in r. 8,143 km started. The current weir was after the last reconstruction in the fifties of the 20th century in disrepair, and its stability has been threatened. The final draft of the reconstruction was the result of a long and demanding engineering process that had to take into account a number of different requirements and functions that the new design had to fulfill, and that conflicted with restrictions on construction site. Which is ultimately conducted as a fixed weir structure in the original layout and supplemented by technical migration of fish and marine pass at the left bank, to the right bank was restored gravel sluice. All new constructions were largely founded with a secant pile walls technology from the embankments in the Berounka riverbed.