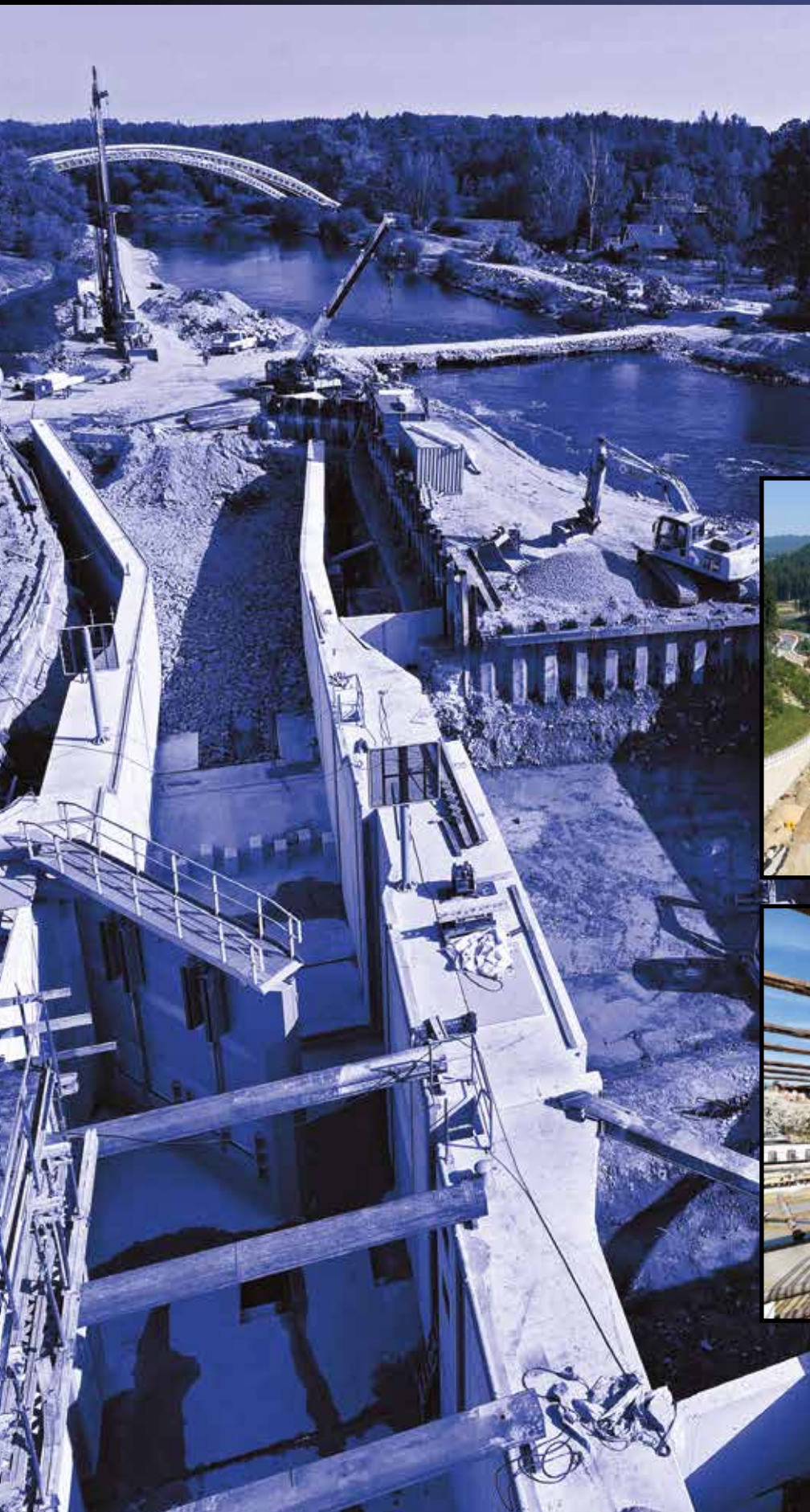


# ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

4/2016

Ročník XXVIII



- DOKONČENÍ VLTAVSKÉ VODNÍ CESTY V ÚSEKU VD HNĚVKOVICE–TÝN NAD VLTAVOU
- ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE PRO KŘIŽOVATKU SVRČINOVEC NA ÚSEKU DÁLNIČE D3 SVRČINOVEC–SKALITÉ NA SLOVENSKU
- PILOTOVÉ ZALOŽENÍ PŘÍSTAVU MARINA GRUŽ V DUBROVNIKU
- ZKUŠENOSTI Z RAŽEB JIŽNÍHO JEDNOKOLEJNÉHO TUNELU EJPOVICE





# OBSAH

## Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

**Zakládání staveb, a. s.**

K Jezu 1, P.S. 21

143 01 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

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

<http://www.zakladani.cz>

<http://www.zakladani.com>

### Redakční rada:

#### vedoucí redakční rady:

Ing. Libor 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. 18, 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 XXVIII

4/2016

Vyšlo 28. 2. 2017

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2017 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

### Objednávky předplatného:

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

Areal VGP

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](mailto:obchod@allpro.cz)

<http://allpro.cz/>

<http://predplatne.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

## SERIÁL

### Historie speciálního zakládání staveb – 14. část

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

2

## TEORIE A PRAXE

### Historie používání mikropilot v USA

RNDr. Ivan Beneš

na základě článku The History of Micropile Technology in U.S., kolektiv autorů, Deep Foundation, May/June 2016

6

### Monitoring technologií speciálního zakládání III.

#### Piloty a hloubkové zlepšování zemin

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

8

## DOPRAVNÍ STAVBY

### Křižovatka Svrčinovec na úseku dálnice D3 Svrčinovec–Skalité

#### z pohledu zakládání

Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s.,

Ing. Václav Kvasnička, Ing. Marcel Mimra, Pontex, s. r. o.

10

## VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

### Dokončení vltavské vodní cesty v úseku VD Hněvkovice–Týn nad Vltavou

#### s novou plavební komorou u jezu Hněvkovice

Ing. Kateřina Boříková, hlavní inženýr projektu, AQUATIS, a. s.

18

### Zajištění stavební jámy plavební komory u jezu Hněvkovice a souvisejících objektů

Martin Kapoun, Zakládání staveb, a. s.

22

### Železobetonové konstrukce na plavební komoře Hněvkovice a navazujících objektech

Ing. Tomáš Outlý, Metrostav, a. s.

25

## OBČANSKÉ STAVBY

### Pilotové založení přístavu Marina Gruž v Dubrovniku

Zdeněk Opolzer, d. i. g., Zakládání staveb, a. s.

27

## PODZEMNÍ STAVBY

### Zkušenosti z ražeb jižního jednokolejného tunelu Ejpvovice

Ing. Štefan Ivor, Ing. Petr Hybský, Václav Anděl, Metrostav, a. s.

30

# HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 14. ČÁST

*V seriálu o historii speciálního zakládání pokračujeme zachycením událostí na poli injeztáží. Napojíme se nyní na další z hlavních větví vývoje, a to při injeztáži nesoudrzných zemin. Ukážeme souvislosti mimořádného skoku v technologii speciálního zakládání při zavedení manžetových injeztčních trubek. Přiblížíme také dění v rozvoji speciálních injeztčích směsí a změn provozních zařízení v přechodu k průmyslovému řízení injeztčních prací. Touto částí uzavíráme oblast nazývanou nyní také jako klasické injeztáže. Vývoj modernějších technologií injeztáží a metod přímo odvozených z injeztáží popíšeme v dalších částech seriálu.*

## Injeztáže nesoudrzných zemin

Nástup této technologie byl opožděn kvůli zásadním obtížím s instalací injeztční trubky do hlubokého nestabilního vrtu. Zde je potřeba se v historii vrátit a osvětlit souvislost úspěchu o půl století časnějších cementových injeztáží ve skalním prostředí s významem jednoho klíčového mechanického nástroje. Je jím uzávěr mezikruží vrtu a injeztční trubky, kterým se ve vrtu upevní vyústění injeztční trubky v požadované hloubkové úrovni. Odborně se nazývá **pakr** (z anglického *packer*) neboli **obturátor** (z francouzského *obturateur*). V historických počátcích se injeztční směs libovolně šířila do základové půdy z ústí volně zaražené či zavrtané trubky nebo z nátrubku utěsněného jen v ústí vrtu ve skalní hornině. Používání pakru výrazně zkvalitnilo injeztáže v horninovém prostředí, kde jím bylo možno v pevných stěnách vrtu uzavřít prostor vrtu nad vyústěním injeztční trubky. Do praxe byl zaveden v počátcích prací naftového vrtání v USA při cementaci paty úvodní pažnice pro oddělení vlivu nadloží. Nejprve se od 70. let 18. století pro tuto obtížnou operaci používaly ucpávky z pytlíků se lněnými semínky, zapuštěné do mezikruží k těžební trubce, které ve vrtu nabobtnaly. Pak se zkoušely různé kombinace těles z přírodního kaučuku a textilií, roztlacené vnitřní trubkou. A v roce 1880 vynalezl v Pensylvánii S. R. Dresser účinný válcový rozpínací pakr z tehdy nového vulkanizovaného kaučuku. Cementace zůstávala nejnáročnější operací při zprovoznění naftového vrtu, vyhrazenou pouze pro specialisty (obr. 1).

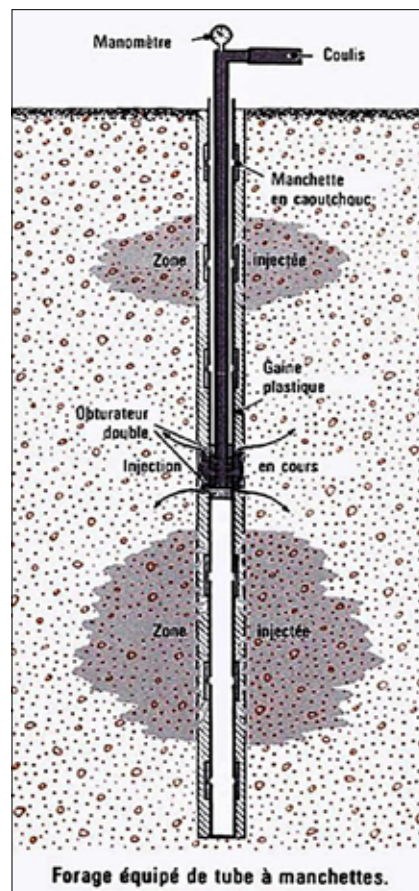


Obr. 1: Dobová ukázka pojízdné cementační stanice firmy Halliburton v USA na počátku 20. let minulého století. Firma vstoupila do naftového vrtání na tomto nejobtížnějším úseku a úspěchy ji postupně vynesly na přední místo v oboru (Halliburton).

Rozhodovala o efektivitě jeho výnosu, neovlivněného výrony vody nebo nestabilitou pažnicové kolony. Řešení těchto problémů bylo často velmi složité a historicky přineslo mnoho zásadních podnětů do technologie injeztáží. Z prvních **jednoduchých mechanických pakrů**, které se však osvědčují pro injeztážní práce dodnes, se postupně vyvinuly složitější typy – zejména dvojité, pneumaticky nebo hydraulicky rozpínané atp. Rozvoj v této oblasti souvisel s vývojem syntetických pryží od čtvrtiny 20. století. V nestabilních stěnách vrtů v nesoudrzných hrubých i jemnozrnných zeminách s velkou proměnlivostí vrstev však původní pakry nefungovaly. Ani nebylo možno dosáhnout kvalitní injeztáže z ústí zaražené či zavrtané trubky, protože injeztční tlak vyhnal směs nejsnadnější cestou těsně podél trubky nahoru. I za relativně příznivých podmínek stability vrtu bylo klasické injeztování v tomto prostředí náchylné k poruchám a obtížím či bylo zdlouhavé. Tento fundamentální problém byl vyřešen až vynálezem **manžetové trubky**, předem osazené do plastické jílocementové záhlívky na celou délku vrtu a použitím **dvojitě necirkulačního pakru**. Nebylo to tak jednoduché, jak podobné revoluční objevy často při pohledu daleko zpět do minulosti vypadají. Částečnou inspirací mohly být patenty amerických bratří Johnstonů z ropného pole El Dorado v Arkansasu v polovině 20. let. Zaváděly tlakové zkoušení produkční vydatnosti geologické formace oddělené od okolí dvěma pakry na vrtném soutyčí (tzv. Drilling Stem Testing). Francouzského inženýra Ernesta Ischy, spoluzakladatele firmy Soletanche, napadlo převratně originální a principiální řešení již v roce 1927, ale patentoval ho až

po praktickém odzkoušení na stavbách v roce 1943 (obr. 2). Druhým hlavním problémem na počátku vývoje těchto injeztáží byla malá prostupnost klasických cementových směsí v prostředí s malými póry. Již v raných počátcích

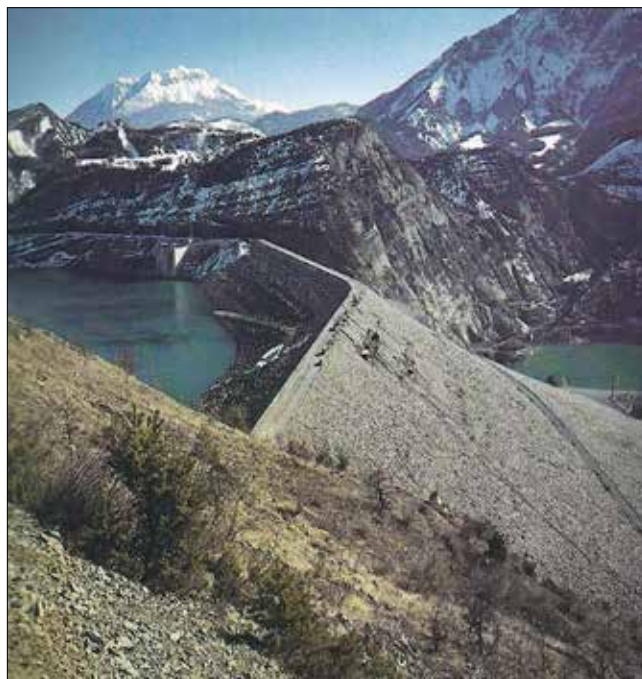
injeztáží bylo zjištěno, že cementová směs nenasadno proniká do těsných skalních puklin, ale hlavně do jemnozrnných zemin, zejména porčičných náplavů, jejichž utěsnění bylo pro vodní stavby potenciálně nejdůležitější. V roce 1905 poukázal Francouz Portier svými pokusy na problém odfiltrování vody z cementové směsi v píscích a v roce 1908 to ověřil Angličan H. P. Hill i s velmi naředěnou směsí. Předtím se nakrátko, před koncem 19. století, zdálo, že řešení přinesou speciální chemické směsi, avšak v tomto ohledu došlo ke značným komplikacím. Historie této složité oblasti bude pojednána dále v textu. Na počátku 20. století se tedy hledaly vhodné injeztční směsi, slučující výhody směsí na bázi aktivovaných bentonitických jíílů s různými chemickými přísadami. Konvenčními postupy injeztáže však stále nebylo možno dosáhnout v nesoudrzných základových půdách potřebnou kvalitu výsledků.



Obr. 2: Schematické znázornění funkce manžetové trubky při injeztáži z původního informačního prospektu na konci 60. let 20. stol. (Soletanche)



Obr. 3: Kolmý odřez proinjektované základové půdy s osazenou manžetovou trubicí se zřetelným paprskovitým protrháním plastické zálivky tlakem prostupující jílocementové injekční směsí předvedený v roce 1970 (Soletanche)



Obr. 4: Přehrada Serre-Ponçon ve Francii, nejvýznamnější stavba po nástupu injektáží jemnozrnných zemín manžetovými trubicími, dokončená v roce 1961 (zdroj: Soletanche)

Zavedení manžetových trubek vyřešilo rázem oba uvedené velké problémy. Umožnilo přesné dávkování různých jednosložkových směsí ve zvolených časech a zvolenými tlaky do určených výškových etáží vrtu i opakovaně. Nyní také bylo možné provádět i vícefázovou injektáž, tedy nejprve injektovat oblasti s hrubými póry jílocementovou směsí a následně zbylé jemné póry prostupnější chemickou směsí (obr. 3). Alternativně tak byla vyřešena zásadní geotechnická námitka k dobově rozšířené chemické injektáží velmi náročnou Joostenovou metodou, že ta vlastně ignoruje měnící se geotechnické vlastnosti a je spíše řemeslným uměním než vědecky založenou technologií. Dokonalé řízení injektáže přes manžety spolu se sledováním a interpretací odezvy prostředí přesně odpovídaly potřebám přístupů nově rozvíjené komplexní geotechnické teorie, jak ji rozpracovávala nová generace specializovaných inženýrů-geotechniků. Dospělo se k příkladnému setkání vědecké teorie s technologickou praxí.

Novou technologii uchopili nejprve pracovníci evropských firem speciálního zakládání Rodio a Soletanche (viz 2. část seriálu). První pokusné použití bylo v roce 1933, a to charakteristicky pro tu dobu v Alžíru, neboť tehdy již v předválečné Evropě nebyly podmínky pro velké stavby. V nadcházejícím desetiletí přenesli mnozí odborníci a firmy těžiště svých aktivit mimo Evropu a omezilo se také sdílení technických informací. V Alžíru se jednalo o injekční clonu 55 m vysoké a 460 m dlouhé zemní přehradu Bou Hanifia, ve velmi složitém slínovcovém souvrství. Obě firmy zde v konsorciu spolupracovaly i s profesorem Terzaghim a založily tu také **první evropskou geotechnickou laboratoř**. Firma Rodio pro

stavbu vytvořila novou chemickou směs s gelem vodního skla. Ukázková kooperace jim umožnila úspěšně optimalizovat a dokončit několikaleté obtížné práce na těsnící cloně. Stavba se také stala inkubátorem technologických inovací pro blízkou budoucnost. V poválečném obratu k novému výstavbovému trendu pak již následovala řada úspěchů, předznamenaná v roce 1952 clonou pro stavbu 124,5 m vysoké zemní přehradu Serre-Ponçon na řece Durance v jižní Francii (obr. 4), tehdy nejvyšší v Evropě. Injekční clona ve štěrcích zde dosahovala rekordní hloubky 100 m a sestávala z celkové počtu 19 řad, z nichž nejhlubších byly 4. Poté následovala série rýnských projektů firmy Soletanche pro několik velkých hydroelektráren, počínaje stavbou přehradu Fessenheim, zahájenou v roce 1953. Byly zde vytvořeny proinjektované základové vany i s vodorovnou clonou v příliš hlubokých písčitých náplavech. V této fázi rozvoje sehrál od roku 1955 svými publikacemi o podrobném navrhování injektáží mimořádně významnou úlohu francouzský odborník **Henri Cambefort**. Od 60. let byly injektáže široce



Obr. 5: Příklad velmi účinného hustého rozmístění injekčních vrtů pro vějíře při injektáží z podzemí na stavbě linky U3 vídeňského metra v roce 1986 (Soletanche)

uplatňovány pro tisíce nejnáročnějších inženýrských a dopravních staveb po celém světě, například u podzemních drah v městské zástavbě (obr. 5).

U nás poprvé použil injektáž manžetovými trubicími podnik Vodní stavby, resp. jeho závod Speciální zakládání, předchůdce dnešního Zakládání staveb, a. s., na zkouškách pro výstavbu pražského metra u Karlova mostu a u Národního muzea v roce 1969 a potom i na mnoha objektech stavby metra i na nespočetném množství dalších projektů (obr. 6). U tuzemského zavedení této technologie i u většiny dalších injektážních akcí v následujících desetiletích byl přítomen mimořádný odborník a této práci zcela oddaný člověk **Ing. Jaroslav Verfel, CSc.** Ti, kdo ho poznali, vědí, že ho lze čestně zařadit po bok všech zmíněných slavných jmen v historii speciálního zakládání staveb.

### Chemické injektáže

Průkopnickou cestu řešení injektáže nesoudržných zemín nastoupil v roce 1887 německý inženýr J. Jeziorski použitím dvouroztokové injektáže s **nízkoviskózními chemickými směsí na bázi koncentráту vodního skla**. Praktické problémy s rychlým tuhnutím gelu způsobujícím obtíže, když do jednoho vrtu bylo vtlačeno vodního skla a do sousedního vrtu gelovací minerální reagent, ovšem prokázaly malou provozní použitelnost. Hledání vhodných směsí pokračovalo až do roku 1925, kdy si holandský důlní inženýr **Hugo J. Joosten** nechal patentovat chemickou směs opět na bázi koncentráту vodního skla s jiným reagentem, injektovaným následně do stejného vrtu. Vznikl opět **tvrdý chemický gel**, který

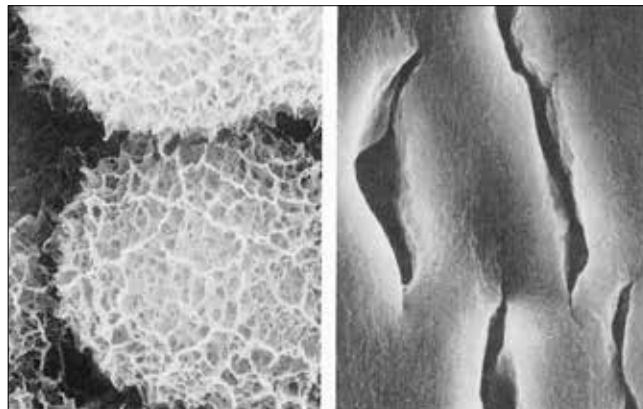


Obr. 6: Injektáž nadloží tunelů metra v řečišti Vltavy na trase A v roce 1975 (Zakládání staveb)

velmi dobře solidifikoval písčité zeminy, s výslednou pevností až cca 6,9 MPa (obr. 7). Jednalo se o řemeslně náročný postup, kdy byla zaberána speciální injekční trubka, která byla při injektáži povytahována hydraulickou stoličkou. Ve svých dalších modifikacích byla metoda atraktivní svou použitelností pro zpevňování i jemných písků. Měla však malý hloubkový dosah a také příčně jen cca do 30 cm. Výsledek byl přijatelně konstantní, ale náklady byly násobkem klasických injektáží. Přesto se v těch nejobtížnějších podmínkách, kde nebyla možnost nasazení jiné metody, její aplikace vyplátila. Například tam, kde při injektáži alternativní hustší směsí v blízkosti stávajících objektů hrozilo jejich ovlivnění vzniklými deformacemi. Používala se čteně zejména v Německu, které bylo ve 20. letech zemí s nejvyšší vzdělaností i řemeslnou úrovní, ale i v Británii nebo USA až do 60. let. Až potom ji vytlačily z trhu všestrannější technologie manžetových trubek a nové směsi. Jinou cestou šlo hledání jednoroztokových směsí. Jednalo se především o roztoky na bázi zředěného vodního skla. V roce 1909 patentovali Lemaire a Dumont postup s kyselinovým reaktivem. Výsledný poměrně



Obr. 7: Zvodnělé a kypré temžské štěrkopisky byly spolehlivě zainjektovány i ve stropě metodou Joosten I při ražbě tunelu londýnského metra u stanice Bank Monument v roce 1933 (Soil Mechanics Ltd.)



Obr. 8: Porovnání amorfni mikrostruktury konvenčního silikagelu (vpravo, 1000x zvětšeno) a vytvořené krystalické struktury ze směsi Silacsol (vlevo, 4000x zvětšeno) podobně jako u cementu (Soletanche)

**měkký silikagel** se však hodil pouze na těsnící účely. Pevnost výsledného materiálu dosahovala jen 0,7 MPa. Podobné výsledky dosáhli během dalších desetiletí i další vynálezci s různými minerálními reaktivy. Od začátku 50. let započalo velké zkoušení různých nových chemických směsí, poskytnutých poválečným vzedmutím průmyslu. Ještě v roce 1957 objevili náhodně v laboratorích firmy Soletanche **nový organický reaktiv pro tvrdý gel**, když zpozorovali, že vzorky rychleji tvrdnou v hliníkových nádobách. Ale o nějakých deset let později začalo těžiště vývoje přecházet do odborných laboratoří chemických firem, jako je francouzská Rhône-Progil. Kromě reagentů k vodnímu sklu a obdobných silikátů vznikaly také zcela nové hmoty, jako například **organické monomery, polyfenolické polymery a pryskyřice**. Jejich nízká viskozita, newtonská reologie a zejména ovladatelné řízení tuhnutí poskytly rozsáhlé možnosti předtím nedosažitelných aplikací. Jedním z nejdokonaljších materiálů byla akrylamidová pryskyřice AM-9, vyvinutá americkou firmou Cyanamid v roce 1953. U nás byla tato směs poprvé použita pro dotěsnění betonu přehradu Morávka v roce 1968. Velkým obratem v přístupu k problematice injektáží byly od 70. let přísné **ekologické a hygienické požadavky**, které dokonce vedly od roku 1985 k zákazu chemických injektáží v některých zemích. Podobný vliv měly i zvýšené požadavky na **trvanlivost injektáží** v důsledku zkoumání deformačního „creepu“ silikátových gelů. Tyto impulsy vedly k vývoji zvláštních nízkoviskózních směsí, jako například **křemičitanového roztoku** Silacsol, patentovaného v roce 1985 firmou Soletanche, který místo gelování vytváří v horninovém prostředí **anorganickou krystalizaci** podobně jako cement (obr. 8). To umožnilo omezit se na jednofázovou penetrační injektáž, ale také redukovat nebezpečí tlakem vyvolaných deformací. Podobné směsi byly vyvinuty i na jiných místech světa. Rozvoj nových směsí byl ovšem tak spleťitý

a obsáhlý, že přesahuje záměr našeho seriálu k souvislému zachycení dějin a pro získání více podrobných znalostí je třeba odkázat na odbornou literaturu.

U nás začal používat chemickou směs pro zvládnání havárie na štolovém přívaděči železné vody do Prahy v roce 1967 n. p. Podzemní inženýrské stavby, z oboru uranových dolů. Jednalo se o močovino-formaldehydovou pryskyřici Dukol. Tuto injektáž uplatnil ještě na několika důlních a stavebních dílech, ale bez využití manžetových trubek a hlavně pro neblahé následné hygienické vlivy injekčního materiálu tato metoda celkově neuspěla. Úspěšný byl n. p. Vodní stavby, který provozně zavedl metodu se směsí vodního skla a reaktivů podle licence Solexpert v roce 1969 při injektáži pro podchycení budov na pankrácké trase pražského metra. Rozsáhle ji pak použil například v roce 1974 na stavbě stanice metra Dejvická (obr. 9).

#### Speciální směsi

Mimo klasických suspenzí a chemických roztoků se pro injektáž užívaly i jiné



Obr. 9: Chemická injektáž na stanici metra Dejvická, prováděná Závodem 07, Vodní stavby o. p., v roce 1974. Je dobře patrné typické rozmístění vrtů s manžetovými trubkami do vějířů.



Obr. 10: Gravitační injektáž 160 °C horkým bitumenem pro utěsnění spáry konstrukce přechodu řeky Olona nad tunelem milánského metra v roce 1962 (I.C.O.S.)



Obr. 11: Velká výrobní směsí a injekční stanice na počátku 60. let 20. stol. na stavbě injekční clony pro přehradu (Grouting and drilling muds)

speciální směsi, například **bitumenové emulze**. Jejich výhodou byla nízká viskozita a stabilita ve styku s podzemní vodou, takže se v určitých specifických podmínkách, například proudící vody, místy osvědčily. V 30. letech byly bitumenové emulze rozsáhlé, ale neúspěšně použity pro nápravu podzákladí americké přeřady Hales Bar (13. část seriálu). Jejich využití se osvědčilo spíše pro zvláštní případy těsnění podzemních konstrukcí (obr. 10). Postupně však byly nahrazeny novými chemickými směsí s širokou škálou vlastností.

Ke speciálním směsím lze rovněž zařadit **mi-krocementové suspenze** vyvinuté v roce 1982 v Japonsku. Pro svou vynikající propustnost a dlouhodobou trvanlivost se rychle rozšířily i do Evropy. V praxi však narazily na problémy s výskytem filtračního jevu a nerovnoměrného tuhnutí v horninovém prostředí. Proto se využívaly zejména pro opravné injektáže konstrukcí.

#### Zařízení a provoz injektáží

Závěrem této části je třeba upozornit na velké změny, kterými prošlo v druhé polovině 20. století mechanizační vybavení a řízení injektáží. Technologie injektážních procesů proběhla vývojovou etapou odrážející tehdejší strmé hospodářské vzepětí. Injektáž se považována za nejnáročnější disciplínu



Obr. 12: Injekční stanice na stavbě pařížského metra na počátku 70. let 20. stol. (Soletanche)



Obr. 13: Společná elektronická a mechanická instrumentace a monitoring injektáží na stavbě vídeňského metra v 80. letech 20. stol. (Soletanche)



Obr. 14: Cívkové vozíky injekčních hadic s hydraulicky rozpínanými obturátory na injekčním poli stavby vídeňského metra v 80. letech 20. stol. (Soletanche)

speciálního zakládání staveb, a proto je pro ni těsné sepětí se špičkovou technologického vzestupu průmyslu příznačné. Do 60. let šlo pouze o extenzivní rozvoj mechanizace s pozvolnou inovací čerpacích stanic a výroben směsí, které stále ještě poněkud připomínaly manufakturu z předchozího století, i když se používala nejmodernější plunžrová čerpadla (obr. 11).

V průběhu 70. let se však vývoj zintenzivňoval a injekční stanice s bateriemi čerpadel Clivio se již začaly podobat tovární výrobní lince, ale stále ještě s početnou ruční obsluhou (obr. 12).

V následujícím desetiletí se pak prudce rozvinula **elektronická instrumentace a monitoring procesů** s digitalizací sběru dat,

vedoucí k poloautomatizaci provádění (obr. 13). S tímto pokrokem bylo také nutno zavést **elektronický monitoring** chování injektovaného prostředí a okolních objektů. K nastolenému zprůměrnění injektování se musela přizpůsobit i ruční operace zapouštění obturátorů na injekčních poli. Na velké stavbě bylo potřeba zvládnout zainjektování více než 2000 etáží denně. Tomu odpovídalo zavedení injekčních hadic na cívkových vozících se spolehlivým hydraulickým rozpínáním obturátoru (obr. 14).

A od 90. let již došlo k podstatné **komputerizaci řízení, sledování a vyhodnocování prací**. Z provozních pracovišť tak mizely štáby techniků s přeplněnými regály a stohy papírových injekčních protokolů a svitky milimetrových papírů s ručně vynášenými údaji do diagramů. Nyní získal provozní inženýr-geotechnik komplexní přehled a údaje o tom, co se děje v reálném čase při injekčních operacích a mohl je srovnávat s předpokládanými modely a scénáři. Navrhování již v této době využívalo CAD s trojrozměrným znázorněním. Numerickému modelování opět pomohly paralelní pokročilé zkušenosti z naftového vrtání. Byly k dispozici velmi propracované modely průsaku médií horninovým prostředím, které bylo možno modifikovat a využít. Provádění injektáže však nadále zůstalo náročnou empirickou vědou, založenou především na znalosti steh a zkušenostech vedoucího odborníka, schopného adaptovat návrh podle skutečně zastižené variabilní geotechnické situace základového prostředí.

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

### The history of special foundation – Part 14

*In this sequel of special foundation history we follow through with events on the field of grouting. Now it arrives at another main branch of development in alluvial soils. Here it displays context of an extraordinary technique jump at employment of sleeved tubes. Evolution process of special grouting mixtures and of equipment changes in transition to industrial control of grouting works is outlined. So called classic grouting is wrapped up by this part of sequel and next part will show history in more modern grouting techniques and in foundation methods directly derived from grouting.*



Křižovatka Svrčinovec, pohled k severozápadu, (prosinec 2016)

## KŘIŽOVATKA SVRČINOVEC NA ÚSEKU DÁLNICE D3 SVRČINOVEC–SKALITÉ Z POHLEDU ZAKLÁDÁNÍ

*Křižovatka Svrčinovec je největším dopravním uzlem na v současnosti budovaném úseku dálnice D3 Svrčinovec–Skalité. Význam křižovatky spočívá v tom, že umožní propojení silniční a dálniční sítě tří států – Slovenska, Polska a ČR. Napojení na slovenskou a polskou dálniční síť bude zabezpečeno vlastní dálnicí D3, spojení s ČR směrem na Mosty u Jablunkova zajistí napojení na silnici I/11 (v opačném směru směřuje silnice na Čadcu a Žilinu), jejíž problematické vedení pohraniční částí na Slovensku bude řešeno v budoucnu vybudováním nové rychlostní silnice R5. Dálnice D3 ve Svrčinovci přechází kromě silnice I/11 i přes frekventovanou dvoukolejnou elektrifikovanou železniční trať Čadca–Bohumín a Šlahorový potok. Křižovatka Svrčinovec je tvořena řadou mostních konstrukcí, opěrných a zárubních zdí a dalších objektů, jejichž zakládání bylo pro jejich dodavatele – společnost Zakládání staveb, a. s., – velkou výzvou, a to jednak pro značný rozsah prací, jednak pro často obtížné terénní podmínky. V následujícím článku budou popsány hlavní parametry většiny těchto základových konstrukcí. V současné době (I/2017) jsou všechny konstrukce dokončeny a probíhá příprava na předání stavby do provozu.*

### **C**harakteristika dálnice D3 v úseku Svrčinovec–Skalité

Připravovaný úsek D3 Svrčinovec–Skalité (hraniční přechod do Polska) je 13,3 km dlouhý. Trasa dálnice se u Svrčinovce stáčí ze severního trasování na severovýchodní až východní. Z větší části je vedena svahy údolí říčky Čiernanky, ve kterém jsou umístěny i další výrazné liniové prvky – silnice I/12, železniční trať Čadca–Zwardoń (PL). V celém údolí se nachází téměř souvislá obytná zástavba, vybíhající až na přilehlé svahy. Dálnice D3 zde po dokončení vytvoří hlavní dopravní tepnu a nahradí současnou silnici I/12 vedoucí ze Svrčinovce přes

Čierne a Skalité na hranice s Polskou republikou a z větší části i silnici I/11 vedoucí ze Žiliny přes Čadcu na hranici s Českou republikou. Především silnice I/11 je v současnosti velmi zatížená kamionovou dopravou přičemž trasa této komunikace vede přímo centrem obce Svrčinovec. Dálniční úsek D3 Svrčinovec–Skalité se napojuje na předcházející úsek D3 Čadca, Bukov–Svrčinovec. Šířkové uspořádání je navržené jako čtyřproudová směrově rozdělená komunikace kategorie D 24,5/80. Na celé trase úseku dálnice Svrčinovec–Skalité je navrženo 13 dálničních mostů, 3 na křižovatko vých rozpletch, jeden nad dálnicí a sedm

mostů na přístupových komunikacích na stavenišť. Mnohé z těchto mostů jsou z hlediska použité konstrukce, umístění a výšky nad terémem na slovenské poměry výjimečné. Kromě toho jsou zde navrženy dva tunely – Svrčinovec a Polana.

Stavebně je křižovatka Svrčinovec navržena ve třech výškových úrovních s vedením dálnice a všech křižovatkových větví na mostech z předpjatého betonu. Hlavní dálniční most má délku 368 m. Z důvodu minimalizace zásahu do Šlahorového potoka na provoz na silnici I/11 a železnici jsou dva největší mosty na křižovatce navrženy technologií

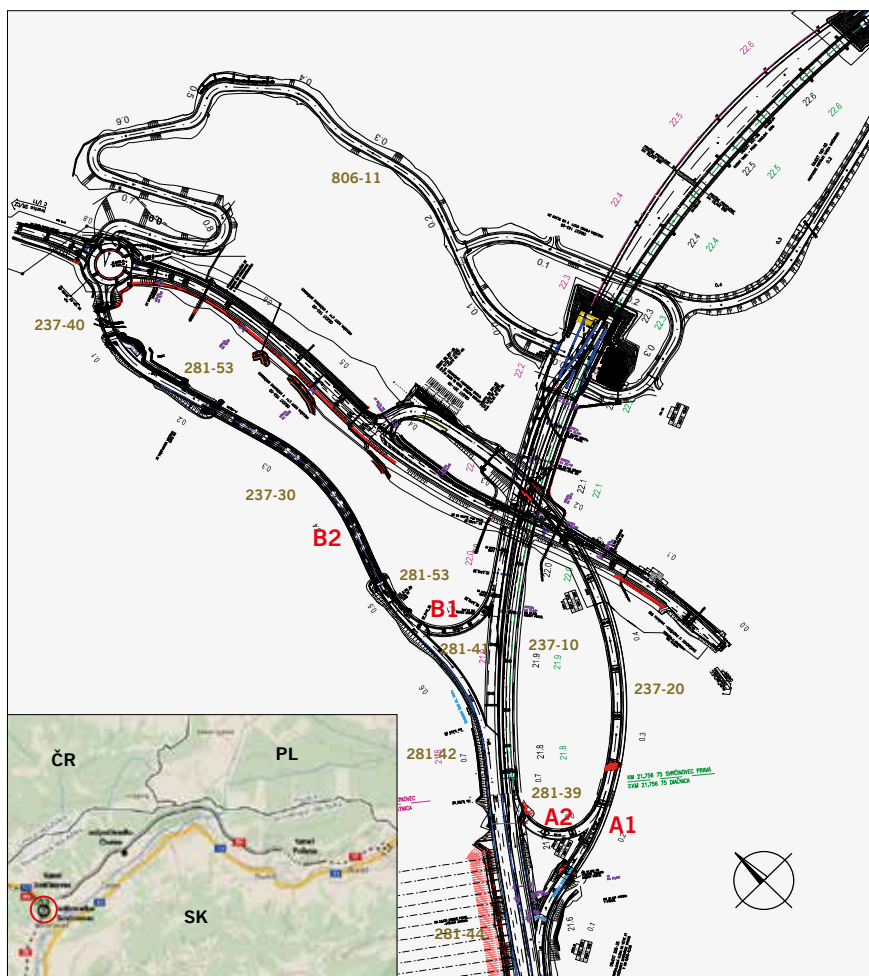
podélného vysouvání. Hned za křižovatkou se vjíždí do téměř 450 m dlouhého tunelu Svrčinovec.

### Stabilizace území odvodňovacími vrti

Jak již vyplývá z výše uvedeného popisu území, křižovatka Svrčinovec se nachází v prostoru silně svažitého terénu. Ve značné části údolí se vyskytují potenciální sesuvné oblasti, které bylo nutno v rámci projektu stavby zohlednit. Před zahájením hlavních prací speciálního zakládání – vrtných pilot – bylo tedy nutné tato kritická místa prvotně stabilizovat tak, aby bylo eliminováno nebezpečí sesuvů. To bylo provedeno pomocí odvodňovacích vrtů, které mají za úkol odvádět z okolních svahů přebytečnou vodu a regulovaně ji přivádět do místních potoků a řek. Délky vrtů byly 80 až 120 m s vystrojením perforovanou ocelovou trubkou  $\varnothing 108/4,5$  (4,0) mm,  $\varnothing 89/4,5$  (4,0) mm, opatřenou úvodní chráničkou z ocelové trubky  $\varnothing 133/5$  mm. Z důvodu nutnosti pažení jednotlivých odvodňovacích vrtů byly na jejich realizaci nasazeny vrtné soupravy HBM 120 SB a JANO HVS 7187. Vhodnost těchto souprav prokázala skutečnost, že v některých případech nestabilního prostředí bylo nutné pažit celých 120 m délky vrtu. Takto bylo provedeno (do 7/2015) celkem cca 9 km horizontálních vrtů s potřebou provést v úseku Svrčinovec–Skalíté ještě cca 5 km.

### Založení mostních objektů

Na křižovatce Svrčinovec jsou navrženy celkem čtyři mostní objekty s označením SO 237-10, SO 237-20, SO 237-30, SO 237-40. Objekt SO 237-10 převádí dálnici přes údolí, ostatní objekty se nacházejí na odbočných větvích připojujících silnici I/11. Založení jejich opěr a pilířů bylo zpravidla hlubinné na vrtných pilotách  $\varnothing 1180$ , ev. 880 mm. Piloty byly ve skupinách 3x2 až 4x4 spřažených v hlavách základovým blokem. Pata



Celková situace stavby křižovatky Svrčinovec s vyznačením polohy hlavních popisovaných objektů – založení mostních konstrukcí a opěrných a zárubních zdí

pilot je ukončena nejčastěji ve vrstvách R4–R3. Při vrtnání se v nahodilých místech vyskytovaly proplásky prokřemeňelých pískovců R2 až R1, které byly s použitou technologií prakticky nevrtnatelné. Bylo proto nutné v rychlé komunikaci mezi zhotovitelem, stavebním dozorem a projektantem rychle rozhodovat o dalším bezprostředním postupu výstavby. Jelikož se většina pilířů a opěr mostních objektů nacházela v oblasti potenciálního sesuvu, bylo nutné případ

od případu přijmout příslušná opatření na jejich zajištění, které se provádělo:

- u pilířů nejčastěji samostatnou zádržnou pilotovou stěnou s kotvením, v některých případech šikmými zemními kotvami nebo tahovými mikropilotami kotvenými v základových blocích a prodloužením pilot s případným zesílením výztuže;
- u opěr a stěn skupinou šikmých tahových pramencových kotev, ev. tahových mikropilot v kombinaci s prodloužením pilot.



Realizace horizontálních odvodňovacích vrtů soupravou JANO HVS 7178



Horizontální odvodňovací vrti po odvrtání

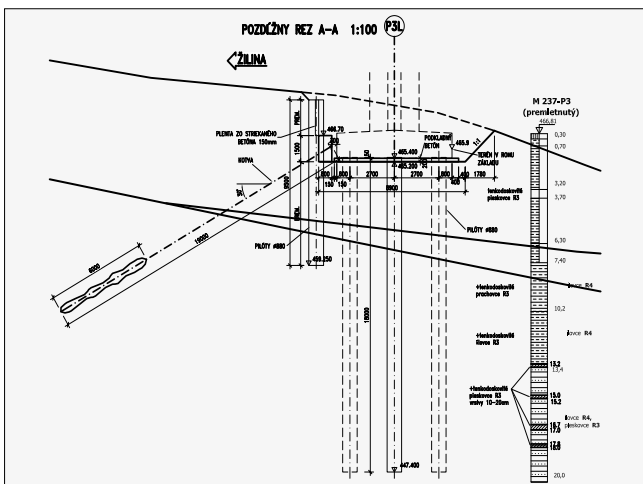




Zakládání mostních pilířů na hlavním objektu 237-10 vrtnou soupravou BG 24H



Zatěžovací zkoušky na SO 237-10, pilíř P6P



Objekt 237-10, hlubinné založení na pilotách, ochrannou konstrukci proti sesuvu tvoří kotvená pilotová stěna s pilot průměru 880 mm

**SO 237-10 Most na dálnici v křižovatce Svrčinovec nad železniční tratí, Šlahorovým potokem a silnicí I/11**

Most SO 237-10 je dominantou křižovatky Svrčinovec a z hlediska založení nejvýznamnějším objektem. Je založen na souboru 18 trvalých a 2 provizorních pilířů a 5 opěr vybudovaných v údolí. Tento most bude tvořit hlavní dálniční spojení z jihu od Čadce a dále pak přes tunel Svrčinovec na Skalité směrem na Polsko. Most tvoří dvě samostatné komorové konstrukce z předpjatého betonu

ve vrstvách R4–R3. Veškeré vrtné práce na základových pilotách byly prováděny pomocí vrtné soupravy BAUER BG 24 H. Větší na pilířů a opěr mostu 237-10 se nachází v oblasti potenciálního sesuvu. Předpokládané síly od sesuvu, které je nutné přenést, dosahují na řadě podpor až 700 kN/m s hloubkou smykové vrstvy až 8 m. Samostatnou studií bylo prokázáno, že tyto velké účinky sesuvu není vhodné přenášet vlastní základovou konstrukcí mostu, protože vzniklé deformace v základech podstatně přesahují

v příčném řezu výšky v ose 3,8 m, typické rozpětí pole je 52 m. Most se buduje metodou postupného vysouvání z výroby umístěné v blízkosti portálu navazujícího tunelu. Část konstrukce v odbočné větvi se staví monoliticky na pevné skruži. Založení pilířů a opěr je hlubinné na skupinách vrtných pilot Ø 1180, ev. Ø 880 mm, které jsou ukončeny

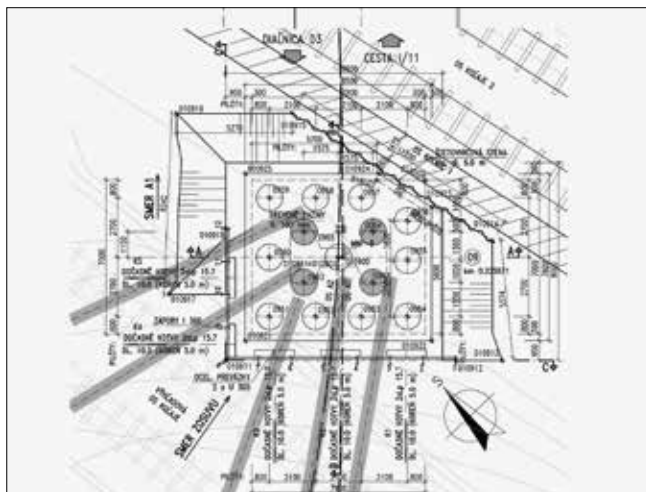
kapacity pilířů a ložisek. Z tohoto důvodu bylo u většiny pilířů provedeno zajištění sil od sesuvu návrhem samostatné ochranné konstrukce. Tyto ochranné konstrukce sestávají ze stěn z pilot Ø 880 mm, které jsou v horní úrovni spojeny kotevním a roznášecím prahem. V něm jsou zakotveny šikmé zemní pramencové kotvy. Prostor mezi kotevním prahem a bokem základového bloku je vyplněn snadno stlačitelnou hmotou tak, aby jeho deformace od účinků sesuvu nevyvolávaly vodorovné zatížení působící na založení pilířů. V některých případech byly prodlouženy či přidány piloty. U opěr byly jako opatření proti silám sesuvu přidány mikropiloty Ø 108/16 mm. Atypické je založení pilíře P3B pod odbočující větví B. Tento pilíř se nachází ve velmi příkrém svahu těsně nad železniční tratí. V průběhu výstavby dodavatel mostu zjistil, že zřízení přístupové komunikace pro vrtnou soupravu v této lokalitě je krajně problematické nejen z ekonomického, ale s ohledem na blízkost železniční trati i z bezpečnostního hlediska. Po dohodě bylo proto založení tohoto pilíře změněno. Původně navržené piloty Ø 880 mm nahradila skupina mikropilot Ø 108/16 mm. Tento pilíř P3B je také ohrožen sesuvem. Výpočtem bylo prokázáno, že přechod na mikropiloty u konstrukce navržené na síly sesuvu je



SO 237-10, pilíř P3P, provádění trvalých kotev na ochranné pilotové stěně vrtnou soupravou JANO 6165



Opěra P14 na objektu 237-20, odbourané piloty, navažené hlavy na mikropilotách



Objekt 237-20, hlubinné založení založení pilíře P9 na skupině pilot, síly od sesuvu jsou zachyceny tahovými mikropilotami, které jsou kotveny v základových blocích dotčených podpěr



Provádění mikropilot na SO 237-20, pilíř P9, v pozadí pilíře SO 237-10

technicky nerealizovatelný, proto byla i zde navržena pilotová stěna z velkopřůměrových pilot, jejichž vrtání však již bylo možné zajistit z vyvýšené vzdálenější plošiny.

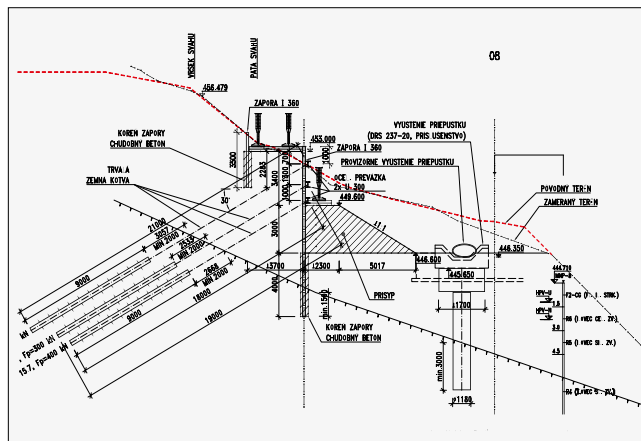
Celkové rozměry prací na SO 237-10:

- 5176 m pilot  $\varnothing$  900 a  $\varnothing$  1200 mm,
- 2229 m 6pramenných trvalých horninových kotev,
- 1391 m mikropilot,
- 3 zatěžovací zkoušky na pilotách.

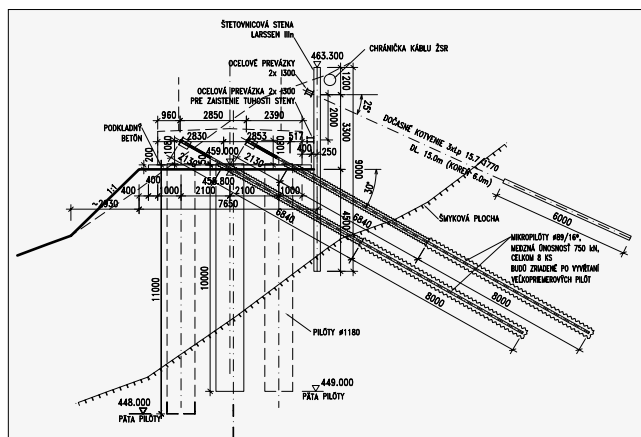
### SO 237-20 Most na větvi A1 a A2 nad železniční tratí, Šlahorovým potokem a silnicí I/11

Tento mostní objekt vynáší dvě přípojovací větve A1 a A2 mostu 237-10. Větev A1 křižovatky Svrčinovec přechází přes silnici 1. třídy, železniční trať a potok. Ve 2. poli se k mostu zleva připojuje větev A2. Most na větvi A1 má nosnou konstrukci o 10 polích, větev A2 má tři pole a končí na samostatné opěře č. 14. Nosnou konstrukci je spojitý komorový nosník o výšce průřezu 2,8 m. Za opěrou 14 (na větvi A2) na křídla navazují zdi z armované zeminy. Založení pilířů a opěr je opět hlubinné na skupinách vrtačných pilot  $\varnothing$  1180/1100 mm, výjimečně plošně, v jednom případě jsou použity mikropiloty. Tento způsob byl zvolen vzhledem

k nebezpečí výskytu prokřemenělé, pro velkopřůměrové piloty těžko prostupné polohy pod základem. Na dvou pilířích byla provedena statická zatěžovací zkouška vybrané piloty. Zhruba třetina pilířů a opěr mostu 237-20 je v oblasti potenciálního sesuvu, jedná se opět především o území nad železniční tratí. Předpokládané síly od sesuvu, které je nutné přenést, dosahují velikosti 410–680 kN/m s hloubkou smykové vrstvy až 8,2 m. Síly od sesuvu jsou zachyceny tahovými mikropilotami, které jsou kotveny v základových blocích dotčených podpěr. Současně byly některé piloty přidány, stávající prodlouženy a zesílena výztuž. U pilíře 9, kde namáhání od sesuvu dosahuje nejvyšších hodnot, byla zvažována výstavba samostatné ochranné pilotové konstrukce ve vrcholu spojené betonovým prahem. Vzhledem k poloze ochranné konstrukce v místě nově překládané tratě však bylo od tohoto řešení upuštěno a byl použit standardní způsob s tahovými mikropilotami kotvenými do základu. V oblasti pod železniční tratí je poměrně nešťastně umístěn pilíř č. 8 před vyústěním propustku pod tratí. V těchto místech docházelo již v minulosti k výrazné erozi. Pilíř č. 8 představuje překážku pro tekoucí vodu, došlo zde ke změně poměrů pro odtok vody, za dobu přibližně 1 roku



Objekt 237-20, atypická ochrana stavebních jam v místě podpůrných věží pro skruž mezi pilíři 7–9. Jámy výšky až 6 m jsou zabezpečeny kotveným záporovým pažením s převážkami.



Objekt 237-30, atypická ochrana pilíře č. 6 těsně pod tratí. Jáma pilíře je trvale zajištěna kotvenými štětovými stěnami. Základ pilíře je zabezpečen proti sesuvu samostatně pomocí skupiny tahových mikropilot 89/16 mm.

od výstavby pilíře č. 8 došlo v této oblasti k výrazné erozi území. Existuje obava, aby další erozi nedošlo k ohrožení stability železničního tělesa a aktivaci sesuvu bezprostředně nad železnicí. Proto bylo rozhodnuto provést dodatečná opatření také v oblasti pilířů 7 a 8 pod železniční tratí. Navrženy jsou zde samostatné pilotové stěny s železobetonovým prahem v hlavách pilot, kotvení prahu zemními kotvami nebylo možné navrhnout z důvodu obtížného přístupu pro kotvicí techniku.

Celkové rozměry prací na SO 237-20:

- 1313 m pilot  $\varnothing$  1200 mm,
- 322 m zápor I 360 mm,
- 386 m dočasných horninových kotev,
- 1655 m mikropilot,
- 67 m<sup>2</sup> štětovnic.

### SO 237-30 Most na větvi B1 a B2 nad železniční tratí

Mostní objekt převádí větev B2 křižovatky Svrčinovec přes železniční trať. Most má nosnou konstrukci o 7 polích (6 pilířů a 2 opěry), která je v polích č. 1–3 sprážená z prefabrikovaných nosníků se spráhující deskou a v dalších polích je dvoutrámová se sníženou výškou v polích 6 a 7 nad tratí. Před a za mostem navazuje



Letecký pohled na jižní příkré svahy údolí křižovatky u Svrčinovce s množstvím opěrných a zárubních zdí (květen 2015)

na křídla opěr mohutná kotvená opěrná zeď SO 281-53 (viz dále). Založení pilířů a opěr je opět hlubinné na vrtných pilotách Ø 1180/1100 mm. Většina pilířů a opěr mostu 237-30 je v oblasti potenciálního sesuvu s předpokládanými silami o velikosti až 940 kN/m (opěra č. v8) s hloubkou smykové vrstvy až 8 m. Problematika sesuvu byla řešena obdobně jako u ostatních mostních objektů, viz např. SO 237- 10. Atypická je ochrana pilíře č. 6 těsně pod tratí. Vzhledem k požadavku provozovatele trati je jáma pilíře dočasně zabezpečena štětovicovým pažením kotveným pramencovými kotvami. Základ pilíře je zabezpečen proti sesuvu samostatně pomocí skupiny tahových mikropilot 89/16 mm vetknutých do skalního podloží pod smykovou plochou potenciálního sesuvu. Množství a tahová tuhost mikropilot s robustní výztuží z trub omezí v případě sesuvu deformaci pilíře na řád několika mm a zajistí tak plnou funkčnost mostního objektu i v těchto nepříznivých podmínkách. Tahové mikropiloty

byly provedeny vrtnou soupravou HBM 12 CB s použitím vrtného náradí Ø 152 mm.

Celkové výměry prací na SO 237-30:

- 290 m zemních hřebů,
- 35 m<sup>3</sup> stříkaného betonu,
- 520 m horninových kotev,
- 323 m mikropilot,
- 387 m<sup>2</sup> trvalých štětovic,
- 719 m pilot Ø 1200 mm,
- 212 m pilot Ø 900 mm.

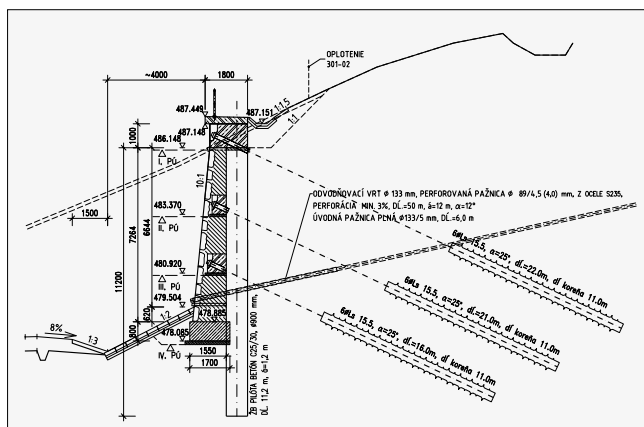
#### SO 237-40 Most na větvi B1 a B2 nad Šlahorovým potokem

Tento mostní objekt převádí větev B2 křižovatky Svrčinovce přes Šlahorový potok. Most má nosnou konstrukci s jediným prostým polem tvořenou prefabrikovanými nosníky spřaženými se železobetonovou deskou. Opěry jsou železobetonové masivní se zavěšenými křídly. Založení opěr je obdobné jako u opěr ostatních mostních objektů. Most se nachází

v patě svahu, mimo oblast potenciálních sesuvů. Jámy pro provádění pilot byly otevřené svahované.

#### Opěrné a zárubní zdi

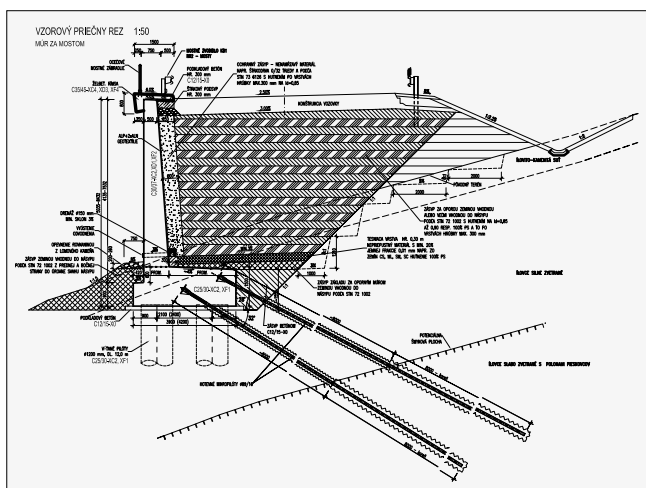
Aby celý komplex křižovatky Svrčinovce mohl bezpečně plnit svou funkci, byly zde jako nedílná součást celého díla navrženy a postupně realizovány **opěrné a zárubní zdi** pod označením **SO 281-XX**. První v této řadě objektů je zárubní zeď **SO 281-44** v délce 179,55 m (jen ve stávající etapě) s výškovým rozdílem až 9 metrů. Je tvořena pilotami Ø 900 mm a kotvena třemi úrovněmi trvalých 6pramencových kotev. Piloty byly prováděny vrtnou soupravou BG 36H. Po zhotovení pilot byl v jejich zhlaví proveden žlb. ztužující věnec, do něhož byly osazeny průchodky pro kotvy a byla zahájena realizace 1. kotevní úrovně (KÚ). Po napnutí všech kotev byl proveden odkop na úroveň 2. KÚ. Mezi jednotlivé piloty je osazen geodrn odvádějící vodu, která se



Zárubní zeď SO 281-42 je tvořena pilotami a kotvena ve třech úrovních trvalými 6pramencovými kotvami.



Provádění 2. KÚ trvalých kotev na SO 281-44 vrtnou soupravou HBM 12 CB



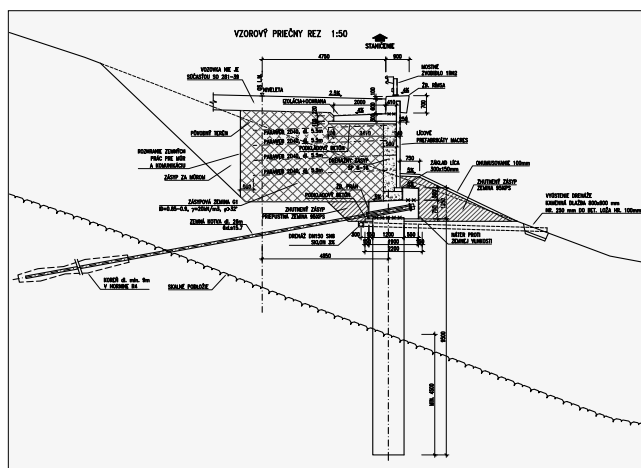
Opěrná stěna SO 281-53 založená na vrtaných pilotách a proti sesuvu zajištěná pomocí tahových kořenových mikropilot

z okolních polí hromadí za zdí. Pak byl proveden nástřik betonu a následně vybudován žlb. kotvení věnec 2. KÚ. Stejným způsobem bude dokončena 3. KÚ a z ní bude ještě provedeno 1560 m horizontálních odvodňovacích vrtů v délkách 120 m s vystrojením 89/4,5 (4,0) mm pod ochrannou pažnice 133/5 mm. Na SO 281-44 navazuje další **zárubní zeď SO 281-42**, která zabezpečuje svah nad komunikací B2 s výškovým rozdílem nad a pod stěnou až 8 metrů. Jedná se o obdobnou konstrukci jako je SO 281-44, tvořenou vrtanými pilotami Ø 880 mm. Konstrukce stěny se zde opět nachází v oblasti potenciálního sesuvu. Předpokládané síly od sesuvu, které je nutné přenést, dosahují velikosti až 490 kN/m s hloubkou smykové vrstvy až 6,5 m. Síly jsou zachyceny pomocí 6pramencových zeminích kotev z lan Ls15,5/1800 MPa rozmístěných v kotevních prazích. Kořen je v celé své délce 8 m uložen ve skalním podloží pod vrstvami sesuvů. Délka kořene je pro všechny kotvy stejná 11,0 m. Kotvy jsou zkoušeny předepnutím na 1050 kN a následně zakotveny při síle 500 kN. Je tak vytvořena dostatečná rezerva pro případ nárůstu síly při sesuvu vlivem dotláčení materiálu nad stěnou.

Celkové rozměry prací na SO 281-44, 42:  
 – 2620 m pilot Ø 900 mm,  
 – 4292 m 6pramencových trvalých horninových kotev,  
 – 87 m<sup>3</sup> stříkaného betonu,  
 – 1560 m horizontálních odvodňovacích vrtů.

Ze strany SO 237-30 směrem k objektům SO 281-42,44 tvoří **opěrné zdi SO 281-53, SO 281-41 a SO 281-39** vzájemně propojený mohutný základ, který je prostřídán opěrami O4B, O2L a O1P z SO 237-10. Toto území je zalesněno a jsou zde poměrně strmé svahy. Založení stěny **SO 281-53** je opět hlubinné na vrtaných pilotách Ø 1180 mm, které jsou ukončeny ve vrstvách R4–R3. Část stěny SO 281-53 nad mostem 237-30 je v oblasti

potenciálního sesuvu. Předpokládané síly od sesuvu, které je nutné přenést, dosahují až 940 kN/m s hloubkou smykové vrstvy až 8 m. Stěna je zde proti sesuvu zabezpečena pomocí tahových kořenových mikropilot vetknutých do skalního podloží pod smykovou plochou potenciálního sesuvu. Mikropiloty v případě sesuvu zachytí horizontální sílu od tlaku materiálu nad stěnou a zabrání nadměrnému ohybu pilot pod základy od vodorovné síly. V oblasti pod mostem 237-30 se stěna nenalézá v oblasti sesuvu, nicméně piloty procházejí shodnými materiály sutí s jílem a při intenzivních deštích může dojít lokálně ke ztrátě horizontální ložnosti materiálu za pilotami a k výraznému zvýšení namáhání pilot. Proto je stěna doplněna pramencovými kotvami, které přenesou část vodorovné síly od tlaku materiálu za opěrnou zdi. Objekty **SO 281-41 a SO 281-39** zabezpečují svah nad komunikací s výškovým rozdílem nad a pod stěnou až 6 metrů. Piloty jsou zde doplněny kotevními prahy pro kotvení pomocí zeminích pramencových kotev. Zdi jsou doplněny ve vrcholu římsou se svodidlem. Konstrukce vlastních zdí je tvořena armovanou zemínou se svislým lícem s obkladem z velkoprofilových betonových panelů. Výztuhy jsou tvořeny polymerními pásy Paraweb systémem Macres od firmy Maccaferri. Stěna se nachází v oblasti potenciálního sesuvu. Předpokládané síly od sesuvu, které je nutné přenést, dosahují velikosti až 490 kN/m s hloubkou smykové vrstvy 6–6,5 m. Síly jsou zachyceny pomocí 6pramencových kotev z lan Ls15,7/1770 MPa rozmístěných v kotevních prazích. Celá délka kořene je realizovaná ve skalním podloží pod vrstvami sesuvů. Pro realizaci pilot byly nasazeny



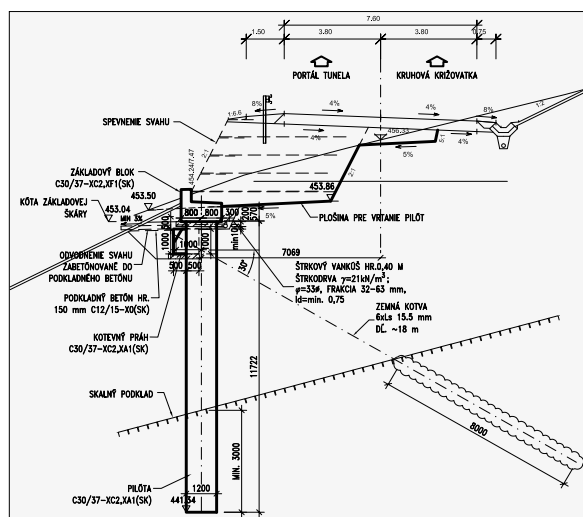
Opěrná stěna 281-39, piloty jsou doplněny kotevními prahy pro kotvení pomocí zeminích pramencových kotev. Konstrukce zdi je tvořena armovanou zemínou s obkladem.

vrtné soupravy BAUER BG 24 H a BG 36H, maloprofilové vrty byly zhotoveny pomocí vrtných souprav HBM 12 CB a JANO HVS 6165.

Celkové rozměry prací na **SO 281-53, SO 281-41 a SO 281-39**:  
 – 1337 m pilot Ø 1200 mm,  
 – 2023 m trvalých kotev,  
 – 1450 m mikropilot.

Samostatně situovaným objektem je **SO 806-11a – úprava existující lesní cesty k tunelu Svrčinovec**. Objekt slouží k zachycení sil od sesuvu a podepření násypu cesty 806-11 z vyztužené zeminy (systém Green Terramesh). Jedná se o opěrnou zeď tvořenou pilotami Ø 1200 mm v délkách 8,0 až 11,7 m vetknutými do skalního podloží. Hlavy pilot jsou svázané žlb. blokem kotveným 42 ks 6pramencových trvalých kotev délek 17,0 až 19,0 m. Řešení je v principu podobné jako např. u objektu 281-42.

Celkové rozměry prací na SO 806-11a:  
 – 450 m pilot Ø 1200 mm,  
 – 1404 m trvalých horninových kotev.



Opěrná zeď SO 806-11a je tvořena pilotami v hlavách svázaných žlb. blokem kotveným 6pramencovými trvalými kotevami.



Pohled v ose budoucí dálnice směrem k tunelu Svrčinovec, (březen a srpen 2015)

Dalším samostatným objektem ležícím až za východním portálem tunelu Svrčinovec je **SO 101-02 Stabilizace násypu v km 22,770**.

Z pohledu nasazených technologií se jedná o jednoduchý objekt – žlb. práh délky 53,1 m s osazenými průchodkami pro kotvy. Provádění této konstrukce však tak plynulé nebylo, neboť 6 ks kotev je situováno mezi piloty budoucí opěry a jejich realizace taky byla možná až po provedení těchto pilot. Postup byl následující: před zhotovením pilot opěry bylo nutno násyp aktivovat tím, že ostatní kotvy budou napnuty na 50 % navržené síly. Do předem zhotoveného žlb. prahu byly provedeny 6pramencové trvalé kotvy v délkách 19,0 m mimo oblasti budoucí opěry. Poté byly zhotoveny piloty opěry a následně kotvy v místě opěry. Z důvodu velice obtížných geologických

podmínek bylo nutné pažít vrty na délku 12–15 m. V současné době probíhá 2. etapa napínání kotev.

Celkem bylo na SO 101-02 provedeno 30 ks trvalých kotev délky 19 m.

Mimo vlastní křižovatku, na k. ú. obce Čierné, realizovalo Zakládání staveb, a. s., ještě poměrně rozsáhlé objekty **SO 281-47, 48**. Jedná se opět o soubor zárubních a opěrných zdí pro stabilizaci území. Celková délka těchto objektů je asi 650 m. Založení zdí je na mikropilotách 76/10 mm, které jsou v hlavách osazeny kotvením prahem kotveným přes předem osazené průchodky trvalými 4- a 6pramencovými horninovými kotvami délek 26 až 33 m.

Po napnutí kotev je možné provádět zemní násyp pro budoucí trasu dálnice. Mikropiloty byly zhotoveny pomocí vrtné soupravy Wirth B01.

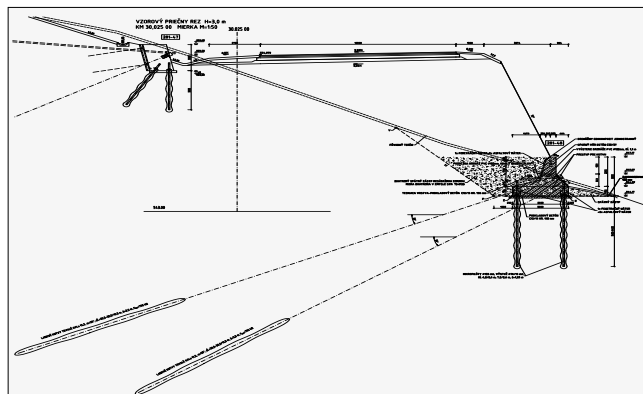
Celkem bylo na **SO 281-47, 48** provedeno:

- 7564 m mikropilot,
- 12 850 m 6pramencových horninových trvalých kotev,
- 5504 m 4pramencových horninových trvalých kotev,
- 4558 m zemních hřebů,
- 308 m<sup>3</sup> stříkaných betonů,
- 3340 m horizontálních odvodňovacích vrtů.

Hlavní účastníci výstavby křižovatky Svrčinovec na úseku D3 Svrčinovec–Skalité: Investor: Národní diaľničná spoločnosť, a. s. Generální dodavatel: Zdrúženie D3 Skalité – Svrčinovec, tvořené společnostmi Váhostav, a. s., (vedoucí člen združení), Doprastav, a. s., Strabag, a. s., Metrostav, a. s. Dodavatel prací speciálního zakládání: Zakládání staveb, a. s.



Objekt SO 281-48 s osazenými mikropilotami



Opěrná zeď SO 281-48 je založena na mikropilotách a přes kotevní prah kotvena trvalými 6pramencovými kotvami



Provádění horninových kotev na SO 281-47 soupravami JANO 6165, HBM 12CB, JANO 7178



Pohled na hotovou zárubní zeď objektu SO 281-48 po osazení krytů hlav kotev

Projektční kanceláře: Dopravoprojekt, a. s.,  
Geostatik, a. s., Basler&Hofmann, s. r. o.,  
Pontex, s. r. o.

Dozorovací společnosti: Bung Slovensko,  
s. r. vo., Amberg Engineering Slovakia, s. r. o.,  
INFRAPROJEKT, s. r. o.

**Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s.**  
**Ing. Václav Kvasnička, Ing. Marcel Mimra,**  
Pontex, s. r. o.

Redakčně upraveno

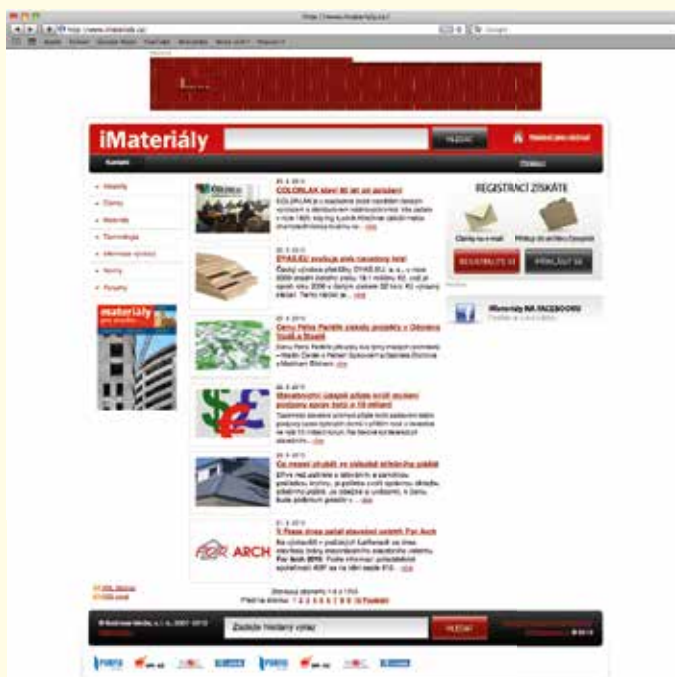
Foto: Miroslav Beňo, Ing. Milan Král,  
Libor Štěřba

### Svrčinovec intersection in the D3 highway section Svrčinovec-Skalité from the perspective of foundation

Svrčinovec intersection is the largest transport hub on currently built D3 motorway section Svrčinovec-Skalité. Meaning intersection lies in the fact that it enables the interconnection of road and highway networks of three states - Slovakia, Poland and the Czech Republic. Connection to the Slovak and Polish motorway network will be secured by its own motorway D3, together with the Czech Republic towards Mosty u Jablunkova ensure connection to the road I/11 (in the opposite direction of the road heading to Cadca and Žilina), the problematic parts of the border management in the Slovak Republic will be addressed the future construction of a new expressway R5. D3 motorway in Svrčinovec passes except I / 11 road despite frequent double-track electrified railway line Bohumín-Cadca and Šlahorová stream. Svrčinovec intersection will consist of a series of bridges, retaining and breast walls and other objects, whose creation was and still is at the same time for their suppliers - Society Foundations, Inc., - a great challenge, both for the considerable scope of work, both for the often difficult terrain conditions. The following article describes the main characteristics of most of these underlying structures. Currently (II/2017) all constructions are completed and preparation for handover to operation is under way.

# 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](http://www.imaterialy.cz)



Zajištěná a vytěžená jímka jezového pole s dokončovanou plavební komorou

## DOKONČENÍ VLTAVSKÉ VODNÍ CESTY V ÚSEKU VD HNĚVKOVICE–TÝN NAD VLTAVOU S NOVOU PLOVEBNÍ KOMOROU U JEZU HNĚVKOVICE

*Soubor staveb pod názvem Dokončení vltavské vodní cesty v úseku VD Hněvkovice–Týn nad Vltavou tvoří poslední ze tří postupně budovaných úseků v rámci akce Dokončení vltavské vodní cesty v úseku České Budějovice–Týn nad Vltavou. Jedná se o výstavbu kompletní vodní cesty mezi hrází VD Hněvkovice a koncem v současnosti splavné vodní cesty v nedalekém Týně nad Vltavou s překonáním dvou zdymadel vodního díla Hněvkovice a jezu Hněvkovice. Stavba naváže na předchozí etapy/úseky České Budějovice–Hluboká nad Vltavou a Hluboká nad Vltavou–VD Hněvkovice. V rámci 3. etapy Dokončení vltavské vodní cesty v úseku VD Hněvkovice–Týn nad Vltavou (ř. km 210,39– 205,00) byly zhotovitelem „Společností Hněvkovice – Metrostav, Zakládání staveb“ od prosince 2014 do současnosti vybudovány tyto stavby, podrobněji popsané v dalším textu: nová plavební komora u jezu Hněvkovice a modernizace jezu Hněvkovice, dolní rejda plavební komory VD Hněvkovice, zajištění plavebních hloubek ve zdrži jezu Hněvkovice, zajištění plavebních hloubek ve zdrži VD Kořensko.*

Cílem výše uvedených staveb je obnovení splavnosti Vltavy mezi zdrži VD Hněvkovice a Týnem nad Vltavou pro rekreační plavbu. Obnovením splavnosti se jihočeská Vltava plavebně napojí na nádrž Vodního díla Orlík a tím výrazně rozšíří turistický potenciál plavby o celou orlíckou nádrž na Vltavě a Otavě. Tento chybějící článek souvislé vodní cesty umožní nejen tolik žádanou rekreační plavbu, ale také pozitivně ovlivní odtokové poměry a zvýší povodňovou ochranu přilehlých pozemků. Vltavská vodní cesta je v tomto úseku dle zákona č. 114/1995 Sb., o vnitrozemské plavbě zařazena do I. třídy dle klasifikace vodních cest

a slouží plavidlům do nosnosti 300 t. Parametry vodní cesty jsou dány prováděcí vyhláškou č. 222/1995 Sb., o vodních cestách, plavebním provozu v přístavech, společné havárii a dopravě nebezpečných věcí. Hloubka vody v korytě je stanovena touto vyhláškou na 2,7 m (2,2 m ponor + 0,5 m marže) a minimální šířka plavební dráhy na 20,0 m. Zajištění plavebních hloubek v řešeném úseku je rozvrženo do dvou etap. V 1. etapě, která je součástí předmětné stavby, byly provedeny prohrábky pro zajištění plavební hloubky 1,6 m (1,3 m ponor + 0,3 m marže), výhledově ve 2. etapě by měly být zajištěny plavební hloubky

v souladu s požadavky uvedené vyhláškou. Projekt je spolufinancován Evropskou unií z Evropského fondu pro regionální rozvoj prostřednictvím Operačního programu Doprava, oblast podpory 6.2 Rozvoj a modernizace vnitrozemských vodních cest sítě TEN-T a mimo TEN-T.

Generálním projektantem realizační projektové dokumentace staveb 3. Etapy Dokončení vltavské vodní cesty je společnost AQUATIS, a. s., ve spolupráci s firmami FG Consult, s. r. o., Argo Automatizace, s. r. o., Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a. s., Pontex, spol. s r. o., METROPROJEKT Praha, a. s., a ATELIER

8000, spol. s r. o. Investorem díla je Ředitelství vodních cest ČR; spolufinancování je z Evropského fondu pro regionální rozvoj, operační fond doprava.

### Plavební komora u jezu Hněvkovice

Cílem výstavby plavební komory bylo překonat stupeň tvořený stávajícím historickým lomeným pevným jezem (z roku 1919) s malou vodní elektrárnou (MVE) na pravém břehu souvislou vodní cestou. Proplavení bude možné díky novostavbě plavební komory a modernizaci jezu spolu se stavebními a obslužnými součástmi plavebního stupně. Projektantem zadávací dokumentace této části byla společnost Pöyry Environment, a. s. (nyní AQUATIS, a. s.). Plavební komora umožní plavidlům o nosnosti 300 t i ostatním plavidlům vyhovujícím provozu na vodních cestách I. třídy překonat stupeň tvořený jezem v ř. km 208,95 v obou směrech. Plavební komora je přímá, situovaná v toku, oddělená od břehu levobřežním koridorem a je vysunuta do horní vody jezové zdrže pro minimalizaci pohledových ploch. Zbývající pohledové plochy jsou obloženy kamenem. Užité rozměry plavební komory činí: šířka 6,0 m, délka 45,0 a minimální hloubka nad záporníkem 3,0 m při minimální hladině. Plavební komora je tak navržena pro plavidla s maximálními rozměry: 5,4 m (šířka) a 44,0 m (délka). Celková délka plavební komory včetně horního a dolního ohlaví je 81,0 m.

Výškové poměry:

- maximální plavební hladina v horní vodě: 355,30 m n. m.,
- minimální plavební hladina v horní vodě: 354,80 m n. m.,
- maximální plavební hladina v dolní vodě: 354,00 m n. m.,
- minimální plavební hladina v dolní vodě: 352,40 m n. m.,
- plato plavební komory: 356,30 a 355,00 m n. m.,
- spád hladiny v rozsahu: 2,40–1,30 m,
- orientační doba plnění a prázdnění PK: 7 min.



Vizualizace stavu po dokončení: levobřežní koridor a plavební komora



Mapa dneš dokončené vodní cesty mezi Českými Budějovicemi a VD Kořensko

Plavební komoru tvoří železobetonová polarámová konstrukce založená na skalním podloží. Konstrukce plavební komory se dělí na šest těsně dilatovaných bloků. Železobetonová konstrukce je od základové spáry vysoká 9,20 m a je provedena ve složení beton C 30/37 – XC2, XF3, XA2-T100 (v místech s větším zatížením s odolností proti obrusu XM3), ocelová výztuž B 500 B. Plato komory je převýšeno 1,0 m nad maximální plavební hladinu. V horním ohlaví plavební komory je osazen klapkový uzávěr poháněný hydromotorem umístěným v suché šachtě. Klapka je délky 6,0 m s hrázenou výškou až 4,1 m. Bude-li během provozu potřeba, lze využít plavební komoru k převádění povodňových průtoků. Plnění plavební komory zajišťuje pravostranný krátký obtok s provizorním hrázením, česlemi na vtoku a stavidlovým uzávěrem. Před horním ohlavím plavební komory je vybudována horní rejda, jejíž součástí je levá železobetonová dělicí zeď a pravá ocelová svodidla, zabezpečující plynulý a bezpečný plavební provoz komory, stabilizace dna před horním ohlavím plavební komory, opevnění břehu, prohrábky dna, schodiště pro vodáky a vázací prvky. V dolním ohlaví jsou osazena jednokřídlová desková vrata výšky 6,5 m, šířky 6,0 m se dvěma otvory pro přímé prázdnění plavební komory. K hrázení otvorů prázdnění slouží stavidlové uzávěry poháněné hydraulickými servoválci, osazenými přímo na vratech. Konstrukce vrat je opřena do výklenku ve zdech dolního ohlaví. Na dolní ohlaví plavební komory navazuje dolní rejda, jejíž součástí jsou železobetonové dělicí zdi, opevnění břehu, prohrábky dna, schodiště pro

vodáky, vázací prvky a písčité pláž. V prostoru dolní rejdy a plavební dráhy a prostoru pro manévrování plavidel byla provedena úprava dna pro zajištění plavební hloubky. Požadovaná minimální hloubka 1. etapy splavnění je uvažována 1,6 m. Tato hloubka je redukováným parametrem vodní cesty I. třídy pro rekreační plavbu. Minimální plavební hladina ve zdrži jezu Kořensko je na úrovni 352,40 m n. m. Požadovaná úroveň dna je tedy 350,80 m n. m. Šířka plavební dráhy je min. 20 m.

Vystrojení plavební komory tvoří žebříky, vázací prvky, osvětlení, plavební značení a celá řada elektroobjektů.

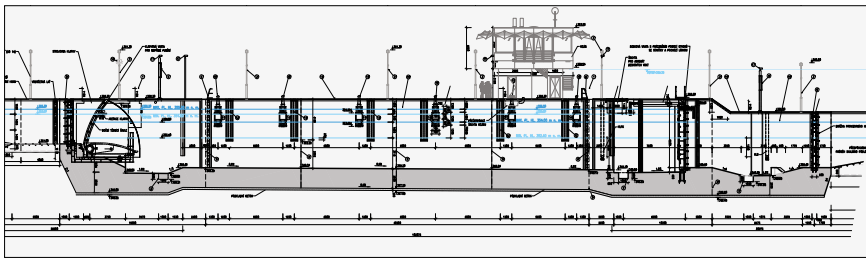
Na levé zdi plavební komory je vybudován objekt velínu. Jedná se o řídicí centrálu celého vodního díla. **Objekt velínu** má dvě nadzemní podlaží, přičemž 2. NP je vykonzolované nad 1. NP. V prostorech velínu jsou umístěny panely řídicího systému včetně rozvaděčů. Nosná konstrukce objektu velínu je navržena jako monolitický železobetonový a ocelový kombinovaný nosný systém – skelet s nosnými sloupy a stěnami.

Levý břeh a plavební komora jsou odděleny **levobřežním koridorem** spojujícím nadejzí s podjezím. Přístup na plavební komoru a současně i do velínu je přes koridor zajištěn ocelovou lávkou z zlomovaných nosníků. Velín je napojen na vodovodní a telefonní přípojku a přípojku nízkého napětí a má kanalizaci. Levobřežní koridor byl vybudován jednak za účelem převádění povodňových průtoků, jednak pro umožnění migrace ryb a vodních živočichů v obou směrech. V prostoru

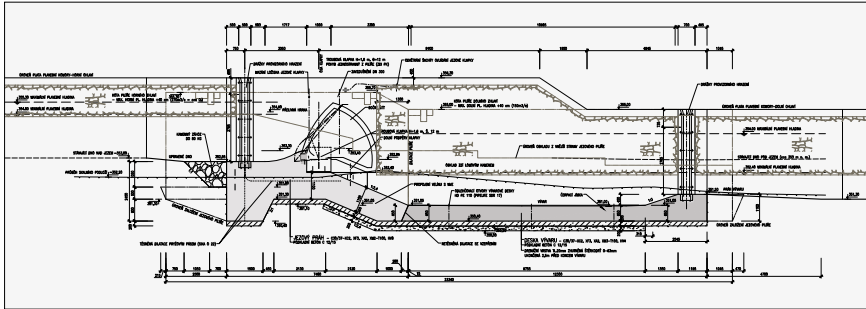


Vizualizace stavu po dokončení, zleva – nové pohyblivé jezové pole, plavební komora, levobřežní koridor





Podélný řez plavební komorou, levý břeh



Podélný řez jezovým polem s klapkou

nátoku do levobřežního koridoru se nachází vtokový objekt umožňující pomocí dvou klapek šířky 5,5 m s maximální hrazenou výškou 0,8 m požadovanou manipulaci. Klapky koridoru mají přelivnou hranu 10 cm nad korunou pevného jezu a jsou poháněny hydromotory umístěnými v suchých šachtách. Vlastní koryto koridoru tvoří soustava vzájemně prostřídávaných skluzů (úseky s větším podélným sklonem dna) a uklidňovacích odpočinkových lagun. Skluzy jsou tvořeny prismatickým korytem tvořeným železobetonovým polorámem ve složení beton C 30/37 – XC4, XF3, XA2-T100, ocel. výztuž B 500 B. Ve snížené pravé části skluzu jsou v šířce 3,0 m osazeny kartáčové bloky, užívané pro kartáčové rybí přechody, které zajišťují nepřekročení požadované rychlosti (max. rychlost 1,0 m/s při  $Q_1$ ). Příčný profil koryta uklidňovacích lagun je lichoběžníkový s opevněním dna těžkým kamenným záhozem a s opevněním břehů kamennou rovnatinou, příp. kamennou dlažbou do betonu. K bezpečnému čekání plavidel na proplavení slouží **čekací stání pro velká a malá plavidla**. Čekací stání v horní i dolní vodě jsou umístěna u levého břehu a nejsou určena

pro dlouhodobé vyvázání plavidel. Čekací stání jsou tvořena ocelovou konstrukcí založenou na troubách vetknutých do dna. Z čekacích stání v horní vodě je umožněn výstup na břeh pomocí lávky. Čekací stání pro malá plavidla v dolní vodě je tvořeno pontonem, který je přikotven ke břehu pomocí ramen umožňujících pohyb v závislosti na pohybu hladiny.

Na levém břehu je vedena obslužná komunikace, která zabezpečuje přístup vozidel údržby k vodnímu dílu a přístup pěších podél toku. V rámci stavby byla také provedena úprava podjezí MVE a došlo k propojení řídicího systému MVE na pravém břehu s řídicím systémem velínu PK.

#### Zajištění stavební jámy

Zajištění stavební jámy řešil projektant prostřednictvím beraněných štětových stěn vetknutých v rámci možností do skalního podloží. Přítok vody do stavební jámy byl současně ještě omezen těsnicí tryskovou injektáží, která byla realizována v patě štětových stěn, a dotěsnila tedy styk štětovnic se skalním masivem. Štětové stěny byly kotveny přes předsazené ocelové převázky

pomocí dočasných 4pramencových kotev. Stabilita stavební jámy byla v horní části štětových stěn zajištěna systémem rozpěr. Ve spodní úrovni ve skalním podloží byla stavební jáma zajištěna stříkaným betonem s kotevními hřebíky. Vzhledem k tomu, že při realizaci výkopových prací v plavební komoře v úrovni 352,40 m n. m. docházelo ke značným výtokům podzemní vody ze stěn a dna stavební jámy, bylo na základě doporučení posudku geologa přistoupeno k horninové injektáži a k rozpojování skalního masivu nevybušnou technologií trhacích prací, tj. suchou práškovou směsí. O zajištění stavební jámy podrobněji v navazujícím textu Ing. M. Kapouna.

#### Modernizace jezu Hněvkovice

V rámci stavby plavební komory bylo vybudováno nové pohyblivé jezové pole hrazené klapkou šířky 12,0 m s výškou 1,6 m. Tento objekt umožňuje hladinovou manipulaci horní zdrže a dále převádění povodní a ledů. Pohyblivý jezový uzávěr tvoří troubová klapka osazená na spodní stavbě jezového tělesa, která má tvar Jamborova prahu. Železobetonová konstrukce jezového pole je ve složení beton C 30/37 – XC2, XF3, XA2-T100 (v místech s větším zatížením s odolností proti obrusu XM2), ocel. výztuž B 500 B. Klapka je poháněna hydromotorem jednostranně ze šachty umístěné ve zdi plavební komory, která tvoří levobřežní pilíř jezu. Vodní skok bude stabilizován ve vývaru.

Jezové pole je založeno plně na skalním pararulovém podloží. Zazubení jezového prahu do skalního podloží zaručuje dostatečnou stabilitu proti posunu jezového pole. Vztlak v podzákladí bude záviset na puklinatosti skalního podloží, proto byly pro eliminaci vztlaku provedeny odlehčovací otvory železobetonové desky vývaru a základová spára pod železobetonovou deskou skluzu je tvořena 20cm vrstvou šterkodrtě 0–63 mm, dobře zhutněné, která tvoří drenážní vrstvu svádějící puklinovou vodu v základové spáře do odlehčovacích otvorů.



Betonáž plavební komory v horní vodě v zajištěné jámě



Pohled na hotovou konstrukci PK s osazenou klapkou v zajištěné jámě v horní vodě

K propojení sousední konstrukce pevného jezu s novým jezovým polem posloužila převrtávaná pilotová stěna, v první fázi určená pro zajištění stavební jámy jezového pole, která byla při zrušení jámy jezového pole odbourána na úroveň 0,5 m pod vrchem budoucí konstrukce jezu. Prostor mezi pilotovou stěnou, resp. sousedním pevným jezem, byl vyplněn železobetonovou konstrukcí ve složení beton C 30/37 – XC2, XF3, XA2-T100, ocel. výztuž B 500 B, ve shodném tvaru se sousední konstrukcí pevného jezu. Povrch této konstrukce a odbourané pilotové stěny je předlážděn lomovým kamenem tl. 25 cm. Zajištění stavební jámy pro jezové pole bylo provedeno v kombinaci pilotové stěny (v úseku pevného jezu) a dočasné beraněné štětové stěny. Dále byla využita již vybudovaná pravá zeď plavební komory. Stavební jáma byla v horní části štětových stěn rozepřena systémem rozpěr.

#### Dolní rejda plavební komory VD Hněvkovice

V rámci této stavby byla vybudována nábrežní zeď sloužící jako čekací stání jak pro malá plavidla v délce 20,0 m, tak pro náhrňová plavidla v délce 45,0 m. Nábrežní zeď je vybudována v přímém prodloužení původní nábrežní zdi plavební komory. Délka nové zdi je 146,0 m.

Založení úhlové nábrežní zdi bylo provedeno přímo na skalním podloží R3/R2 a nábrežní zeď je přikotvena pomocí trubních mikropilot. Použití mikropilot tr. 108/12 mm, dl. 6,0 m, v rozteči 3 m (maloprofilové vrtání) je řešení univerzální a není tolik závislé na rozdílných geologických podmínkách, přičemž je zaručeno jednotné provedení v celé délce nábrežní zdi. Výstavba nábrežní zdi probíhala pod ochrannou dočasnou jámkou vytvořenou ze zemní lavice s rýhou š. 0,6 m, vyplněnou jílocementem a zataženou až do skalního podloží. Toto opatření snížilo průsaky do stavební jámy přes horní vrstvu navážek. Vzhledem k zastíženým geologickým podmínkám, ověřených zkušebními vrty, nebylo totiž reálné zajištění stavební jámy původně předpokládanou štětovou stěnou, kterou by se nepodařilo vetknout do staticky potřebné úrovně. Koruna nábrežní zdi je navržena v úrovni 357,80 m n. m., což odpovídá zhruba hladině  $Q_5$  (357,73 m n. m.). Výškové řešení navazuje na stávající opěrnou zeď pod hrází VD s korunou v úrovni 358,60 m n. m. s plynulým přechodem. Výška železobetonové kotvené úhlové zdi je 3,40 m, použitý je beton C 30/37 – XA3, XF3-T100 a ocel. výztuž B 500 B. Na povodním konci je nábrežní zeď doplněna „nížkou“ zdi v délce 23 m, zajišťující stabilitu účelové komunikace (sjezd do vody pro sportovní plavbu). Tato zeď je navržena s výškově proměnnou úrovní horní hrany v závislosti na průběhu komunikace. „Nížka“ zeď je

navržena na obdobném konstrukčním principu jako nábrežní zeď, tzn. jako kotvená úhlová zeď. Zeď je zakončena příčným prahem a přechod do koryta je vytvořen opevněním těžkou kamennou rovnatinou.

Čekací stání jsou vybavena vázacími prvky (úvazné trny a tyče), výstupními žebříky, zdroji pro napájení plavidel, sdělovacím, monitorovacím a informačním zařízením, osvětlovacími stožáry a vodočetnou latí.

V rámci stavby byla provedena prohrábka koryta Vltavy na úroveň 353,20 m n. m., která je daná úrovní minimální plavební hladiny ve zdrži jezu Hněvkovice 354,80 m n. m. a požadavkem na zajištění minimální plavební hloubky 1,60 m v 1. etapě.

Součástí stavby bylo vybudování příjezdové komunikace s cementobetonovým krytem, navazující na stávající účelovou komunikaci v areálu vodního díla, a také nové pobřežní komunikace podél nábrežní zdi v dolní rejdě s asfaltbetonovým krytem s odvodněním těchto komunikací.

#### Zajištění plavebních hloubek ve zdrži VD Kořensko

Přírodní dno koryta pod jezem Hněvkovice ve zdrži jezu vodního díla Kořensko bylo nutno prohloubit tak, aby byla zajištěna minimální plavební hloubka 1,6 m v celé šířce plavební dráhy v 1. etapě splavnění. Minimální plavební hladina ve zdrži VD Kořensko je na úrovni 352,40 m n. m. Niveleta upraveného dna je na úrovni 350,80 m n. m. a vychází z minimální plavební hladiny bez vlivu hydrodynamického vzduť. Minimální šířka plavební dráhy činí 20,0 m s rozšířením v obloucích, přičemž minimální poloměr oblouku pro I. třídu vodní cesty je 400 m. Se samotnou prohrábkou dna souvisí i další vybudované inženýrské objekty, jako jsou úprava stávajících pravobřežních lagun pro klidový režim ryb, zřízení bočních hrázek pro ekologickou funkci rozčleněných břehových partií, rekonstrukce brodu a plavební značení nové vodní cesty.

**Ing. Kateřina Bořiková,**  
hlavní inženýr projektu, AQUATIS, a. s.

#### Použitá literatura:

- 1) Dolní rejda plavební komory VD Hněvkovice včetně Zajištění plavebních hloubek ve zdrži jezu Hněvkovice, DVZ – Transconsult, s. r. o., 07/2010, RDS – AQUATIS, a. s., 08/2015–03/2016.
- 2) Plavební komora u jezu Hněvkovice a modernizace jezu Hněvkovice, DVZ – Pöyry Environment, a. s., (nyní AQUATIS, a. s.), 07/2010, RDS – AQUATIS, a. s., 09/2015–08/2016.
- 3) Zajištění plavebních hloubek ve zdrži VD Kořensko, DVZ – Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a. s., 08/2010, RDS – AQUATIS, a. s., 01/2015 – 11/2015.
- 4) Vizualizace – Pöyry Environment, a. s. (nyní AQUATIS, a. s.), 09/2010.



Výstavba nábrežní zdi v dolní rejdě VD Hněvkovice



Dokončená nová nábrežní zeď v dolní rejdě VD Hněvkovice

### Completion of the Vltava Waterway in the section Hněvkovice-Týn nad Vltavou with a new lock chamber at the weir Hněvkovice

Set of structures called Completion of the Vltava Waterway in the section Hněvkovice-Týn nad Vltavou is the last of three built gradually sections under the action Completion of the Vltava Waterway in the section-České Budějovice-Týn nad Vltavou. It is the construction of the entire waterway between the dam Hněvkovice and the end currently navigable waterways in the nearby Týn nad Vltavou overcoming two locks of the Hněvkovice water work and the weir Hněvkovice. Construction will strike up on previous stages / sections České Budějovice-Hluboká nad Vltavou and Hluboká nad Vltavou-Hněvkovice.

In the 3rd stage of Completion of the Vltava Waterway in the section Hněvkovice-Týn nad Vltavou (ř. km 210.39 to 205.00) were by the contractor "Company Hněvkovice - Metrostav, Zakládání staveb" since December 2014 to present built these structures in detail described in the following text:

Lower embankment at the lock Hněvkovice, ensure the navigable depths at reservoir of the weir Hněvkovice. A new lock chamber at the weir Hněvkovice and modernization of the weir Hněvkovice, ensure the navigable depths in the reservoir of the WW Kořensko.



Provádění pilot se těšilo zájmu domácích i turistů

## PILOTOVÉ ZALOŽENÍ PŘÍSTAVU MARINA GRUŽ V DUBROVNÍKU

*Pilotovým založením přístavu Marina Gruž v Dubrovniku navázala společnost Zakládání staveb, a. s., na nedávné úspěšné realizace založení jadranských přístavů. V případě Mariny Gruž se jednalo o založení nových přístavních mol na celkem 257 pilotách různého průměru zahloubených do skalního podloží. Práce probíhaly opět z pontonového soulodí. Zvláštnost představovalo dlouhé vedení betonážních trub na hladině moře a opláštění pilot, tvořené místo ocelový trub troubami z polypropylenu, což měnilo obvyklé způsoby realizace*

**S**polečnost Zakládání staveb, a. s., zvítězila ve výběrovém řízení na zhotovitele pilotovacích prací při založení přístavu „Marina Gruž“ soukromého investora v Dubrovniku. Rozhodujícím faktorem pro úspěch v tendru na tuto náročnou stavbu byly, spolu

s nabídnutou cenou a termínem dodání stavby, předložené reference, zejména úspěšné realizace obdobných prací při zakládání mol přístavů ve Splitu, Zadaru i ne-dalekého mezinárodního přístavu Luka Gruž, který leží na opačné straně zálivu.

### Požadavky na založení

Založení přístavních mol sestávalo ze 112 železobetonových pilot  $\varnothing$  100 cm, 92 pilot  $\varnothing$  80 cm a 53 pilot  $\varnothing$  60 cm (piloty  $\varnothing$  60 cm byly realizovány jako tzv. kolpo morto, to znamená, že hlavy pilot byly



Pohled na zátoku Gruž se zvláštní plochou staveniště



Řady hotových pilot, vlevo jsou již na piloty osazeny prefabrikáty mola.



Vrtná souprava na pontonu s připravenou pažnicí



Celkový pohled na zátoku Gruž

ukončeny cca 4 m pod hladinou moře). Každá pilota musela být zahloubena do skalního podloží minimálně na hloubku 2 m. Projekt vyžadoval, s ohledem na konstrukci mol z prefabrikovaných železobetonových trámů ukládaných přes piloty, minimální odchylky od jejich umístění: přesnost horizontální polohy každé piloty  $\pm 7$  cm, vertikální odchylka do 1 %/m, výšková tolerance hlavy piloty a výztuže  $\pm 1,0$  cm. Délka pilot přes vodu měla činit 1018 m, délka vrtání přes mořské sedimenty a navážky 714 m a délka vrtání do kompaktní vápencové horniny byla 664 m.

#### Provádění prací

Veškeré vrtné práce se prováděly z pontonu. Pro vlastní vrtání pilot byla použita vrtná souprava WIRTH 16 ECO, která nejlépe splňovala požadavky kladené na vrtání pilot z pontonu. Hlavními přednostmi soupravy byla nízká hmotnost, stabilita a manipulační schopnosti, které jsou při práci na pontonu nejvíce ceněné. Vlastní ponton byl sestaven z celkem 10 sekcí z jednotlivých dílů o rozměrech 9x3 m a byl opatřen nohami pro opření o dno a stabilizaci pontonu. Nejdůležitější operací při výrobě pilot bylo

přesné umístění a stabilizace pontonu na místě prací. Jeho přemístování se provádělo pomocí čtyř lan s vrátky, ukotvení a stabilizaci pontonu zajišťovaly čtyři nohy opřené o pevné dno. I přes přítomnost měkkých usazenin na dně se dařilo ponton stabilizovat takovým způsobem, že pohyby, resp. rotace, pontonu při vrtání nepřesáhly 10 cm, což nepředstavovalo při vrtání větší problém. Vrátky pro ovládání noh byly pouze na manuální, nikoliv na motorový pohon. Zvedání a spouštění noh tak bylo fyzicky i časově značně náročné, ustavení pontonu zabralo až 2 hodiny na jednu pilotu.

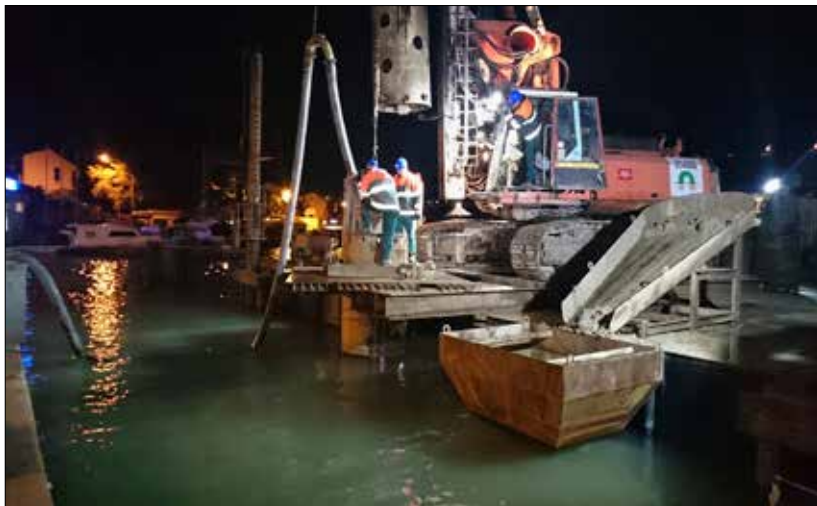
Logistickým problémem bylo zásobování stavby betonem. Okolo stavby vede pouze úzká pobřežní jednosměrná ulice, kterou projíždí městská hromadná doprava a která je jedinou spojnici s poloostrovem Lapad s řadou bytových a hotelových komplexů. Bylo proto nutné najít na břehu místa, kam by bylo možné umístit automixy přivážející beton i čerpadlo betonu MECBO tak, aby nepřekážely plynulé dopravě. Odtud se beton k ústí vrtu dopravoval potrubím  $\varnothing 125$  mm. Potrubí bylo položeno na hladině moře na plovácích z polystyrenových desek

přikotvených ke dnu. Délka betonovacího potrubí v některých případech přesáhla i 180 m. Při jeho používání však vznikaly problémy při náhlých změnách povětrnostních podmínek, které jsou zde v období provádění prací v jarních a podzimních měsících velmi časté. Prudký severní vítr „bura“ i jižní vítr zvaný „jugo“ ztěžovaly práci během přípravy i při vlastní betonáži. Potrubí bylo po každé nutné zajistit takovým způsobem, aby nedocházelo k větším vychýlkám a namáhání trubních spojů. V letních měsících pak bylo nutné potrubí pod plovák podvěsit a vést ho pod hladinou vody s ohledem na vysoké teploty 33–38 °C, při kterých docházelo, i přes použití zpomalovače, k předčasnému tuhnutí betonu.

Ještě před započítím stavby došlo k podstatné změně projektu. Na přání investora byl změněn materiál vnějšího pláště piloty z ocelových trub na polypropylenové (PP) trubky, které byly z vnější strany spirálově vyztuženy. To znamenalo zásadně změnit technologii jejího osazování (PP trubka je výrazně lehčí než trubka ocelová, navíc ve vodním prostředí má tendenci „vyplavávat“) i těsnění



Práce probíhaly i ve večerních hodinách



Večerní betonáž piloty

betonované piloty v přechodu mezi skálou a mořem, které bylo nutné na PP trubku připevnit. Nakonec se podařilo najít způsob ukládání i utěsnění, který se projevil jako velmi účinný.

V průběhu hloubení pilot se ukázalo, že geologický průzkum, který byl podkladem k projektu, nebyl příliš přesný. V mnoha případech nesouhlasila ani hloubka moře, ani mocnost měkkých sedimentů a úroveň neporušeného vápencového podloží byla ve všech případech hlouběji o cca 2 až 5 m oproti předpokladu. Měnila se rovněž pevnost vápence, často přesahovala 100 MPa. Navíc se ve vápenci objevovaly vrstvy ještě tvrdšího kvarcitu. To samozřejmě způsobovalo prodloužení doby vrtání a zvýšené opotřebení vrtných nástrojů a nářadí. Změna hloubek vrtání vedla k nutnosti výroby armokoše na míru těsně před dokončením vrtu, neboť jejich přesná délka byla zjištěna až po dovtání se na pevnou skálu. To předpokládalo úzkou koordinaci mezi vrtaři, vedením stavby a svářeči.

Postup hloubení piloty po ustanovení pontonu na místo vrtání byl následující: spuštění výpažnic do měkkých sedimentů, odvrtání zeminy uvnitř výpažnic vrtným hrcem až na pevnou skálu, do které se výpažnicová korunka zavrtá cca 20–30 cm, dovtání na konečnou hloubku vrtu za použití skalního jádrováku a skalní šapy. Po dovtání bylo dno vrtu důkladně vyčištěno. Během celého procesu vrtání byla poloha osy vrtu kontrolována laserovým měřičem zn. Leica a případné odchylky korigovány.

Po závěrečné kontrole polohy osy piloty se dovnitř výpažnice osadila PP trubka s připraveným těsněním a do ní se následně vložil kompletní armokoš. Na horní konec armokoše byly přivařeny háky, které byly zachyceny za okraje PP trubky, a armokoš svou vahou zatáhl PP trubku s těsněním cca 50 cm pod úroveň paty výpažnice. Znovu byla přeměřena výška PP trubky i armokoše, v případě odchylky od projektované výšky byla jejich poloha upravena. Následovalo připojení betonářského potrubí, aktivace pumpy, osazení kolony betonářských trubek a vlastní betonáž. Při betonáži byla pečlivě sledována výška betonu v PP trubce. To bylo velmi důležité, neboť po zvýšení hladiny betonu o cca 3 m začal beton tlačit na těsnění okolo PP trubky a bylo důležité ověřit, jestli nedochází k úniku betonu okolo těsnění. Dalším kritickým krokem bylo odpažení první výpažnice, kdy došlo k plné aktivaci těsnění mezi PP trubkou a horninou. Pokud by těsnění selhalo, došlo by k úniku betonu okolo PP trubky volně do moře. To naštěstí nastalo pouze ve dvou případech. Betonáž se pak musela zastavit, počkat na zastavení poklesu hladiny betonu v PP trubce a po určité době cca 30–45 minut bylo možno pokračovat

pomalým tempem v dokončování betonáže piloty. V několika případech došlo k úniku betonu do kaveren ve vápencové skále, které nebyly většího rozsahu, a celková nadspotřeba betonu nepřesáhla 15 %.

Po skončení betonáže byla zaměřena osa piloty. Pokud byla poloha v mezích daných projektem, bylo nutné stabilizovat hotovou pilotu ve výpažnici, protože čerstvě zabetonovaná pilotu byla po betonáži velmi nestabilní a měla tendenci k vychylování. Doba, po kterou bylo nutné pilotu ponechat ve výpažnici, byla stanovena na 3–4 hodiny v „teplém“ období a 6–8 hodin (nejlépe přes noc) v chladnějších dnech, resp. týdnech. Teprve poté bylo možné výpažnici vytáhnout a přesunout celou sestavu na místo další piloty.

Při realizaci pilot PN 800 mm byla na stavbě zhotovena plovoucí příhradová konstrukce fixující právě zabetonovanou pilotu k již hotové zatvrdlé pilotě z předešlého dne. Podmínkou bylo ukotvení pontonu na pozici, z níž bylo možné vyvrtat dvě piloty v osové rozteči 7,40 m. To se opakovaně dařilo a práce tak mohly být podstatně urychleny.

### Závěr

Realizace prací na pilotovém založení začala v 12/2015, dokončení proběhlo v 10/2016. Práce musely být pro stížnosti místních hoteliérů opakovaně přerušeny v době hlavní sezóny 08–09/2016. Posledních 24 ks pilot DN 800 mm, které se nacházely v místech s příliš mělkým mořem, kam nemohla zajet pontonová sestava s pilotovací soupravou, byly po konzultaci s generálním projektantem a investorem nahrazeny trubními mikropilotami MP 101,6/8 mm. Jejich realizace proběhla v 11/2016 a tím byly práce Zakládání staveb, a. s., na přístavu Marina Gruž úspěšně dokončeny.

**Zdeněk Opolzer, d. i. g., Zakládání staveb, a. s.**  
Foto: archiv Zakládání staveb, a. s.

### Port Marina Gruž in Dubrovnik pile foundation

*Pile foundation of the port Marina Gruž in Dubrovnik, Zakládání staveb, a. s. followed to the recent successful foundation implementation of Adriatic ports. In the case of Marina Gruž it was foundation of new piers on a total of 257 different diameter piles sunk into the bedrock. Works were realized from pontoon naves again. Peculiarity featured long lines of concreting pipes on a sea level and pile cladding, consisting of polypropylene pipes instead of steel tubes which changed the habitual ways of implementation.*



Plovoucí betonářské potrubí



Detail piloty v průběhu betonáže



Osazování PP pažnice