

ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

2/2019

ročník XXXI



- **PODZEMNÍ KRUHOVÁ KŘÍŽOVATKA
BRATISLAVA – MLYNSKÉ NIVY**
- **STAVBA R6 (D6) ŘEVNÍČOV,
SANACE AKTIVNÍHO SESUVU**
- **KAROLINA PLAZZA 2 – ZAJIŠTĚNÍ
STAVEBNÍ JÁMY A DOSTAVBA PROLUKY**
- **HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ
– ZÁVĚR SERIÁLU**





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

<http://www.zakladani.cz>

<http://www.zakladani.com>

Redakční rada:

vedoucí redakční rady:

Ing. Libor Štěrbá

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 Štěrbá

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

k článku na str. 22, foto Libor Štěrbá

Překlady anotací:

autoři,

Ing. Kristina Kadlecíková,

RNDr. Ivan Beneš

Design & Layout:

Jan Kadoun

Tisk:

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

Ročník XXXI

2/2019

XX. 9. 2019

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2019 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

Objednávky předplatného:

SEND Předplatné spol. s r.o.

Ve Žlábku 1800/77

193 00 Praha 9 Horní Počernice

tel.: 225 985 225

E-mail: send@send.cz

<http://www.send.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

SERIÁL

Historie speciálního zakládání staveb – 24. část

2

Ing. Jindřich Řiřica, ADSZS

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

Analýza chování rozpírané převrtávané pilotové stěny

7

S použitím článku kolektivu autorů „Deep Soil Mixing Walls for Warren Avenue Grade Separation“, Deep Foundations Mar/Apr 2019 napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

OBČANSKÉ STAVBY

Berlínský dvojprojekt MK1/MK2 před budovou hlavního nádraží

10

Tomas Philipp, BeMo Tunnelling, Niederlassung West, Berlin

TEORIE A PRAXE

Statické zatěžovací zkoušky pilot na mostě SO 2203 rychlostní komunikace R6

15

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., ČVUT Praha, Fakulta stavební

DOPRAVNÍ STAVBY

Stavba R6 (D6) Řevničov, obchvat, sanace aktivního sesuvu u mostu SO 2203

19

Ing. Pavel Aksamit, vedoucí projektu, Metrostav, a. s.

Paženie a tesnenie stavebnej jamy podzemnej kruhovej križovatky

22

Bratislava – Mlynské nivy

Ing. Ctibor Kostúr, SPAL, s. r. o.

Práce speciálního zakládání na objektu podzemnej

kruhovej križovatky Bratislava – Mlynské nivy

27

Ing. Viliam Forner, Zakládání staveb, a. s.

OBČANSKÉ STAVBY

Karolina Plaza 2 – zajištění stavební jámy a dostavba proluky mezi ulicemi Křižíkova a Sokolovská v Praze 8-Karlíně

30

Ing. Jakub Jíra, manažer projektu, Terracon, a. s.

HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 24. ČÁST

Touto 24. částí uzavřeme celý náš seriál, jehož první díl byl otištěn v čísle 3/2013. Původně byl započat se snahou obohatit suchý výčet odborných historických dat také nějakými zajímavými souvislostmi a vlivy. Jelikož je však jejich zachycení dosti náročné, rozrostlo se téma do mnohem větší šíře, nežli bylo původně zamýšleno. A v závěru proto vyvstává potřeba uspořádat tyto vlivy a souvislosti ještě poněkud přehledněji. Pokusíme se o to, poskytnout převážně technicky orientovaným a vzdělaným odborníkům určitý historický nadhled. K tomu podáváme stručnou rekapitulaci přehledu vývoje technologií našeho oboru, shrnutí úvodního dějinného rámce a v návaznosti i přehled hlavních vztahů celkového rozvoje civilizace a techniky. Tento záměr si pro daný formát našeho seriálu vyžádal určitá zjednodušení, jež jsou pro snadnou orientaci znázorněna v tabulkách. Přitom se jedná o zachycení jen hlavních vzájemných vazeb historických podmínek, ať už příznivých či nepříznivých pro vývoj sledovaných technologií. Osvětlujeme blíže také klíčovou otázku zkušenosti z dějin: „proč se těžiště vývoje technologií postupně utvořilo v euro-atlantické civilizaci“.

Souhrnný přehled historického vývoje technologií speciálního zakládání

V předchozích částech našeho seriálu jsme podrobně zachytili vývoj technologických systémů prováděcích metod oboru zakládání staveb v celé jeho komplexnosti a provázanosti s napojenými obory. Úvodem jsme ke snadnějšímu uspořádání širokého tématu zvolili pracovní rozdělení souboru do čtyř okruhů, spřízněných svou principiální podstatou činnosti. V celém průběhu rozebírání historického vývoje jednotlivých technologií jsme uváděli přesnější odkazy na hlavní souvislosti a vazby, stejně tak jako zmínky o vlivu hlavních osobností. Při pohledu nazpět do minulosti se dá tato práce nyní zjednodušeně zachytit časovým přehledem dílčích **kvalitativních skoků** technologie. Je uspořádán tabelárně ve společném srovnání s obdobně heslovitě zaznamenanými skoky související techniky v tab. 1. K vytvoření celkovému názoru je ovšem třeba vzít v úvahu i četné **kvantitativní přelomy**. Ty spočívaly jednak v násobném zvyšování počtu aplikací nových technologií během desetiletí po jejich zavedení a jednak v nárůstu dimenzí jejich nových parametrů. Názorně to lze ilustrovat na vývoji technologie velkopřůměrových rotačně vrtaných pilot. Na počátku 40. let 20. století byla zavedena po úvodních experimentech v USA zprvu jen pro průměry do 60 cm. Ale ujala se tak prudce, že již v roce 1965 nasmlouval největší americký výrobce vrtných nástaveb na bagrjeřáby dodávku 5000 kusů pro poválečnou evropskou výstavbu. A koncem 20. století se odhadoval celkový počet rotačně vrtaných pilotovacích souprav ve světě na více než 20 000 kusů různého typu. Běžně se již dosahovaly parametry průměru vrtání 60 až 150 cm do hloubek cca 60 m. V první dekádě 21. století byly pak k dispozici těžké a silné soupravy, schopné vrtat buď průměry až 5 m, anebo dosahovat hloubek až 130 m (obr. 1).



Obr. 1: Vrtání pilot o průměru 1,5 m do hloubky 87 m v jílovitosiltovitých zemích soupravou Soilmec SR 145 o váze 145 t pro založení mrakodrapu v indonéské Jakartě v roce 2017. Vrt byl vibračně zapažen ocelovou výpažnicí do 15 m a dále prováděn pod polymerovým výplachem (Soilmec/Trevi).

V návaznosti na uvedený dynamický růst nabídky kapacit technologií rostla prudce i poptávka po nových metodách speciálního zakládání k uspokojení požadavků na čím dál náročnější stavby. Rozšíříme-li tento příklad i na ostatní nové technologie speciálního zakládání, jsou tím osvětleny okolnosti strmého růstu oboru v posledních padesáti letech 20. stol.

Při nadhledu k zobrazení historie jedné podstatné složky celého stavebního oboru a také z odstupu od jeho výrazné specifčnosti přicházejí v závěrečném zamýšlení na mysl také obecnější otázky kontextu našeho zkoumání: Proč vlastně došlo k vyvrcholení technologického vývoje právě na území euro-atlantické civilizace a proč právě v posledních stoletích? Jak vysvětlit některá období výrazného útlumu nebo rozmachu vývoje vědy a techniky, trvajících po staletí?

Historický rámec od dávnověku

Pro pochopení dějinných souvislostí rozvoje civilizace je také potřeba alespoň krátce pohlédnout na hrubý nástin časového vývoje od úplného počátku života lidí na planetě. Představu o poměru předchozích dávnověků ke dnešku vystihuje ve zkratce jejich přirovnání k časovému

úseku jednoho roku, namísto doby odhadovaného stáří Země 4,5 miliardy let. Potom dostaneme následující přehledné rozdělení času:

„První živé organismy by se tak objevily někdy v průběhu května, starší doba kamenná s neandrtálci by začala 31. prosince asi 6 minut před půlnocí a náš letopočet by začal dvacet sekund před půlnocí.“ (P. Acot)

Je jen třeba upozornit, že historie i těch méně vzdálených časů je stále ještě známa jen v hrubých obrysech a nová bádání přinášejí posuny a změny. Náš nástin vývoje lidské civilizace, jak je shrnut v tab. 2, je tedy třeba brát jako současnou úroveň poznatků. Poznatky se zpřesňují teprve směrem ke dnešku.

Když tedy vstoupíme do lépe zdokumentované éry mladšího neolitu, zhruba před 10 000 lety, zaznamenáme zjevné odlišnosti ve vývoji civilizace na různých místech světa. Jasně se zde vyjevuje podobný souběh zrychleného civilizačního vývoje, původně zahájený v územně od sebe značně vzdálených úrodných oblastech Středního východu, Indie a Číny. Tato ohniska měla podstatný počáteční význam i pro vývoj vědy a techniky, protože se v nich nezávisle projevil zhruba před 5000 lety základní faktor kultury, a tím je objev písma. Tak byl umožněn zápis, a tedy přesné předávání znalostí dalším generacím. Význam tohoto činitele ostře vyvstává například v protikladu k celému americkému kontinentu, na kterém se písmo neobjevilo až do příchodu Kolumba. Výjimkou byly jen zárodky písma v mayské kultuře v 2. až 9. století, ta se však z dosud nejasných důvodů zhroutila a do 12. století zanikla.

Hlavní faktory vývoje civilizace

Zdánlivá plynulost civilizačního procesu byla ovlivňována podstatnými vnějšími činiteli. Jeho interpretace je obsáhlou odbornou oblastí. Vyskytují se zde, jako je tomu tak v každé vědě, i nejrůznější hypotézy a teorie či předpovědi, které budou teprve dalším bádáním upraveny

ČAS	POKROKY TECHNIKY	OKRUHY ČINNOSTÍ OBORU SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB			
		RAŽENÍ	VRTÁNÍ	HLOUBENÍ	ZLEPŠOVÁNÍ
20. stol.	komputerizace řízení geosyntetika		piloty BDP, apod. velkopřům. kladivo		kompenzační injektáž sloupové inkluze
	monitoring procesů	hydraulický beran	velkopřům. vrtané piloty pažnicové vrtání	speciální podz. stěny hydrofrézy	vyztužená zemina geodrény hřebíkování
	hydraulické mechanismy	hydraulický vibrátor	ponorné kladivo vrtací soupravy vrtání s reverzní cirkulací piloty CFA rotační vrtání pilot sonic drilling	TTS kontinuální reverzní cirkul. drapáky pro podz. stěny	dynamická konsolidace trysková injektáž zmrazování dusíkem šterkové pilíře
	hydraulické ovládání pásový jeřáb vysokotlaká čerpadla čerpadla betonu	ponorný vibrátor		podzemní stěny převrtávané piloty	injektované mikropiloty vibroflotace
	synt. pryže	vibrační technika	pažení bentonit. suspenzí	mikrozáporové stěny pilotové stěny	soil-mixing zhutňovací injektáž manžetové inj. trubky předpjaté kotvy
	předpjatý beton el. ponorné čerpadlo plunžrové čerpadlo pakr (obturátor)	dieselberan	nárazově vrtané piloty	záporové stěny	pískové drény/piloty chemická injektáž horninové svorníky
	rotační naftové vrty	předrážené piloty	jílový vrtný výplach		
19. stol.	licí betonářské roury ocelové štetovnice staveb. vzduch. kompresor železobeton parní bagr a jeřáb	pneumatický beran	nepřímý výplach vzduchový výplach diamantové korunky	vakuové odvodňování štetové stěny	gabiony/matrace zmrazování solankou
	odstředivé čerpadlo	vplachování šroubované piloty	jádrové vrtání příklepné vrtání šnekový vrták	pneumatické kesony otevřené kesony	injektáž cementem pískové zhutňovací piloty
	cement vzduchový kompresor korečkový bagr	parní beran	naftové vrty (nárazově vrtané s přímým výplachem)		injektáž suspenzí
15. stol.	parní stroj výroba oceli	strojný beran	náraz. vrtání s výpažnicí	spodem uzavřené kesony	dynamické zhutňování
	otočný jeřáb (dřevěný)			studňové základy (Indie)	
10. stol.	složitější jeřáb vodní a větrný pohon				opevňování koryt vodotečí
	lidský a zvířecí pohon	piloty v Benátkách	vrtaná studna v Evropě	roubení dolů a výkopů	zhutňovací piloty
0. stol.	jednoduché stroje vodní kolo, pístová pumpa	piloty pro římské mosty		splavované trámové skříně vodní jímky	zpevňování přísadami vyztužení zemin
1000 p.n.l.	závlahové kanály (Ninive)		vrtání na laně (Čína)		vyztužení zemin rákosem
2000 p.n.l.	sakrální stavby	dřevěné piloty (Babylon)	hlubinné vrty (Čína)	těžební šachty	
3000 p.n.l.	opevňování sídlišť povodňové hráze		rotační vrtání kamene (Egypt)	hloubené studny	opevnění zemin gabiony

Tabulka 1: Zpětný pohled do historického vývoje techniky a kvalitativních skoků technologií speciálního zakládání v okruzích hlavních činností – stupnice času je volně přizpůsobena (© J. Říčica, 2019)

nebo vyvráceny. Pro alespoň hrubou orientaci v účincích hlavních dějinných faktorů na výsledné souvislosti, jejichž nitky vedou až k vývoji technologií speciálního zakládání, je třeba zrekapitulovat ta nejjednodušší vodítka.

Hlavním náhledem pro znázornění pozadí vze-stupů nebo útlumů civilizací a územně odliš-ných kultur je nám především jejich nápadná souvislost s výkyvy klimatu. Do této hrubé os-novy zavádíme pak i další vlivy, v historii často zdůrazňované a zobrazujeme je v postupné ča-sové linii od starověku až po dnešek.

Klimatické vlivy a jejich změny byly vždy v prů-běhu věků Země tím nejvíce působícím přírod-ním faktorem a jsou stále nezanedbatelné. V pří-tomné geologické éře čtvrtohor probíhalo po

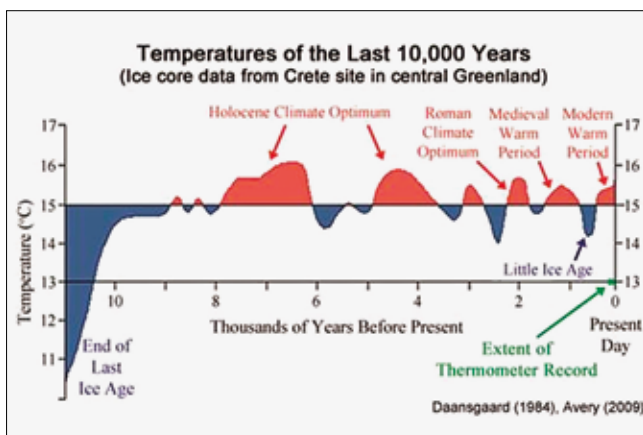
zhruba 2,5 miliónu předchozích let střídání ledo-vých dob. Trvaly v průměru 100 000 let. Klima-ticky příznivější doby meziledové trvaly zhruba 10 000 let. V současnosti se nacházíme v závě-rečném údobí takové doby, zvané holocén. Prů-běhy teplot ovšem vykazují i uvnitř těchto období značné kolísání. Od počátku lidstva poznamená-vala adaptace na tyto klimatické změny rozvoj civilizace významně. Pojmenování některých dlouhých period tak přímo poukazuje na souvis-lost s rozvojem význačných kultur (obr. 2).

Dlouhodobě příznivá teplá období, jako napří-klad za rozmachu římské říše nebo v pozdním středověku, působila očividně coby katalyzátor urychlení civilizačního vývoje. V optimálních

podmínkách k životu došlo k uvolnění kreativity. Význačným dokladem jsou nejkrásnější stavby, např. gotických katedrál, pocházející z nadbytku produkce pozdního středověku (obr. 3).

Dlouhá období klimatického ochlazení, jako na-příklad v raném středověku nebo v tzv. malé době ledové (obr. 4) měla naopak za následek zhoršení zemědělské produkce, hladomory a celkový útlum rozvoje společnosti.

Někteří vědci poukazují na možnou příčinnou souvislost mezi klimatickými změnami a spole-čenskými pohyby, avšak zdá se pravděpodob-nější, že jde jen o volnější vztah. Doprovodná souvislost klimatických optim a minim je ale



Obr. 2: Přehled klimatických period výkyvů v současné mezileďové době – holocénu (archiv autora)



Obr. 3: Gotická katedrála Notre Dame v Chartres, ve Francii, jejíž klášterní škola byla nejvýznamnějším střediskem výuky přírodních věd v Evropě již od 11. stol. (archiv autora)

vhodná k rytmickému znázornění jinak obtížně přehledného toku historie. Využili jsme ji tudíž pro zjednodušený přehled v tabulce 3. V ní též uvádíme další velké dějinné faktory. Největší **přírodní pohromy a katastrofy**, jako jsou sopečné erupce, zemětřesení, záplavy nebo sucha byly sice v dějinách velmi časté a mnohdy významné, ale naštěstí zapříčinily povětšinou jen regionálně omezené a z hlediska celého rozvoje civilizace relativně krátké útlumy. Jejich nárazy ovšem dosáhly výjimečně i milionových obětí.

Zato nespočetné **epidemie nemocí a hladomory** poznamenaly dějiny množstvím vážnějších kolapsů. Nejznámější jsou velké hladomory v posledních staletích v Číně a v Indii, kdy počty obětí šly do desítek milionů. Ještě významnější, až stamilionové oběti na životech přinášely různé pandemie. Obvykle se však odehrávaly na větším územním prostoru a v delším časovém rozpětí. Zásadní a všeobecný vliv na celkový vývoj civilizace však tyto pohromy neměly.



Obr. 4: V chladném období 17. století Temže v Londýně často zamrzala, jak dokládá tento obraz z roku 1677 (archiv autora)

Podstatný a také velmi častý dějinný vliv měly však pro rozvoj společnosti i civilizace **válečné a politické otřesy**. Již v neolitu vedly neustálé války o zdroje ke kritickému zaškrcení růstu mužského genomu. Někdy se tak označují dějiny lidstva od počátku jako dějiny válek. Nejvíce obětí se později přičítá dlouhotrvajícím násilným konfliktům v průběhu islámské expanze. Jejich počet se odhaduje za období od 7. do 19. století až na 300 mil. lidí. Pozitivním protikladem uvedených nepříznivých vlivů jsou v našem přehledu **faktory společenské**

intelektuálního vývoje a vědy. Zpočátku spočívaly na velkých náboženských systémech. Ty jim podávaly základní filosofickou oporu k dalšímu rozvoji teoretického myšlení. Zde se právě nalézá klíč k pochopení, proč ve srovnání s mohutnými čínskými, indickými, egyptskými nebo sumerskými větvemi civilizace se nakonec dostala zdaleka nejvíce kupředu větv euroatlantická. Ač byly v minulosti ve všech ostatních odlišných kulturách dosaženy vynikající a velké objevy a vynálezy,

neumožnily jejich filosofické rámce vznik srovnatelného systematického a kritického vědeckého myšlení. A také neporovnatelně svobodnější přístup ke vzdělanosti i pro široké vrstvy talentů byl důležitým faktorem. Hlavním odlišným vlivem bylo monoteistické náboženství, které zavedlo uznání suverenity jednotlivce a jeho osobní tvořivosti, odvozené přímo od transcendentního Boha.

K základnímu vývoji tímto směrem však došlo již v antice. V athénské Akademii vznikla společnost učenců, přímo ustavujících **kritickou vědu**. Na počátku renesance pak vznikaly první univerzity

Čas (let)	Geol. éra	Geol. doba	Hist. období	Lidský druh	Aktivity
1.000	Holocén (mladší čtvrtohory)	Mezileďová	Historická doba	Člověk dnešního typu	Vysoce organizovaná civilizace
5.000			Středověk		Kulturní civilizace
			Starověk		Doba železná - rozvoj zemědělství, řemesla, obchod, vznik měst a říší Doba bronzová - zemědělství, vznik sídel, hierarchické struktury - války
10.000	Pleistocén (starší čtvrtohory)	Ledová	Neolit (ml. doba kamenná)	Člověk neandrtálský	Neolitická revoluce - přechod k zemědělství, domestikace, trvalé usídlení, náčelníci kmenů - boje o zdroje
30.000					Lov a sběr - kočování, jeskyně a jednoduché chatrče, sdružování do skupin
50.000					Pohřbívání mrtvých
100.000					
300.000		Střídání ledových dob	Paleolit (st. doba kamenná)	Homo sapiens	První přístřešky a obydlí
500.000				Člověk neandrtálský	
1 mil.				Homo erectus (člověk vzpřímený) Homo habilis (člověk zručný)	
3 mil.				První zástupci rodu Homo	
5. mil.	Třetihory			Australopitěci	První nástroje
10 mil.					

Tabulka 2: Přehled historického rámce rozvoje civilizace z dávnověku, stupnice času je logaritmická (© J. Říčka)

Čas (stol.)	Klimatic. období	Přírodní pohromy	Hladomory a epidemie	Hromadné konflikty	Společenský vývoj	Věda a technika
20. st. p.n.l.	Minójské oteplení	předch. ochlazení - velké erupce sopek	?	kmenové války – oslabení mužské populace	písmo	astronomie matematika
7. st. p.n.l.		sucha		pád minójské říše čínské války	správa říší Čína, Indie, Egypt, Sumer zemědělství, závlahové a sakrální stavby	vojenství a mosty
7. st. p.n.l.	Řecké ochlazení	r. 450 erupce Ilopango, El Salvador	r. 536-5 světové hladomory	řecké války perské války pelopon. války říše makedonská	řecké městské státy	aténská Akademie
3.st. p.n.l.				expanze Říma	aténská demokracie	
3.st. p.n.l.	Římské oteplení	35 erupcí + r. 79 Vesuv-Pompeje	epidemie mor egyptský hladomor římský hladomor čínský hladomor	pád Řecka sjednocení Číny sjednocení Indie invaze "barbarů"	Latinka	Alexandrie - knihovna jednoduché stroje, velké dílny
5.st.				pád egyptské říše Čína -pád dyn. Chan	římská organizace šíření křesťanství	Čína-papír Vitruvius - stavebnictví
5.st.	Ochlazení v temném středověku	526 zemětřes. Turecko, Antiochie 533 zemětřes. Aleppo, Sýrie 535-50 erupce sopek Krakatoa + 10 dal.	784 Evropa velké epidemie a hladomory	pád Říma	vzdělanost jen v klášterech	útlum toku informací
9.st.				nájezd kočovníků 7.st. - expanze Islámu 732 Tours – stop islámu ve Francii	feudalizace francá říše karolínská minuskule	
9.st.	Středověké oteplení	856 + 893 zemětřes. Irán 1335-60 celkově 24 erupcí velkých sopek 13.-14.s.záplavy v Sever. moři	13. -17 st. černý mor 1315 vel. evrop. hladomor	vnitročínské války	1088 Boloň. universita	kamenné hrady
15.st.				13.-15. stol. mongolská expanze pád Byzance kolon. Ameriky	informace z Byzance Renesance manufaktury	Brunelleschi/ da Vinci rozvoj stroj. technologií 1450 knihtisk
16.st.	Malá doba ledová	1556 zemětř. Čína	Evropa -neúroda hladomory pandemie spalničky	1529/1683 stop islámu u Vídne „Globální krize“, války, otřesy 1789 Fran.revoluce napoleon. války	učené společnosti	Koperník - teorie vesmíru
19. st.		1783 erupce Laki 1815 erupce indonéské sopky Tambora		pád Indie, Čína kolonizace	Osvícenství demokracie USA profesní spolky	Encyklopedie ve Francii Newton - teorie fyziky 1. průmyslová revoluce
19. st.	Současné oteplení	1839 cyklon Indie 1883 erupce Krakatoa 1887- 1938 Čína záplavy	pandemie neštovic hladomory Čína, Indie pandemie	pruské války	sjednoc. Německa, Itálie	2. průmyslová revoluce
20.st.		1974 záplavy Bangladéš	1958 Čína hladomor	1. svět. válka kunismus 2. svět. válka studená válka	evropské demokracie	Einstein - teorie relativity Terzaghi - geotechnika
					poválečná obnova	3. průmyslová revoluce

Tabulka 3: Chronologický přehled hlavních dějinných souvislostí s významným vlivem pro vývoj technologií od starověku po současnost – stupnice času je volně přizpůsobena (© J.Řiřička)

a celý systém širokého vzdělávání. Univerzity postupem času nejprve pomalu a pak stále rychleji navyšovaly své programy o přírodovědné obory a z nich se přirozeně za pár století rozvinuly obory technické. Začaly také vznikat sekulární instituce, odpovídající potřebě vzájemného kritického ověřování poznatků. V jiných kulturách nic takového nebylo. Tímto vývojem byl vytvořen základ pro absolutní technický předstih západní civilizace před ostatním světem.

Hlavní souvislosti vývoje společnosti, vědy a techniky

V našem přehledu upozorňujeme na významná dějinná období, uzlové vztahy a okamžiky,

kdy se některé z hlavních vlivů významně projeví. Rozmach zemědělství v neolitu byl zásadně podmíněn výraznými, tzv. **holocéenními teplotními optimy**, v období před 8 až 2 tisíci lety. Tehdy byla teplota ještě o cca 2° C vyšší než v dnešním údobí. V Sumeru, Egyptě, Indii a Číně se také vyskytly velké předvědecké a vynálezecké počiny, avšak nepropojené do nějakého většího systémového komplexu. Podobně výrazná, ale opačná klimatická souvislost je udávána pro období antického Řecka. Za tzv. **řeckého ochlazení** se dějiště hlavního vývoje společnosti stlačilo do omezeného území teplotně příznivějších podmínek Středomoří.

A k následnému velkému rozmachu i expanzi říše římské na počátku našeho letopočtu zase přispělo tzv. **římské oteplení**. Charakterizuje ho pěstování vinné révy až v daleké Británii. V tom období se již objevily první zárodky systematické vědy založené na matematice a fyzice (Pythagoras, Archimedes). Také mnohé technické vynálezy, uplatněné zejména ve vojenství nebo stavebnictví, které systematicky shrnul zejména Vitruvius. Římané také zavedli značně pokročilé latinské písmo, které usnadnilo pozdější obnovu dlouho ztracených znalostí. Klimatické období **ochlazení v raném středověku** od 5. do 9. stol. doprovázelo celkový silný útlum dosavadního rozvoje civilizace. Bylo

význačnou kulisou při zániku římské říše pod náporom invazních kmenů ze severu a východu. A také při kolapsu význačné čínské dynastie Chan. Historicky byly zaznamenány velké erupce sopek, velké hladomory a morové epidemie, v jejichž důsledku údajně ztratila Evropa v 8. století třetinu své populace. Řeckořímskou kulturu však převzala a bránila Byzanc, jelikož silná katolická církev udržela latinu jako liturgický jazyk. Pro toto období se vžil označení evropský Temný středověk (Dark Ages), ačkoli v klášterních střediscích byl udržen a dokonce i rozvíjen řemeslný, technický i vědecký pokrok.

Následné období **pozdně středověkého oteplení** od 9. do 15. století bylo naopak velmi šťastnou periodou rozvoje. Příznáčné je, že v roce 986 osídlili norští Vikingové zámořské Grónsko, které tehdy bylo skutečnou „zelenou zemí“. Prosperita nejrychleji rostla v Itálii, ale postupně se šířila ve všech zemích. Pro tento rozkvět byl velkým impulsem přísun množství nashromážděných klasických informací z písemností, přivážených při rozpadu Byzance pod tlakem islámské expanze právě do Itálie.

Evropské období mimořádného kulturního vyvrcholení od 12. do 14. stol., v **renesanci**, se vyznačovalo budováním výstavných kostelů a katedrál. Přitom u nich byly vždy zřizovány i školy. Objevila se skupina všestranných inženýrů stavitelů – jako byli Brunelleschi, da Vinci atd. – kteří již rozvíjeli prováděcí technologie a konstruovali složitější stroje. V Benátkách vznikla v roce 1104 první velká manufaktura, a to typicky pro výstavbu lodí. Úzce spolupracovala i s vědci, mezi nimiž byl později Galileo Galilei. Na začátku 16. století byla již schopna vyrábět i velké válečné galeas, silně vyzbrojené děly, a to tempem jedna loď denně. S rozvojem univerzit se také čím dál více etablovala systematická věda, kterou začaly rozvíjet i soukromé učené společnosti.

Následné dlouhé klimatické období ochlazení, jehož trvání se obvykle udává od roku 1550 do roku 1850, bývá nazýváno jako „**Malá doba ledová**“, protože bylo dosaženo nejnižších teplot doby meziledové. Historiky je pak někdy obzvláště 17. století označováno za čas „Globální krize“. Bylo to kvůli mimořádnému výskytu různých státních převratů, válek, revolucí a sociálních otřesů téměř po celém světě. Rozvoj civilizace se zejména na euroasijském kontinentu, až na výjimky úspěšného obchodního vývoje Nizozemska, silně zbrzdil. Došlo ke kolapsům

dosavadních správních systémů v Indii a Číně, Japonsko se zcela uzavřelo do sebe.

Po uvedeném kritickém období se však i při adaptaci na trvající nepříznivé podmínky Evropy začalo rodit nové intelektuální údobí kulturního rozmachu nazývané **osvícenství**. První zárodky tohoto racionalistického a humanistického hnutí se objevily v Nizozemsku a Velké Británii již koncem 17. století. Později začalo pronikat i dále na kontinent, kde bylo velkým přelomem vydání francouzské Encyklopedie (Diderot, d'Alembert) v letech 1751–72.

Novověk se ohlásil velmi krvavou přehrou Velké francouzské revoluce v letech 1789–99, již bylo poprvé ustaveno zcela sekulární zřízení, hlásící se k demokracii. Uvedlo ji předchozí několikaleté strádání obyvatelstva při neúrodách, v důsledku dlouhých povětrnostních změn po výbuchu islandské sopky Laki v roce 1783. I v následném období napoleonských válek pokračoval řetězec útrap na většině kontinentu, takže byl rozvoj pevninské Evropy značně zpomalen. Také na jiných kontinentech byl vývoj problematický. Zcela se rozpadly v dávnosti slibné civilizace čínská a indická, hluboce zaostávala Afrika a Latinská Amerika. Za oceánem se ale mezitím odehrála v letech 1775–83 americká revoluce, známá jako válka za nezávislost. A nové demokratické Spojené státy nastoupily dynamickou cestu ke své konsolidaci. Staly se význačným vzorem pro politické uspořádání správy společnosti. Také Velká Británie ten čas zaneprázdnění ostatního světa využila k rozjezdu **industriální revoluce**. Ta ve svých dalších fázích postupně přivedla západní euro-americkou civilizaci ke globální průmyslové dominanci. Moderní doba, která opět probíhá zhruba od poloviny 19. století v **klimatickém období oteplení** se vyznačuje válečnými, politickými a sociálními konflikty mimořádného rozsahu. Jejím znamením je ale také přímo explozivní rozvoj vědy, techniky a technologií, v jehož rámci se vyvíjely i technologie speciálního zakládání. Nárůst celkové prosperity světa od druhé poloviny 20. století je ale, vzhledem k uvedenému přehledu předchozí historie, velmi netypický.

Celkový závěr seriálu

V našem seriálu jsme se soustředili na zachycení výše složitěného fenoménu prolétajících se systémů technologií oboru speciálního zakládání. Téma je komplikováno zejména mimořádným dynamickým zrychlením rozvoje oboru

za posledních padesát let 20. století. Spolu s odkazy na hluboké historické kořeny jsme osvětlili také vzájemné vazby technologických systémů a poukázali na vnější zdroje, z kterých tento vývoj čerpal největší energii ke svému rozmachu.

Ukázali jsme, že intelektuální prameny, které tvořivost oboru napájely, pocházejí z kulturních základů euro-atlantické civilizace. Ta poskytla filosofický základ metodologie kritické vědy. Ve svých demokratických formách nejvíce otevřela společenský prostor pro svobodné bádání, objevování a vynalézání ve vědě i technice.

Je obdivuhodné, že největšího rozkvětu bylo dosaženo právě v období obnovy z těžkého poválečného rozvratu. Tehdy došlo k vrcholné mobilizaci všech tvůrčích sil společnosti, jež kulminovala na konci století.

Na začátku 21. století lze ale poněkud překvapivě zaznamenat skutečnost, že u naší větve civilizačního proudu dochází ve srovnání s tím předchozím obdobím ke kulturnímu i hospodářskému útlumu. Projevuje se to nejen statisticky průkaznou dlouhotrvající stagnací stavebnictví v Evropě i v USA. Celkové oslabení rozvoje je již vnímáno všeobecně, přičemž silně narůstají vnitřní rozpory. Zdá se, že společnost začíná být poněkud zahlcena svou nadměrnou regulovaností a byrokratizací. Že ztlačí ztrácí efektivnost i perspektivu dalšího vývoje. Určité zpomalení v tvorbě důmyslných technologických inovací zažívá i obor speciálního zakládání. A to přes veškerou novou elektronizaci a automatizaci.

Pro nový budoucí rozmach rozvoje společnosti je vždy potřeba inspirativní pohled do jejich předchozích světlých období. Každý obor lidské činnosti vždy vyrostl na ramenou svých úspěšných předků. Na počátku rozvíjení nějakého technického nápadu je však třeba si dobře ověřit, jakou cestou prošel předchozí vývoj v dané disciplíně, aby nedošlo k vymyšlení „trakaře“. Bez znalosti tohoto pozadí není radno se do něčeho jen tak pouštět. Že se to může stát i v naší informační době, ukázal nedávný případ. Veřejnosti byl představen tzv. nový progresivní způsob injektáže, ale jednalo se jen o slepou technologickou uličku, v praxi zavrženou již před 70 lety. Věříme, že náš přehled souborně zachycené historie technologií v oboru speciálního zakládání staveb může v tomto směru přispět k oživení a podpoře skutečně inovativních myšlenek.

Ing. Jindřich Říčka, ADSZS

The history of special foundation – part XXIV

This part is concluding our sequel which started by its first part in 3/2013. It was initiated then by effort to enhance usually dry list of professional historical data also with some interesting relations and effects. Since taking them down is however quite challenging the original theme consequently enlarged to much broader body than it was planned. At its final the overview of these factors is therefore presented more clearly, with respect of providing understanding to mostly technically oriented and educated professionals. There is a recapitulation of the technique evolution together with introductory historical frame and relations of main civilisation and science relations in due course of history. They are accompanied in simplified table versions. The importance of the Euro-Atlantic civilisation intellectual base for the technique evolution is clarified in the process.

BERLÍNSKÝ DVOJPROJEKT MK1/MK2 PŘED BUDOVOU HLAVNÍHO NÁDRAŽÍ

V období 06/2017 až 10/2018 realizovalo berlínské oddělení speciálního zakládání společnosti BeMo Tunnelling GmbH, NL/pobočka West, náročný dvojprojekt „Grandcentral Büro- und Hotelgebäude am Hauptbahnhof Berlin“, také známý jako MK1/MK2. Jedná se o dvě budovy s dvěma či jedním patrem podzemních garáží. Hlubší stavební jáma budovy MK1 byla zajištěna kombinací podzemních stěn, kotveného dna z monobloku tryskové injektáže a ocelových rozpěr, mělčí stavební jáma MK2 byla zajištěna kombinací kotvených štětových stěn, záporového pažení a dna z monobloku tryskové injektáže. Objekt byl dále založen na velkoprofilových pilotách. Komplikace nastaly při pilotovém zakládání MK2, kde piloty těsně přiléhají k silničnímu tunelu vedenému pod pozemkem MK2 a způsobovaly jeho sedání. Tento příspěvek nepřímo navazuje na přehled realizovaných berlínských staveb za účasti BeMo Tunnelling GmbH a Zakládání staveb, a. s., uveřejněný v časopise ZAKLÁDÁNÍ 4/2018.



Dokončená a rozepřená stavební jáma MK1, na MK2 probíhá pilotové založení mezi tunelovými tubusy

Poloha a historie stavebního pozemku

Tento projekt vyrostl na stavební parcele lemované z jedné strany drážním viaduktem hlavního nádraží, z druhé výjezdem z 2,4 km dlouhého silničního Tiergartentunnel B96 a ze zbylých stran frekventovanými ulicemi Clara-Jachke-Straße a zde až sedmiproudovou Invalidenstraße. Tato lukrativní, ale zároveň pro stavební práce složitá poloha předurčila náročnost provádění prací speciálního zakládání, která převyšuje i již tak vysoký berlínský standard. Ale začněme nejprve krátce jeho historií.

V této části Berlína stávalo historicky již od roku 1868 vlakové nádraží Lehrter Bahnhof (hlavové nádraží pro spojení na sever) a od roku 1882 také Lehrter Stadtbahnhof pro (pří)městský provoz (průjezdné nádraží z východu na západ). Za druhé světové války utrpěl tento významný uzel pro dálkovou i místní dopravu těžké škody a nebyl již nikdy uveden v plném rozsahu do provozu. Zajisté také kvůli minimální vzdálenosti od Berlínské zdi. Po roce 1990 bylo

rozhodnuto o výstavbě nového berlínského hlavního nádraží na tomto místě, jehož samotná výstavba probíhala v roce 1996 až 2006 a při jehož stavbě muselo být například na celé dva roky přeloženo koryto řeky Sprévy. Tento obří projekt spojuje pravoúhle dálkové železniční trasy, které se nachází 14 m pod, respektive 10 m nad, okolním terénem, ale také místní linky rychlodráhy a metra.

Dva investoři, jedna dodavatelská firma

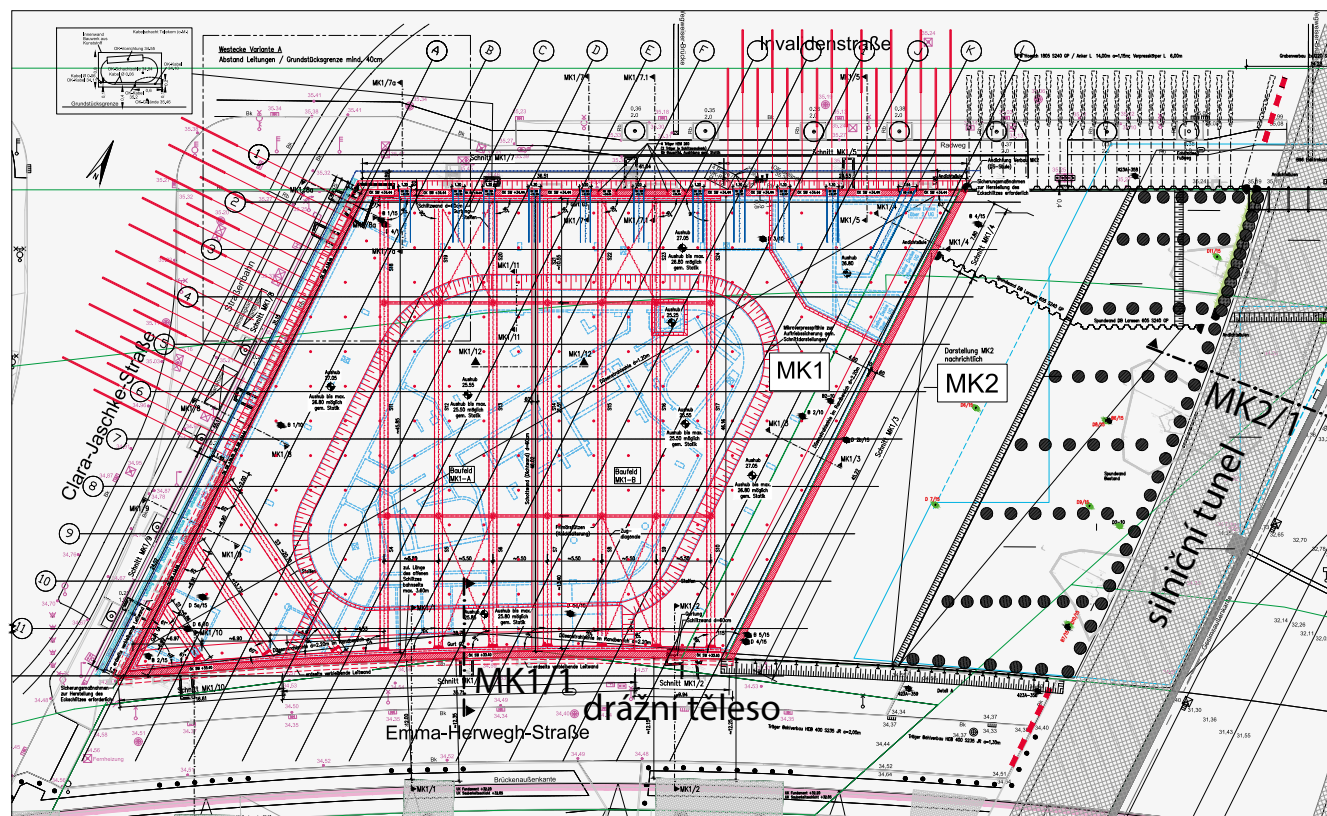
Při stavbě hlavního nádraží byl postaven také hloubený silniční Tiergartentunnel a byly připraveny a „pojmenovány“ pozemky pro následné zastavění. A právě z této doby pochází označení projektů MK1 a MK2 či například MK9 – stavební jáma o velikosti 6500 m² s částečným založením 12podlažní budovy přes tubus silničního tunelu, realizovaná taktéž společností BeMo Tunnelling GmbH v roce 2016/2017. Projekt MK1/MK2 sestává ze dvou budov s 1 až 2 patry podzemních garáží, které jinak

samostatně stojí administrativní a hotelovou budovu propojují. Každá z budov má jiného investora i projektanta. Ti se však vzhledem k omezeným prostorům pro zařízení staveniště a jediné příjezdové komunikaci rozhodli objednat zhotovení stavební jámy a základů od jednoho generálního dodavatele společně, a to včetně prováděcí stavební dokumentace. A právě tento kontrakt obdržela v červnu 2017 berlínská pobočka společnosti BeMo Tunnelling GmbH ze skupiny Metrostav, a. s.

Všemi sledovaný stavební záměr a rozsáhlý monitoring

Kromě značně stísněných podmínek ztěžujících realizaci projektu také okolní dopravní struktury. Jelikož je jedna z budov částečně rozkročena přes tubus silničního tunelu a přímo sousedí s výjezdem z tubusu druhého, byl celý stavební proces od návrhu přes stavební povolení až po realizaci dozorován správcem tunelu, městem Berlín. Zároveň se celá jižní pažicí konstrukce nachází v oblasti, která může ovlivnit k sedání náchylné ploché základy viaduktu hlavního nádraží. Proto byla stavba dozorována i drážní společností Deutsche Bahn AG. A v neposlední řadě pak ke stavbě přiléhá tramvajová zastávka a koleje a své požadavky na monitoring tak doplnil i městský dopravní podnik BVG. Celá stavba tak byla doprovázena rozsáhlým systémem monitoringu, zahrnujícím:

- geodetický monitoring drážního viaduktu včetně základových patek v až týdenním intervalu;
- geodetický monitoring uvnitř/vně tubusu silničního tunelu v týdenním a v kritických fázích až denním taktu (včetně nočních uzavírek tunelu);
- geodetické měření změny polohy tramvajových kolejí a trolejí;
- měření vibrací tunelu způsobených stavební činností;
- geodetické měření pažicích konstrukcí v týdenním a v kritických fázích až denním taktu;
- tenzometrické měření normálového napětí a sil v rozpěrné konstrukci po dobu 38 týdnů;
- dynamometrické sledování kotevních sil po dobu 41 týdnů;



Půdorys MK1 a MK2 s vyznačením pažicích a rozpěrných konstrukcí včetně polohy silničního tunelu podél strany stavební jámy pro MK2

- inklinometrické měření deformací pažicích konstrukcí (celkem provedeno 377 inklinometrických měření!);
- geodetický monitoring zdvihání kotveného těsnícího dna z tryskové injektáže během výkopových a čerpacích prací;
- měření vlivu čerpání na směr proudění a snižování hladiny okolní podzemní vody.

Kromě výše zmíněných kontrolních opatření převážně statického charakteru je s ohledem na ochranu kvality podzemní vody každá stavba zasahující do podzemní vody či čerpající podzemní vodu týdně kontrolována příslušným úředním orgánem. Kvůli známé ekologické zátěži pozemku a nutnosti její sanace byla stavba kontrolována i patřičným orgánem odboru životního prostředí. Tento výčet slouží pro vytvoření představy o až téměř úzkostlivém dohledu nad stavbou z různých úhlů a také o značné byrokratické náročnosti stavebního procesu.

Geologické poměry

Z hlediska speciálního zakládání panují na stavbě celkem obvyklé berlínské geologické poměry. Terén stavební parcely a přilehlých komunikací leží přibližně na úrovni 34,5 m n. m. Svrchní horizont až do hloubky cca 3 m tvoří antropogenní, převážně nesoudržné zeminy se zastoupením humusové složky,

ale také pozůstatky historických základových konstrukcí. Pod touto vrstvou se nacházejí převážně písků nízké až střední ulehlosti částečně s organickými složkami (říční sedimenty; dřevěné uhlí apod.), ale také říčním šterkem/kameny. Od cca 41 m pod terénem se vyskytují vrstvy jílového tillu/slínu.

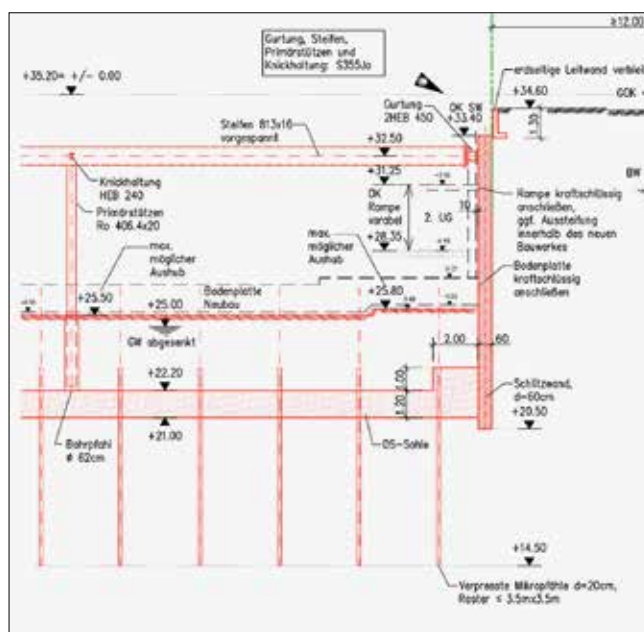
Hladina podzemní vody (HPV) leží cca od 3,5 m pod terénem a kolísá jen velmi mírně. Základové poměry jsou tedy značně homogenní, ale s ohledem na HPV a propustné podloží s nižší ulehlostí písků pro zakládání stavby složité.

Na pozemku bylo také známé ekologické znečištění uhlovodíky a jejich deriváty vyšších řádů až do hloubky 8 m pod terénem. To nesmělo být stavební činností uvedeno do pohybu a muselo být za pomoci velkoprofilových vrtů spolu s kontaminovanou zemínou před začátkem stavební činnosti odstraněno.

Práce speciálního zakládání

Realizace založení a pažení stavby probíhaly za použití vlastní techniky (trysková injektáž; zemní kotvy), nasazení subdodavatelů (zemní práce; čerpací práce; štetovnice; ocelové rozpěrné konstrukce) a především za značné po-

moci společnosti Zakládání staveb, a. s. (podzemní stěny; pilotové založení; trysková injektáž; zemní kotvy). Větší z projektů, stavební jáma MK1, je určená pro administrativní komplex se 2 podzemními a 8 nadzemními podlažími. Těsněná stavební jáma o ploše 2800 m² a hloubce 9 m sestává z 3000 m² obvodových podzemních stěn tl. 60 cm; monobloku tryskové injektáže o objemu 3500 m³; tahových mikropilot/pramencových kotev a také předepnutých rozpěr o maximální délce 45 m a celkové hmotnosti přes 230 tun. Menší z projektů, stavební jáma MK2, je určená pro sdílenou jednopodlažní podzemní garáž a hotel o půdorysné ploše 1400 m². Pažící konstrukce sestávají z kombinace záporového pažení (mělká část)



Typický řez pažící konstrukcí MK1 podél drážního viaduktu (řez MK1/1)



Štětové stěny na MK2 byly z důvodu omezení sedání vibrovány pouze částečně, zbytek byl vtlačován. Na obrázku je ABI-Press HPZ 500-720 (4 x 800 kN) na nosiči TM 13/16 SL se 4 ks Z štětovnic (ESZ 18-700) o délce 12,40 m.

a těsně, jednou kotvené štětovnicové jámy se dnem z tryskové injektáže. Hloubka výkopu je 4 až 6 m. V oblasti záporového pažení je po dobu realizace základové desky plánováno lokální snížení hladiny podzemní vody o 1,0 m na ploše 1200 m². K tomu je třeba čerpacího výkonu ~ 100 m³/h. Založení je uvažováno jako kombinace systému plošného (základová deska) a hlubinného (vrtané piloty) s částečným rozkročením přes silniční tunel.

Kotvené/rozepržené podzemní stěny stavby MK1

Podzemní stěny tloušťky 60 cm byly realizovány lanovým drapákem Stein délky 2,8 m pod ochrannou pažicí suspenze z aktivovaného bentonitu IBECO B1. Lamely o délce 14 m byly realizovány jako trojzáběrové o maximální délce 7,8 m a směrem k viaduktu s ohledem na minimalizaci



Těžba podzemních stěn na MK1, provádění vrtaných pilot a tryskové injektáže podél drážního viaduktu

sedání potom jako jednozáběrové o délce 2,8 m. Podzemní stěny slouží pouze k dočasnému zajištění stavební jámy MK1 – s výjimkou dělicí stěny mezi pozemky MK1/MK2, která přebírá i funkci liniového základu a přenosu svislého zatížení ze základové desky MK2.

Pažicí konstrukce byla v úrovni cca 3 m pod terénem kotvena dočasnými až 6pramencovými kotvami a rozeprána 45 m dlouhými, dvakrát podepřenými rozpěrami o průměru 813x16 mm. Rozpěry, stejně jako kotvy, byly k redukci deformací ihned po zabudování a před dalším výkopem předepnuty (poněkud neobvykle) na 100 % předpokládané charakteristické horizontální síly (až 2,0 MN).

Z důvodu snížení rizika pro případ havárie/nětěsnosti stavební jámy došlo k rozdělení jámy MK1 na dvě poloviny pomocí jílocementové těsnicí stěny taktéž o šířce 60 cm.

Monitoring ukázal v průběhu stavby deformace podzemních stěn v rozsahu -0,6 cm až 2,0 cm a také periodické kolísání rozpěrných sil způsobené teplotními rozdíly. V důsledku kolísání teplot, slunečního záření a značné délky rozpěr tak byly zaznamenány cyklické horizontální deformace v hlavě pažení až o 0,5 cm.

Kotvené těsnění dna stavební jámy MK1

Těsnící dno stavební jámy bylo realizováno technologií tryskové injektáže (TI) v hloubce 14 m od terénu a navazovalo na patu podzemních stěn. Tato hloubka byla zvolena s ohledem na geologické poměry, a to nad vrstvou štěrko-písků s balvany, které by mohly značně negativně ovlivnit homogenitu tryskové injektáže. Vzhledem k relativně mělké poloze těsnění v konečné fázi výkopu, zbývající výšce nadloží 3,3 m a okolní hladině podzemní vody až 10 m nad tryskovou injektáží bylo potřeba monoblok zakotvit proti vztlakovým silám. K tomu účelu bylo dno kotveno celkem 237 ks GEWI-mikropilotami 40 mm s hloubkou vrtu až 20 m. Další funkcí takto vysoko položeného monobloku bylo také rozeprání pažicích konstrukcí pode dnem výkopu. Z tohoto důvodu byla deska TI po okrajích rozšířena z výšky 1,2 m na 2,2 m (klenbový efekt při rozpírání podzemních stěn). Samotný monoblok byl zhotoven paralelním nasazením dvou vrtných souprav (Cassagrande C7XP/ Liebherr LB16-JetGrouting) a při výrobě prvků TI o průměru 3,75 m a výšce 1,2 až 2,2 m bylo dosažováno špičkových výkonů až 32 sloupů (tedy 205 m³ zhotovené TI) za denní směnu!



Provádění podzemních stěn na MK1, pilotového založení na MK2 a zkušebních prvků tryskové injektáže



Realizace monobloku TI pomocí dvou vrtných souprav na MK1



Detail dvouúrovňové rozpěrné konstrukce MK1



Dokončovací práce a přípravy na předání stavební jámy MK1

S několikadenním odstupem byly osazovány GE-WI-mikropiloty pomocí soupravy Klemm 807-7. Nejednou tak dosahovala denní spotřeba cementu i více než 200 tun. Spolu s tím ruku v ruce jdoucí potřeba likvidace vyplaveného materiálu a další paralelní stavební činnosti představovaly v centru velkoměsta značnou logistickou výzvu. Realizaci zkušebních prvků TI i mikropilotového kotvení předcházela řada průkazných zkoušek potvrzujících dosažení požadované geometrie a pevnosti, ale také únosnosti kotevních prvků a také dostatečné spojení mezi monoblokem a dodatečně vrtanými mikropiloty. Při monitoringu bylo během výkopových prací měřeno zdvihání dna až o 33 mm. To lze dozajista považovat za běžný jev při odlehčování hrubozrnných zemin i při aktivaci nepředepnutých kotevních prvků. Přestože měřená deformace značně překročila hodnoty předpovídané pomocí MKP, neměla žádný vliv na kvalitu či funkčnost konstrukce.

Čerpací zkoušky a netěsnost tryskové injektáže u MK1

Než stavba dostane od příslušného úřadu povolení pro regulaci hladiny podzemní vody uvnitř stavební jámy a hloubení pod ustálenou HPV, je třeba dokázat dostatečnou těsnost vytvořených konstrukcí. V Berlíně je požadovaná těsnost 1,5 l/min na 1000 m² vnějších horizontálních i vertikálních konstrukcí pod HPV. Nadále nesmí při regulaci vodní hladiny uvnitř jámy docházet k nadměrnému snižování okolní HPV – běžně se povoluje cca 20 cm.

Za tímto účelem jsou prováděny několikadenní čerpací zkoušky s měřením průtoku z odběrných studní, sledování hladiny v průzkumných vrtech uvnitř jámy, ale i mimo až v okruhu několika stovek metrů. Dále je pečlivě prováděno vyhodnocování kvality vody jak čerpané, tak z okolních průzkumných vrtů s cílem zjistit, nedochází-li ke změně pohybu podzemních vod a tím například rozšiřování známých ekologických zatížení do okolí.

Jak již bylo výše zmíněno, byla jáma MK1 o velikosti 2800 m² pomocí jílocementové stěny rozdělena na dva hydraulicky oddělené celky. U prvního byla těsnost při snížení hladiny o 8 m prokázána bez větších potíží s ustáleným přítokem < 10 m³/h

(při velikosti stavební jámy by maximum odpovídalo 17 m³/h) a snížením hladiny přímo za pažící konstrukcí o maximálně 7 cm.

Větší potíže se ukázaly u druhé části, kde začala HPV mimo stavební jámu téměř okamžitě reagovat na provoz studní a monoblok TI se ukázal jako nedostatečně těsný. Proto musela být plocha o velikosti ~1400 m² během 2,5 týdne přetěsněna, čímž se nakonec dosáhlo snížení zbytkového přítoku z > 36 m³ (1. čerpací zkouška) na 8 m³ (opakovaná čerpací zkouška) a stavební proces mohl jen s minimálním zpožděním pokračovat.

Při sanačních pracích bylo zjištěno, že ve dvou oblastech nebyl dosažen požadovaný průměr sloupů TI. Přestože bylo vynaloženo značné úsilí k odhalení příčiny tohoto fenoménu a k prošetření byli přizváni další dva nezávislí znalci (z toho jeden je členem technické normativní komise mimo jiné pro TI), zůstala příčina neznámá. Jednoznačně mohla být po hloubkové analýze elektronických protokolů a inklinometrických měření každého vrtu vyloučena jak produkční chyba (nedodržení injekčních parametrů či postupů), tak poddimenzování injekčních parametrů (průměr zkušebních sloupů dosahoval až 4,0 m; pro zaručení kompaktního monobloku pak stačilo 3,5 m). Pravděpodobným vysvětlením tak může být geologická nehomogenita (vyšší ulehlost či podíl organických složek), která nebyla při geologickém průzkumu či samotné realizaci odhalena. A tak, přestože v Německu není zvykem přenášet tzv. geologické riziko na dodavatelskou firmu, proběhla sanace z důvodu nejasného původu vzniku kompletně na její náklady. Jedná se o další z ukázek vysoké rizikovitosti prací speciálního zakládání, kdy i při nejlepším vědomí a svědomí provádění prací může při realizaci dojít ke značným škodám.

Pilotové založení MK2 – původní návrh

Nejkomplikovanějším prvkem speciálního zakládání stavby MK2 bylo však pilotové založení sestávající z 82 vrtaných pilot o průměru 1,2 m a o celkové délce téměř 2 km.

Přes dvacet let provozu silničního tunelu ukázalo, že dilatační spáry mezi jednotlivými tunelovými bloky z vodonepropustného betonu jsou značně

náchylné k poškození vlivem nerovnoměrného sedání. Správce tunelu, který vede pod stavební parcelou MK2, tak kladl na projekt od počátku zvýšené požadavky. Vliv nové zástavby na deformace tunelu byl předem analyzován 3D MKP modelem a pro realizaci musela být přijata další opatření k minimalizaci sedání:

- Pažený vrt s vodním přetlakem > 1,5 m a předstihem pažení > 2,0 m pro zamezení vnikání zeminy a minimalizaci nakypření okolní zeminy.
- Omezení rychlosti vytahování vrtného nářadí na 0,2 m/s k předjetí pístového efektu a tím vtahování a nakypření okolní zeminy.
- Zamezení přítěžování tunelu přenosem sil z hloubkového založení. Jelikož některé piloty těsně přiléhají k ostění tunelu (~ 30 cm rozestup), mělo toho být dosaženo redukcí plášťového tření přilehlých pilot na prvních 8 m dříku piloty na hodnotu 35 kN/m². Únosnost piloty tak měla být dána především až vrstvami pode dnem tunelu.

Snížení plášťového tření mělo být dle návrhu investora dosaženo zabudováním dvouvrstvého geotextilního a fóliového obalu piloty. Funkčnost tohoto prototypu měla být na popud správce tunelu potvrzena statickou zatěžovací zkouškou v měřítku 1 : 1 až do 10 MN s určením průběhu normálové síly v dříku piloty a tím nepřímo plášťového tření v jednotlivých úsecích. Provedená zatěžovací zkouška ovšem nepřinesla požadovaný výsledek, a tak musel být za společného snažení investora a dodavatele nalezen nový systém pro redukci přenášení sil na tunelové těleso. Jako další nedostatek investora návrhu pilotového založení se ukázala neschopnost dodržet maximální povolené sedání tunelu během prací speciálního zakládání. Ten totiž již během realizace pilotového založení ve větší vzdálenosti od tunelu začal sedat, přestože při výrobě byla dodržena všechna výše uvedená opatření – již během této fáze byla zaznamenána svislá změna polohy tunelu až o 8 mm.

Hledání nového řešení – realizovaná varianta pilotového založení MK2

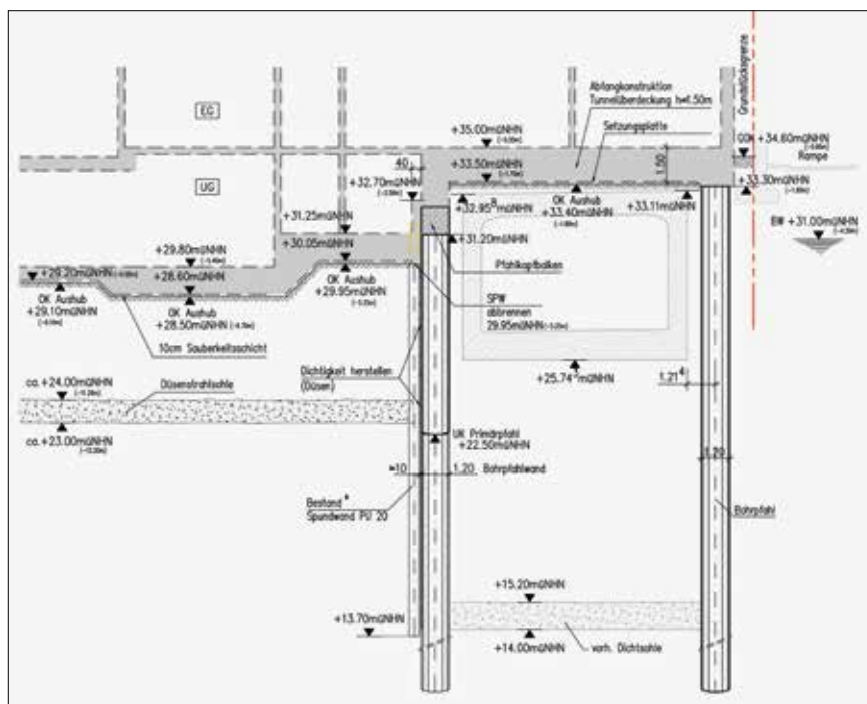
Při hledání alternativního řešení bylo provedeno mnoho in-situ pokusů, z nichž většina nakonec



Prototyp armokoše pro redukci plášťového tření piloty

nebyla správcem tunelu akceptována – ať už z důvodu nedostatečných referencí, neprokazatelné trvanlivosti řešení v horizontu desítek let či složitě a s přílišným rizikem spojené proveditelnosti. Jednou z vyloučených variant bylo vložení „štítu“ např. v podobě subtilní štětové stěny před stěnu tunelu, která by tak zabránila přímému přenosu sil. Další experimenty vedly k vytvoření bentonitové/jílocementové vrstvy buď kolem dřívku piloty, anebo mezi pilotami a tunelovou stěnou. Právě tyto však narazily na nemožnost prokázání dlouhodobě neměnného chování materiálu při kolísání HPV a s tím spojeného cyklického vysychání/saturace.

Pro zhotovení k tunelu přiléhajících pilot byla na konec k minimalizaci možného sedání zvolena technologie vrtání pilot pod bentonitovou pažicí suspenzí. K předejití pístového efektu musela být rychlost vytahování vrtného nářadí na prvních metrech omezena dokonce na 0,1 m/s. K zamezení faktoru lidské chyby byla vrtná souprava BG25 firmou Bauer dovybavena elektronickým řízením rychlosti a „tempomatem“ rychlosti vytahování. Obrázek strojířa pak byla non-stop přenášena prostřednictvím internetu na počítač stavebního dozoru. Nejdelší piloty průměru 1,2 m byly realizovány v délce 46 m!



STATICKÉ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY PILOT NA MOSTĚ SO 2203 RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACE R6

Pro projekt silniční estakády SO 2203 na rychlostní komunikaci R6, Řevničov – obchvat byly společností Zakládání staveb, a. s., provedeny dvě studijní statické zatěžovací zkoušky vrtaných nesystémových pilot. V článku popisujeme podrobně průběh a vyhodnocení zkoušek, které sloužily jako podklad pro návrh založení mostních podpěr.

Úvodní informace

Mostní objekt o pěti polích má rozpětí 30,0 + 3x40,0 + 30,0 m, celkovou délku 182,40 m a je tvořen dvěma paralelními mosty šířky 13,0 m, jimiž přechází přes hlubokou rokli, kde nivelata silnice na mostě je ve výšce až 25 m nad terénem. Monolitická předpjatá mostní konstrukce tvořená dvojtrámem výšky 2,50 m je v mírném půdorysném oblouku a ve spádu cca 2,88 % od opěry OP1 k opěře OP6. Silnice R6 před O1 je v násypu výšky až 7,0 m, za O6 pak v násypu podobné výšky. Opěry jsou tvořeny opěrnými zdmi se základovým pasem šířky 5,15 m a výšky 1,5 m a se závěrnou zídou. Na opěry navazují kolmá křídla. Pilíře jsou vetknuty do základových patek 7x9 m, výšky 2,30 m (P1 a P5), resp. 9,0x11,3 m, výšky 2,30 m (P3, P4) m. Opěry a pilíře mostu jsou založeny na vrtaných pilotách prof. 1200 mm proměnné délky od 10,0 do 14,0 m.

Geotechnické poměry na staveništi

Předkvartérní podloží na lokalitě je tvořeno karbonskými sedimenty s flyšovým uspořádáním, tj. jílovci, prachovci a pískovci týneckého souvrství, v různém stupni zpevnění, a naopak rozpuštění. Horninový masiv je výrazně porušen tektonikou a je rozdělen do bloků se vzájemným kerným posunem, jenž se projevuje možností vzniku sesuvů. Toto skalní/poloskalní podloží je překryto deluviálními sedimenty typu jílovitých hlín s úlomky podložních hornin a na dně údolí/rokle lze očekávat i fluvialní sedimenty malé mocnosti tvořené hlinitými písky a šterky. Na povrchu terénu je pak humózní hlína malé mocnosti a popř. i navážka.

Podzemní voda byla zastižena prakticky ve všech průzkumných vrtech, má několik horizontů odpovídajících propustnosti zastižených hornin a je mírně napjatá. To se ostatně projevuje zejména na dně údolí, kde došlo k přelivu podzemní vody z ohlubení průzkumných vrtů. Voda není agresivní vůči betonovým základovým konstrukcím – stupeň agresivity je XA1.

Přehledný podélný geotechnický profil stavenišť mostu je na obr. 1.

Zkušební piloty a sestava zatěžovací zkoušky

Zkušební piloty ZP3 i ZP4 byly navrženy jako modelové a jejich průměr byl tedy zmenšen v měřítku cca 1 : 0,75 na 880/800 mm, a to z důvodu nižších nákladů na obě

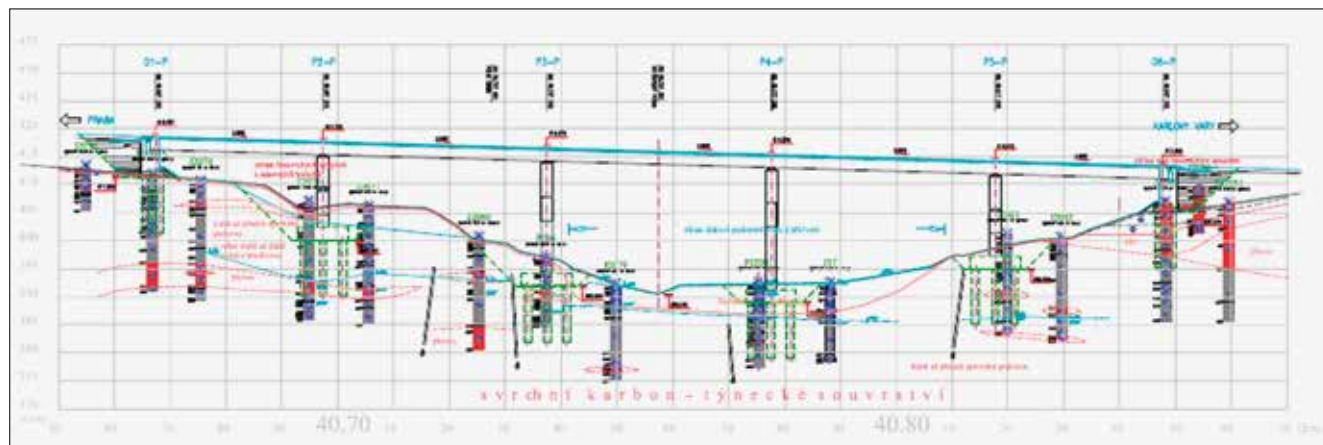
zkoušky, což je umožněno celkově menší velikostí maximální zkušební síly při zkoušce a zejména pak potřebou méně náročného kotvení zkušební mostu. Jelikož se jednalo o plně instrumentované zkušební piloty, kdy se počítalo s měřením průběhu normální síly s hloubkou piloty, byly příslušné výsledky získané zkouškou přepočteny na průměry pilot systémových, neboť v realizačním projektu zakládání se počítalo s průměry pilot 1180/1100 mm. Uvedené řešení je osvědčené, obecně přípustné a výhodné.

Situace s umístěním zkušebních pilot je na obr. 2., hlavní parametry zkušebních pilot a kotveního systému jsou přehledně uvedeny v tabulce 1.

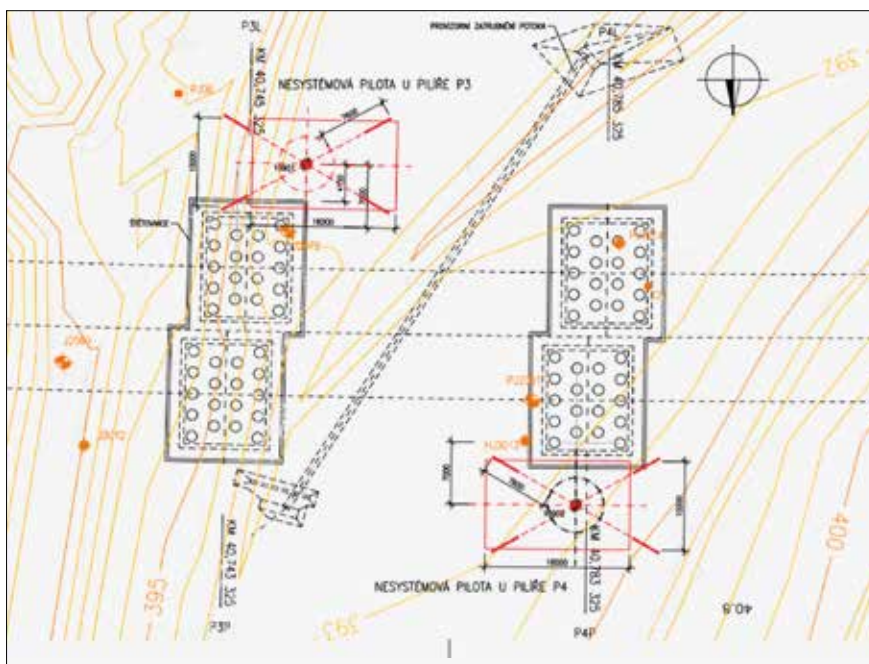
Pro podrobné stanovení průběhu mezní zatěžovací křivky a separaci pláštového tření

Parametr piloty	ZP3	ZP4
Průměr zapažené části dřívku piloty [mm] a její délka [m]	880/9,50	880/11,50
Průměr nezapažené části dřívku piloty [mm] a její délka [m]	800/6,00	800/8,50
Celková délka piloty [m]	16,20	20,20
Délka piloty v zemi [m]	16,00	20,00
Datum provedení zkušební piloty	12. 4. 2018	11. 4. 2018
Kvalita betonu	C 25/30 XA1	C 25/30 XA1
Kóta pracovní plošiny pro pilotu [m n. m.]	394,50	395,00
Kóta hlav systémových pilot na přísl. pilíři [m n. m.]	394,00	388,80
Datum provedení zatěžovací zkoušky	14.–15. 5. 2018	15.–16. 5. 2018
Typ a počet kotev pro ukotvení zkuš. mostu	6xLp 15,7/ 4 ks	6xLp 15,7/ 4 ks
Délka kotev (kořen + volná délka = celk. délka)	8,0 + 10,0 = 18,0	8,0 + 10,0 = 18,0

Tabulka 1: Hlavní parametry zkušebních pilot



Obr. 1: Přehledný podélný geotechnický profil stavenišť mostu



Obr. 2: Situace mimosystémových, modelových zkušebních pilot

v jednotlivých vrstvách zemin a hornin a stanovení napětí na patě piloty pro jednotlivé zatěžovací stupně byla navržena instrumentace zkušebních pilot pomocí strunových tenzometrů, kterými lze měřit normálové napětí v betonovém dířku piloty v příslušném průřezu piloty, v němž je tenzometr osazen. Ve zkušebních pilotách ZP3 a ZP4 byla navržena instrumentace v pěti po výšce rozdělených průřezech, a to:

ZP3	ZP4
– 1. průřez v hl. 0,30 m pod terénem,	– 1. průřez v hl. 0,30 m pod terénem,
– 2. průřez v hl. 5,00 m pod terénem,	– 2. průřez v hl. 6,20 m pod terénem,
– 3. průřez v hl. 9,00 m pod terénem,	– 3. průřez v hl. 11,00 m pod terénem,
– 4. průřez v hl. 12,50 m pod terénem,	– 4. průřez v hl. 15,50 m pod terénem,
– 5. průřez v hl. 15,70 m pod terénem,	– 5. průřez v hl. 19,70 m pod terénem.

Pro kontrolu měření byly v každém průřezu osazeny dva strunové tenzometry Geokon, jež byly ve svislé poloze navázány na betonářskou výztuž příslušné piloty (obr. 3). Od každého tenzometru byl vyveden označený kabel. Veškerá montáž měřicích prvků byla provedena na staveništi před osazením armokoše a takto připravený armokoš byl vcelku osazen do vrtu těsně před jeho betonáží.



Obr. 3: Instalace strunových tenzometrů na armokoš piloty

Pro studijní statickou zatěžovací zkoušku s postupně rostoucím zatížením bylo využito zkušebního ocelového mostu typu „hříbek“ s maximální zatížitelností 15 MN, kterým disponuje Zakládání staveb, a. s., (obr. 4). Reakce od zkušební síly převzaly dočasné pramencové kotvy 6xLp 15,7 mm, jež byly realizovány ze stejné pracovní plošiny jako zkušební piloty. Návrtné body těchto kotev byly rozmístěny na obvody kružnice



Obr. 4: Zkušební ocelový most kotvený předpjatými horninovými kótami

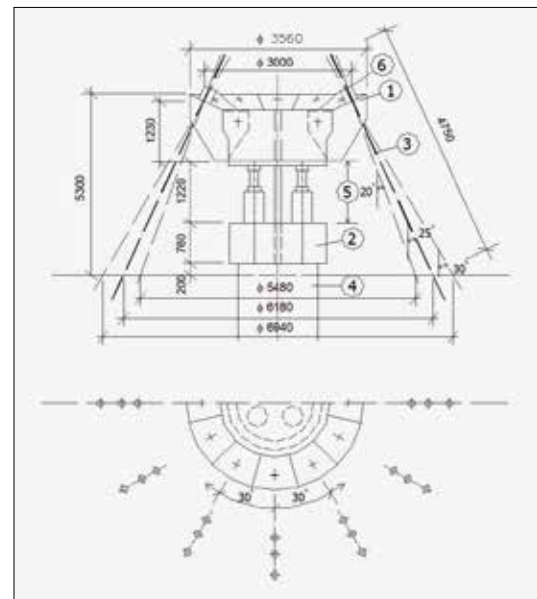
o průměru 6180 mm se středem v ose zkušební piloty, a to v poloze dle obr. 2 tak, aby nekolidovaly s umístěním pilot systémových. Jednalo se tedy vždy o 4 ks kotev celkové délky v základové půdě 18,0 m s kořenem délky 8,0 m.

Průběh a vyhodnocení statických zatěžovacích zkoušek

Statické zatěžovací zkoušky na obou zkušebních pilotách byly navrženy pro maximální zatížení o velikosti $P = 4,0$ MN. Na tuto sílu bylo dimenzováno vlastní kotvení zkušebního mostu pomocí 4 ks dočasných pramencových kotev 6xLp 15,7 mm, délky 18,0 m. Geotechnický profil ve zkušebních pilotách ZP3 a ZP4 je v tabulce 2, přičemž v obou případech odpovídá předpokladům projektu.

Statická zatěžovací zkouška piloty ZP3 proběhla řádně dle projektu, při zkoušce nebylo dosaženo ani zatížení mezního (odpovídajícího 10 % průměru paty piloty), ani zatížení směrného (odpovídajícího sedání hlavy piloty 25 mm), neboť největší sedání při maximálním zatížení $P = 4,0$ MN činilo pouze 3,25 mm a sedání trvalé po odlehčení pak 1,45 mm, což odpovídá 44,6 %. Pružná deformace při tomto maximálním zatěžovacím stupni činila 1,80 mm, což odpovídá 55,4 %. Výsledky měření vztahu mezi zatížením a sedáním jsou na obr. 5.

Tenzometrická měření se uskutečnila v celém průběhu zkoušky, kdy všechny tenzometry byly funkční a poskytly měřené velikosti poměrného přetvoření, jež bylo přepočítáno na velikosti normálního napětí v betonovém dířku piloty, přičemž rozptýl výsledků jejich měření v průběhu zkoušky je zcela přijatelný. Zjednodušený výstup z tenzometrického měření je na obr. 6.



Zkušební pilota	ZP3	ZP4
Kóta hlavy	394,50 = 0,0	395,00 = 0,0
Geol. profil	0,0–2,0: navážka hlinitokamenitá	0,0–1,5: navážka hlinitokamenitá
	2,0–5,0: hlína písčitá, tuhá	1,5–3,0: hlína písčitá, tuhá, štěrkovitá
	5,0–7,0: hlína jílovotopísčitá, pevná	3,0–4,0: hlína jílovotopísčitá, pevná
	7,0–10,0: pískovec rozpadlý (R6)	4,0–8,0: písek jílovitý
	10,0–14,5: pískovec zvětralý (R5)	8,0–10,0: pískovec rozpadlý (R6)
	14,5–16,0: pískovec (R4)	10,0–19,0: pískovec zvětralý (R5)
		19,0–20,0: pískovec (R4)
Hpv	11,0 m	3,0 m

Tabulka 2: Geotechnický profil zkušebními pilotami ZP3 a ZP4

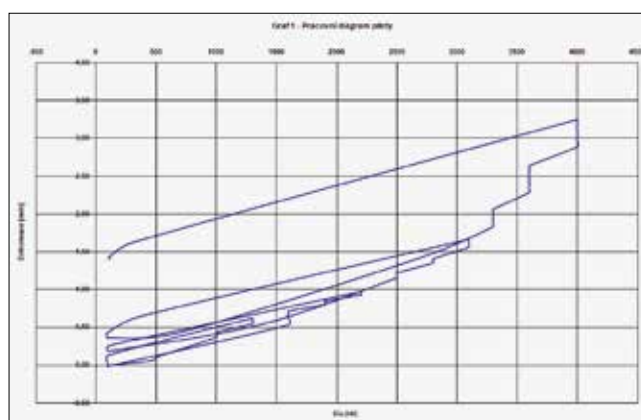
Grafické znázornění průběhu plášťového tření q_{si} [kPa] podél dřívku piloty v závislosti na sedání hlavy piloty s [mm] je na obr. 7, a to pro následující úrovně:

- q_{s1} pro hl. 0,0–5,00 m,
- q_{s2} pro hl. 5,00–9,00 m,
- q_{s3} pro hl. 9,00–12,50 m,
- q_{s4} pro hl. 12,5–16,00 m.

Grafické znázornění průběhu napětí v patě piloty q_0 [kPa] v závislosti na sedání hlavy piloty je na obr. 8.

Z příslušných grafů vyplývá, že průběh velikosti tření na plášti má zcela standardní charakter v rámci celé délky piloty. Absolutní

hodnoty q_{si} odpovídají velikostem dle autora programu pro výpočet mezní zatěžovací křivky. Průběh napětí na patě má opět zcela



Obr. 5: Pracovní diagram zkušební piloty ZP3

standardní tvar – zhruba lineárně rostoucí v oboru dosažených deformací, jež jsou však velmi malé, a únosnost piloty není samozřejmě zdaleka využita.

Přepočtená charakteristická únosnost systémové piloty prof. 1180/1100 mm, dl.

11,50 m (od úrovně hlavy piloty 289,95 m n. m.) s vetknutím na délku

$t_{\min} = 5,00$ m do navětralých pískovců tř.

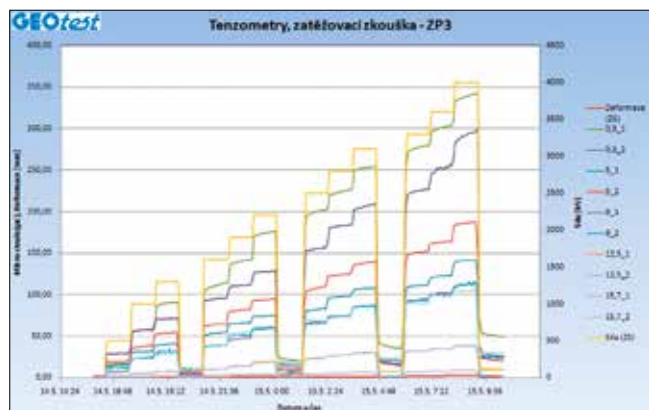
R5/R4 vychází pak pro sedání $s = 5,0$ mm:

$R_{k,5} = 3304$ kN.

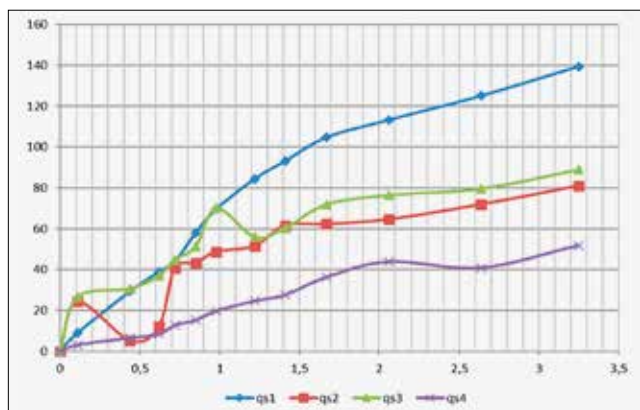
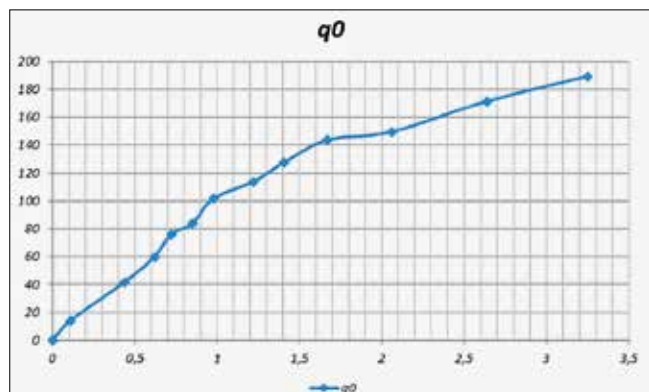
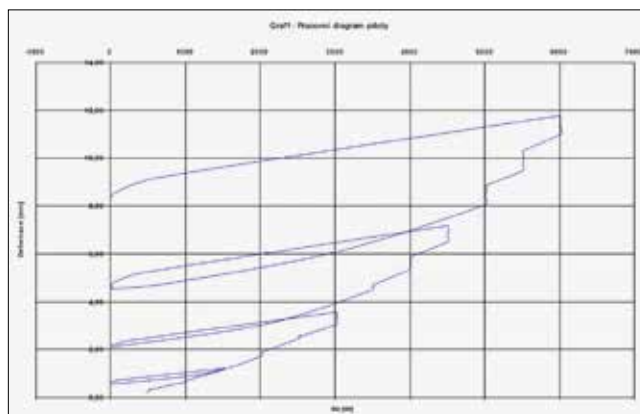
Pérová konstanta pro výpočet sedání skupiny pilot se zohledněním skupinového účinku v rozsahu sedání 0–10 mm: $C = 265$ MN/m.

Přibližné stanovení charakteristické únosnosti osamělé piloty pro sedání $s = 10$ mm vede k hodnotě: $R_{k,10} = 5048$ kN.

Rovněž tak statická zatěžovací zkouška piloty ZP4 proběhla řádně dle projektu, při zkoušce nebylo dosaženo zatížení mezního ani zatížení směrného, neboť největší sedání při maximálním zatížení $P = 3,6$ MN činilo 4,21 mm a sedání trvalé po odlehčení pak 1,23 mm, což odpovídá 29,2 %. Pružná deformace při tomto maximálním zatěžovacím stupni činila 2,98 mm, což odpovídá 70,8 %. Výsledky měření vztahu mezi zatížením a sedáním jsou na obr. 9. Při nastavení posledního



Obr. 6: Znáznornění tenzometrických měření na zkoušce piloty ZP3

Obr. 7: Průběhy plášťového tření q_{si} [kPa] v závislosti na sedání hlavy piloty s [mm] pro jednotlivé dílčí úseky pláště pilotyObr. 8: Průběh napětí na patě piloty q_0 [kPa] v závislosti na sedání hlavy piloty s [mm]

Obr. 9: Pracovní diagram zkušební piloty ZP4

zatěžovacího stupně $P = 4,0$ MN došlo k destrukci jedné z kotev stabilizujících zatěžovací most a zkouška musela být na stupni $P = 3,6$ MN ukončena.

Z provedených výpočtů a grafů vyplývá, že průběh velikosti tření na plášti má zcela standardní charakter v rámci celé délky piloty. Absolutní hodnoty q_{si} odpovídají velikostem dle programu pro výpočet mezní zatěžovací křivky. Projekt počítal na nejbližším pilíři P4 s vrtnými pilotami prof. 1180/1100 mm, avšak s úrovní hlav na 388,80 m n. m., tj. cca o 6,20 m níže, než odpovídá zkušební pilotě ZP4. Byl tedy proveden přepočít výsledků statické zatěžovací zkoušky zkušební piloty ZP4 dle následujícího zadání:

- průměr piloty bude 1180 mm (pažená délka 4,80 m) a 1100 mm (nepažená délka 8,20 m), celková délka piloty systémové bude $L = 13,00$ m,
- předpokládané sedání v hlavě osamělé piloty $s = 5,00$ mm.

Charakteristická únosnost systémové piloty prof. 1180/1100 mm, dl. 13,00 m (od úrovně hlavy piloty 388,80 m n. m.) s vetknutím na délku $t_{min} = 5,00$ m do navětralých písčinců tř. R5/R4: $R_{k,5} = 4142$ kN.

Pérová konstanta pro výpočet sedání skupiny pilot se zohledněním skupinového účinku

v rozsahu sedání 0–10 mm: $C = 330$ MN/m. Přibližné stanovení charakteristické únosnosti osamělé piloty pro sedání $s = 10$ mm vede k hodnotě: $R_{k,10} = 6080$ kN.

Závěr

Výsledky studijních modelových statických zatěžovacích zkoušek mimosystémových pilot ZP3 a ZP4 na staveništi mostu SO 2203 na silnici R6 Řevničov – obchvat prokázaly standardní až mírně nadstandardní chování pilot v rámci celého plánovaného zatížení 0–4,0 (resp. 3,6) MN, kdy deformace dosahly velikosti do 3,25 mm, resp. 4,21 mm, tedy sedání modelových pilot je velmi malé. Instrumentované zatěžovací zkoušky ukázaly následující skutečnosti:

- pilota ZP3 přenáší své zatížení v podstatě pouze třením na plášti, které roste s deformací a dosahuje svých očekávaných velikostí (koeficient přenosu zatížení do paty piloty $\beta = 0,024$), nicméně limitní velikost napětí

na plášti piloty ve všech zastižených vrstvách základové půdy nebylo při sedání odpovídajícím max. síle 4,00 MN při zkoušce dosaženo; – pilota ZP4 přenáší rovněž větší část svého zatížení třením na plášti, které roste s deformací a dosahuje svých očekávaných velikostí, nicméně zde je již významější přenosu patou (koeficient přenosu zatížení do paty piloty $\beta = 0,244$), limitní velikost napětí na plášti piloty ve všech zastižených vrstvách základové půdy nebylo při sedání odpovídajícím max. síle 3,60 MN při zkoušce dosaženo; – v případě zatěžovací zkoušky zkušební piloty ZP4 došlo při postupném nastavení posledního zatěžovacího stupně při síle cca 3,9 MN ke ztrátě vnější únosnosti jedné z kotev zatěžovacího mostu a zkouška musela být ukončena, přičemž původně plánovaný poslední zatěžovací stupeň 4,0 MN nebylo možné uskutečnit, nicméně výsledky zkoušky nebyly nijak narušeny.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., ČVUT Praha, Fakulta stavební

Static Loading Tests on Piles of the Bridge SO 2203 of a Road for High-speed Traffic R6

Two study static loading tests on bored non-systemic piles by means of a load bridge were conducted by the company Zakládání staveb, a. s. for the project of a road scaffold bridge SO 2203 on the road for high-speed traffic R6, Řevničov – bypass. The article describes in detail the course and evaluation of the tests on the basis of which foundation of the bridge piers was designed.

ZAKLÁDÁNÍ

Odborný časopis o všem podstatném a aktuálním v oboru speciálního zakládání staveb

HLUBOKÉ STAVEBNÍ JÁMY - LINIOVÉ STAVBY V MĚSTSKÉM PROSTŘEDÍ - STAVBY NA VODNÍCH TOCÍCH - PRESTIŽNÍ ZAHRANIČNÍ STAVBY - HISTORIE OBORU



Vydává:
ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, A. S.,
K Jezu 1, Praha 4, 143 01
tel: 244 004 111,
www.zakladani.cz





Intenzivní nasazení strojů při zakládání mostu SO 2203

STAVBA R6 (D6) ŘEVNIČOV, OBCHVAT, SANACE AKTIVNÍHO SESUVU U MOSTU SO 2203

Stavební úsek komunikace R6 (D6) Řevničov, obchvat, v km 37,550–41,750 se skládá celkem z 66 stavebních objektů a je zajímavý množstvím různorodých stavebních konstrukcí a opatření, vycházejících jednak z morfologie terénu, jednak z podmínek místní komunikační sítě. Největším a nejkomplikovanějším objektem na tomto úseku je most SO 2203, založený na velkopřůměrových pilotách. Zjištěný výskyt aktivního sesuvu v krajním poli tohoto mostu vedl k návrhu sanačních opatření – dvou pilotových stěn u mostních pilířů – a vzhledem ke vzniklému zpoždění měl vliv i na volbu rychlejší technologie výstavby nosné konstrukce mostu.

Stavební úsek dálnice R6 (D6) Řevničov, obchvat, km 37,550–41,750, bude nahrazovat současnou silnici první třídy I/6, která spojuje Prahu s Karlovými Vary, Chebem a dále s hraničními přechody do Německa. Nový úsek je veden ve zvlněném až pahorkatém terénu, v jehož podloží jsou jílovce a pískovce. Stavba probíhá v katastrech obcí Řevničov a Krušovice. Komunikace nového úseku dálnice je navržena v kategorii D25,5/100. Konstrukce vozovky je v celé délce asfaltová ve skladbě VMT 22, 20/30, ACL 22S a obrusná vrstva z SMA 11S. Společnost R6 Řevničov, obchvat (sdružení firem

Metrostav – Eurovia – Swietelsky) převzalo staveniště od objednatele ŘSD ČR 20. 2. 2018 a do provozu má být silnice uvedena k 20. 12. 2020. Celé dílo včetně veškerých smluvních dokladů bude investorovi předáno do 20. 6. 2021.

V rámci stavby je nutné provést přeložky polních cest, částečnou přeložku potoka, kabelových vedení VN a přeložení několika úseků dvou silnic I. třídy I/6 a I/16. Z hlavních stavebních objektů můžeme uvést mimoúrovňovou křižovatku MÚK Řevničov, retenční nádrž, protihlukové stěny, opěrné zdi zajišťující stabilitu násypových těles v oblasti

umístění sedimentačních nádrží, celkem 7 mostů a zajištění velkého zářezu „Z4“ pomocí kotvených pilotových stěn, kde bude vytěženo přes 180 tis. m³ skalních hornin. Čtyři z těchto mostů jsou založeny na velkopřůměrových pilotách. Z nich je největším a nejsložitějším „most přes rokli“ SO 2203“. Tento mostní objekt je tvořen dvěma samostatnými mosty a je založen na 208 velkopřůměrových pilotách. Jeho spodní stavbu tvoří čtyři opěry a osm pilířů o pěti polích s rozpětím 30 + 40 + 40 + 40 + 30 m s celkovou délkou 182,4 m a s mohutnou hlavou ve tvaru „V“, dosahující výšky nad terénem



Pilotové zakládání pilířů a opěry mostu SO 2203, vlevo část beraněné jámy pro pažení základu pilíře P5

23 m. Nosnou konstrukci tvoří spojitý žlb. monolitický nosník s dodatečným předpětím ve tvaru dvojtrámu.

Sanační opatření

Trasa dálnice je vedena v úseku kolem Krušovic v blízkosti oblastí s potenciálními sesuvy a v místě mostu SO 2203 vede přímo přes úseky možných svahových deformací se složitými hydrogeologickými podmínkami s napjatou hladinou spodní vody. V roce 2017 byla na žádost Ředitelství silnic a dálnic vyhotovena Ústavem struktury a mechaniky hornin AV ČR, v. v. i., a Českou geologickou službou podrobná *Analýza plánovaných úseků dálnic a silnic I. tříd a jejich možného ohrožení svahovými deformacemi*. Tato Analýza zahrnovala také stavbu R6 (D6) Řevničov, obchvat, přičemž na levém břehu Krušovického potoka pod pražskou opěrou mostu SO 2203 identifikovala aktivní sesuv. Jelikož zadávací dokumentace byla zpracována před zpracováním výše zmíněné Analýzy, nebyly uvedené skutečnosti ohledně zjištěného aktivního sesuvu PDPS v době jejího vytváření k dispozici. Po obdržení informací ohledně výskytu aktivního sesuvu v krajním poli mostu SO 2203 byly dle požadavků projektanta mostu provedeny doplňující inklinometrické vrty. Po jejich vyhodnocení bylo nutné doplnit projekt o návrh



Obchvat Krušovic, zakládání mostu SO 2203, vpravo současně využívaná silnice I/6, na horizontu Řevničov, pohled k východu

sanace aktivního sesuvu, která zabrání obnovení jeho pohybů po celou dobu provozu stavby, a to ve stupni dokumentace PDPS. Následně objednatel, zastoupen správcem stavby, vydal pokyn ze dne 19. 9. 2018, kterým nařídil zhotoviteli provedení výše uvedených sanačních opatření na základě doplněné PDPS. Zhotovitel ve spolupráci s dodavatelem hlubinného založení mostu, firmou Zakládání staveb, a. s., provedl odpovídající úpravu RDS tak, aby vlastní práce na sanačních opatřeních mohly být zahájeny co nejdříve. Ke stabilizaci sesuvu byly zhotoveny dvě pilotové stěny, které zároveň slouží jako pažení výkopu pro založení. U pilíře P2 se jedná

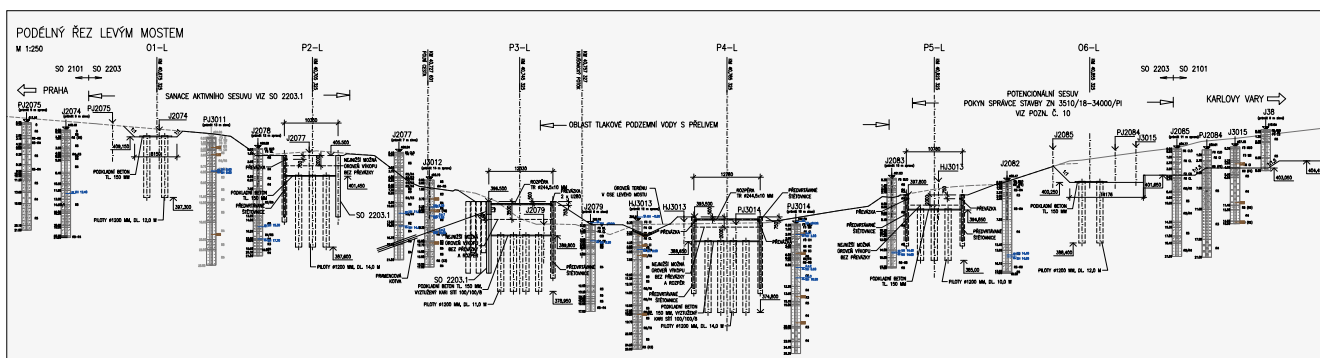
o pilotovou stěnu z pilot prům. 880 mm, dl. 12 m, tvořenou volně stojícími pilotami. U pilíře P3 se jedná o stěnu z převrtávaných pilot prům. 1180 mm, dl. 12 a 14 m. Obě pilotové stěny jsou vetknuty do vrstev zvětralých hornin R5/6. U této pilotové stěny jsou uprostřed a v krajích navržena celkem tři výstužná žebra z pěti kusů převrtaných pilot.

Úprava návrhu provedení nosné konstrukce mostu

Stavba mostu tedy díky výše popsaným komplikacím nabrala značné zpoždění v řádu několika měsíců ještě před vlastním zahájením. Přitom je jeho výstavba v harmonogramu



Na úseku R6 (D6) Řevničov, obchvat, bylo realizováno ještě několik dalších mostních objektů založených na velkopřůměrových pilotách. Jedním z nich byl most SO 2201 v blízkosti Řevničova.



Podélný řez založením levého mostu SO 2203

stavby komunikace R6 (D6) Řevničov, obchvat, na kritické cestě.

Na základě požadavku na minimalizaci zpoždění termínu zprovoznění ze strany správce stavby pak zhotovitel přeprojektoval návrh realizace nosné konstrukce mostu na odlišnou technologii výstavby, než s jakou bylo uvažováno v zadávací dokumentaci. Původně se počítalo s nasazením posuvné skruže s postupnou realizací jednotlivých polí. Aby bylo možné dodržet termín zprovoznění v roce 2020, musí však být realizován jak levý, tak pravý most najednou. Z prostorových a technologických důvodů byla zvolena pevná skruž v kombinaci PÍŽMO; prvky skruže Ulma. Pevná skruž také umožnila provádnout zásyp přechodových oblastí mostu ještě před dokončením výstavby nosné konstrukce, což značně zkracuje termín celkové výstavby mostu.

Tato změna měla za následek doplnění pilotážních prací o založení bárky mezi pilíři P3 a P4 na 32 ks pilot prům. 1180 mm.

Zahájení betonáže prvního pole mostu je plánováno na polovinu září 2019 a dokončení nosné konstrukce obou mostů je plánováno do konce zimy 2019/2020, což umožní zprovoznit stavbu k 20. 12. 2020.

Ing. Pavel Aksamiť, vedoucí projektu,
Metrostav, a. s.

Foto: Zakládání staveb, a. s., Libor Štěrbá

Název stavby: R6 (D6) Řevničov, obchvat

Objednatel stavby:

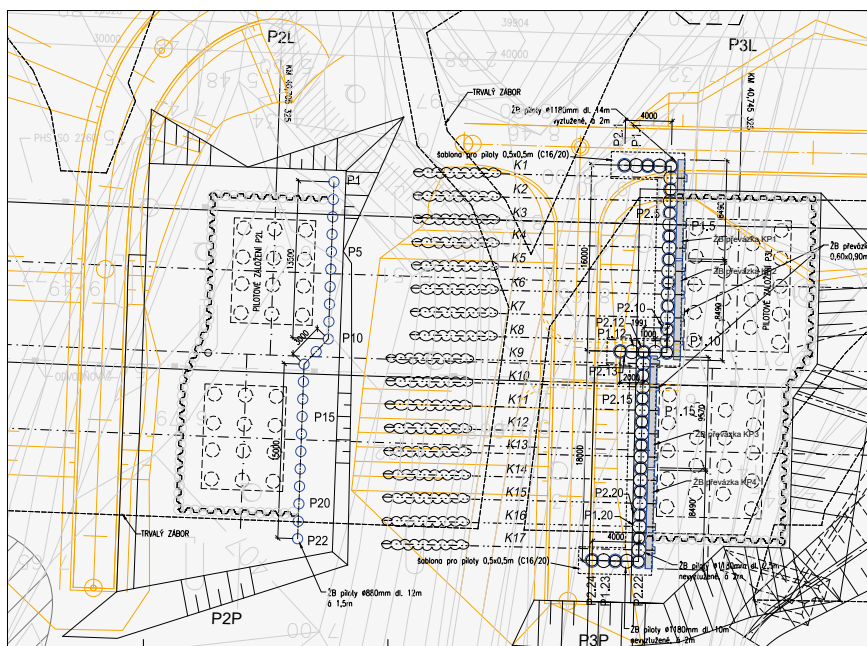
Ředitelství silnic a dálnic ČR

Zhotovitel dokumentace PDPS:

VPU DECO Praha, a. s.

Zhotovitel RDS: PUDIS, a. s.

Zhotovitel stavby: Společnost R6 Řevničov, obchvat Metrostav – Eurovia – Swietelsky
Speciální zakládání: Zakládání staveb, a. s.



Sanace sesuvu pomocí dvou pilotových stěn u pilířů P2 a P3



Pohled k západu na již vybudované pilíře P3, P4, P5 a opěru O6

Construction R6 (D6) Řevničov, Bypass, Rescue of an Active Land Slide at the Bridge SO 2203

The construction section of the road R6 (D6) Řevničov, bypass, at km 37,550–41,750 consists of 66 structures altogether and is interesting due to a number of varied building structures and measures, resulting from the ground morphology on the one hand and from conditions of local road network on the other. The bridge SO 2203, founded on large-diameter piles, represents the largest and most complicated structure in this section. A detected active land slide in the end field of this bridge led to the design of rescue measures – two pile walls at the bridge piers – and due to the resulting delay it also affected the choice of a faster construction technology for the bearing structure of the bridge.



POPISEK

PAŽENIE A TESNENIE STAVEBNEJ JAMY PODZEMNEJ KRUHOVEJ KRIŽOVATKY BRATISLAVA – MLYNSKÉ NIVY

Podzemná kruhová križovatka Bratislava – Mlynské nivy bude unikátnym podzemným dopravným dielom. Jeho účelom bude spájať ulicu Mlynské nivy, novú autobusovú Stanicu Nivy a objekty Twin City. Budovanie podzemnej križovatky bola zložitá úloha, ktorá vyžadovala vytvoriť stabilný a odvodnený priestor pod úrovňou terénu. Stavba bola výnimočná tým, že postupne bolo potrebné zrealizovať tri susediace stavebné jamy, budované v troch etapách, do ktorých sa postupne budovali monolitické konštrukcie podzemnej križovatky. Tento postup vyvolala potreba zabezpečiť najväčšiu možnú, aj keď obmedzenú, prejazdnosť dopravne vysoko zaťaženej ul. Mlynské nivy v širšom centre Bratislavy. Z vyššie uvedených dôvodov vzniklo pomerne unikátne riešenie postupného otvárania stavebných jám, kedy sa museli zosúladiť statické, ako aj tesniace parametre paženia. Pre zaistenie stavebných jám bola navrhnutá a realizovaná dočasná konštrukčná podzemná stena (KPS), kotvená pramencovými kotvami, rovnaká ako na susednej stavbe Stanica Nivy (Zakládání 4/2018).

Hĺbka stavebnej jamy je štandardne od 9,0 do 10,0 m (extrémne –12,5 m), čo predstavuje vyššie statické nároky na pažiacu konštrukciu. Stavebná jama ako celok mala tvar kosoštvorca. V smere rovnobežnom s ulicou Mlynské nivy bola jama tvarovaná tak, aby zabezpečila vybudovanie podzemnej stavby pre priamy prejazd cez podzemnú kruhovú križovatku. V priečnom smere bola tvarovaná tak, aby sa v podzemí zabezpečilo dopravné prepojenie s podzemnými garážami Twin City juh a autobusovou Stanicou Nivy na severe.

Postupným budovaním jednotlivých jám v súbehu s budovaním monolitických konštrukcií vznikali stavebné štádiá, ktoré zásadne viackrát menili statiku paženia vplyvom nevyhnutnej deaktivácie kotiev a nevyhnutného búrania častí paženia v stykových líniiach trojice stavebných jám. Navyše bolo potrebné zabezpečiť prepojenie podzemnej križovatky so susednými podzemnými priestormi novej autobusovej Stanice Nivy a objektmi Twin City. Dno všetkých stavebných jám sa nachádzalo pod hladinou podzemnej vody, čo bolo pri uvedených prácach potrebné veľmi pozorne

zhodnocovať pre zabezpečenie suchej stavebnej jamy.

Paženie všeobecne bolo navrhnuté tak, aby fungovalo počas výstavby ako dočasná konštrukcia v priebehu výstavby nadväzných stavebných konštrukcií. Aplikáciou správne navrhnutého paženia bola zabezpečená stabilita susediaceho stavebného fondu (objekty, komunikácie, terén). V priebehu užívania stavby potom preberá všetky statické, ako aj tesniace funkcie monolitická konštrukcia suterénu. Ochrana stavebnej jamy, pažiacia konštrukcia, je riešená pomocou záporovej steny s betónovou

výplňou, ktorú v nasledujúcom texte budeme nazývať konštrukčná podzemná stena (KPS). KPS je funkčná v súčinnosti s lanovými kotvami v dvoch úrovniach a predstavuje zvislú stenovú konštrukciu s pažiacou, ako aj tesniacou funkciou. V mieste kolízií s existujúcimi funkčnými podzemnými inžinierskymi sieťami bola KPS nahradená stenou z tryskovej injektáže ako statický a tesniaci prvok, ktorý zabezpečoval kontinuitu celého obvodu stavebnej jamy. Súčasne bol riešený aj čerpací systém vo forme umiestnenia a konštrukcie čerpacích a vsakovacích studní.

Predpokladom realizácie KPS bolo odstránenie nefunkčných nadzemných inžinierskych sietí a presné zameranie a vytýčenie existujúcich funkčných podzemných inžinierskych sietí.

Geologické a hydrogeologické pomery

Na geologickej stavbe územia sa podieľajú sedimenty kvartéru a neogénu.

Navážky: Na povrchu záujmového územia boli všetkými realizovanými prieskumnými sondami zistené 0,5 až 2,2 m hrubé vrstvy rôznorodých navážok /trieda Y/. Povrch územia bol čiastočne tvorený aj spevnenými asfaltovo-betónovými plochami, miestami v kombinácii so štrkom a makadamom, hrubými 0,1 až 0,4 m. Kvartérne zeminy: Pod vrstvami navážok sa nachádzali pôvodné súdržné a piesčité zeminy. Hrúbka tohto súvrstvia bola značne premenlivá. Zastúpené boli premenlivo hrubými a navzájom sa rôzne striedajúcimi polohami ílov piesčitých tuhej až mäkkej konzistencie, hĺn, ílov a jemno až strednozrnnými pieskami hliníťmi /trieda SM/ s výplňou tuhej konzistencie. Od hĺbky 2,0 až 6,4 m, t. j. od úrovne cca 131,2 až 134,7 m n. m., bolo prieskumnými sondami zistené súvrstvie hnedosivých a sivých, lokálne žltosivých, hrdzavosivých a tmavosivých štrkov zle zrných /trieda GP/. V rámci celého súvrstvia sa nepravidelne striedali polohy obsahujúce drobnejšie valúny do fr. 1–3 cm, ojedinále do 5–8 cm a polohy s väčšími valúmi do fr. 1–3–5 cm, ojedinále do 8–12 cm. Na báze tohto súvrstvia, tesne nad neogénnym podložíom, boli v niektorých sondách zistené aj balvanité štrky s valúmi ojedinále do fr. 15–25 cm.

Neogénne sedimenty: Boli zistené všetkými realizovanými, ako aj prevzatými prieskumnými sondami, a to v značne premenlivej hĺbke pod terénom, od hĺbky 10,6 až 15,9 m, t. j. od úrovne cca 120,8 až 126,1 m n. m.. Tvorené boli premenlivo hrubými a nepravidelne sa striedajúcimi vrstvami piesčitých a súdržných zemín, ktoré sa v rámci záujmového územia, do hĺbky realizácie prieskumných sond, vyskytovali približne v rovnakom vzájomnom pomere.

Hydrogeologické pomery: Všetkými prieskumnými sondami bola zistená podzemná voda s voľnou hladinou, a to v závislosti od miesta a času realizácie konkrétnej sondy v hĺbke 5,5 až 6,2 m pod povrchom súčasného terénu,



Charakteristický pohľad zhora na 1. a 2. etapu podzemnej kruhovej križovatky s nevylúčenou hromadnou dopravou, počas realizácie KPS na 2. etape. Na 1. etape boli v tom čase práce špeciálneho zakladania už ukončené.

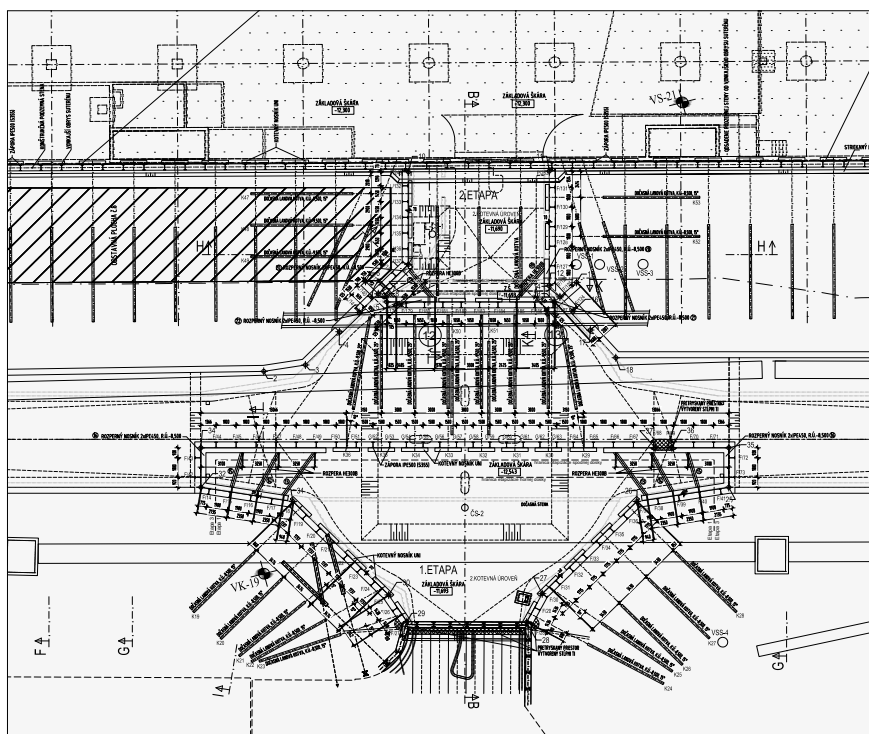
t. j. na kóte od 130,79 do 131,05 m n. m. Zistené úrovne odpovedajú po dobudovaní a sprevádzkovaní vodného diela na Dunaji približne priemerným vodným stavom.

Technické riešenie

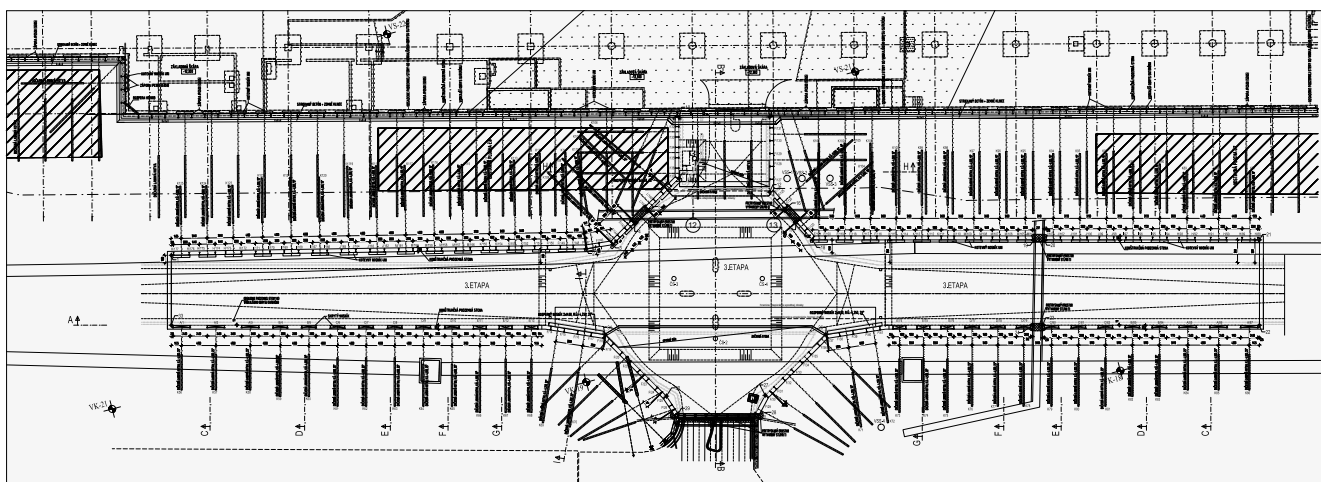
Pôvodný terén na ploche budúcej stavby bol v zásade vodorovný, pričom výškový rozdiel terénu bol od cca 136,70 do 137,20 m n. m. Projektovaná hĺbka stavebnej jamy je

premenlivá a najväčšia hĺbka výkopu je –12,50 m od $\pm 0,0$. Základové pomery staveniska, v zmysle STN 73 1001, možno z hľadiska ochrany stavebnej jamy hodnotiť ako zložité a stavbu definujeme ako náročnú konštrukciu. Navrhovanú základovú konštrukciu preto zaraďujeme do III. geotechnickej kategórie.

Bol predpoklad, že na ploche staveniska sa nachádzajú zvyšky funkčných aj nefunkčných



Pôdorys 1. kotevnej úrovne 1. a 2. etapy – paženie a tesnenie stavebnej jamy. Obrázok jasne poukazuje na zložitosť paženia v tom čase oddelených stavebných jám 1. a 2. etapy systémom KPS, dočasných kotiev a oceľových rozpiet.



Pôdorys 1. kotevnej úrovne 3. etapy – zlučenie 1., 2., a 3. etapy do jedného stavebného celku.

inžinierskych sietí, prípadne pôvodných základových a pivničných konštrukcií.

Výkop a stabilizácia stavebnej jamy boli realizované v nasledovnej postupnosti:

– Predvýkop: Výkopové práce boli zrealizované do jednotnej výškovej úrovne $-1,0$ m od $\pm 0,0$. Svah bol nechránený, s výnimkou krátkého úseku kontaktu so spojovacím podjazdom Twin City. Tu bola stabilita stien výkopu zabezpečená zemnými klincami a striekaným betónom.

– Čerpací systém: Z úrovne cca $-4,0$ m boli realizované čerpace studne a na pôvodnom teréne, mimo stavebnej jamy, boli realizované vsakovacie studne.

– Hlavný výkop: Výkopové práce z $-1,0$ m od $\pm 0,0$ na základovú škáru postupne, s viacerými technologickými prestávkami pre realizáciu studní a kotevnej sústavy vo viacerých úrovniach.

Stabilita stien výkopu bola zabezpečená pomocou zvislého záporového paženia – vyššie uvedenou konštrukčnou podzemnou stenou (KPS), pričom pre realizáciu bola použitá technológia podzemných stien.

Kotvy: Vzhľadom na hĺbku výkopu bolo paženie stabilizované zemnými kotvami v dvoch, resp. troch výškových úrovniach. Stojiská, ako plochy pre pozíciu betónovej pumpy, boli uvažované tesne na okraji paženia a na úrovni terénu. Ich stabilita bola zabezpečená predĺžením paženia až na úroveň terénu, čím sa v dotknutom úseku zvýšili statické nároky na paženie. Riešením bola jedna kotevná úroveň navyše. Paženiu bola prirúčená aj tesniaca funkcia.

– Základová škára: Bola potrebná lokálna výmena podlažia na plochách, kde sa nachádzal neogénny íl. Náhradným materiálom bol

zhrutnený štrkopiesok. Takto bolo možné základovú škáru odvodniť cez priepustný štrkopiesčitý materiál. Navyše, zvýšil sa deformačný modul základovej škáry.

– Základová doska: Realizácia základovej dosky bola vo viacerých fázach na kontakt alebo bez kontaktu s KPS. Základová doska bola využitá ako náhradný rozperný prvok po deaktivácii príľahlých kotiev. Doska musela byť vybudovaná v minimálnej šírke 30 m (paralelne s KPS) pre získanie dostatočne veľkej tretej plochy v základovej škáre. Takýto fragment dosky svojou hmotnosťou a trením fungoval ako rozpera KPS, po odopnutí spodných kotiev.

– Odopnutie spodných kotiev a odstránenie kotevných nosníkov a spodných rohových

rozpier. Základová doska sa realizovala v troch jamách etapovite, pričom všeobecne platilo, že doska nemôže byť dobetónovaná až ku KPS pre presahujúcu kotevnú výstuž. Za týchto okolností bolo potrebné, pred deaktiváciou príľahlých kotiev, zabezpečiť rozperný účinok fragmentov jednotlivých základových dosiek osadením dočasných vzpier medzi KPS a zrealizovanú časť dosky. Fragment dosky totiž nebol dostatočne masívny a hrozil posun dosky a strata stability KPS.

– Následná realizácia stavby podzemných monolitických konštrukcií v etapách I, II a III.

V ďalšom texte priblížime popis prác spoločný pre všetky etapy výstavby.



Pohľad na systém rozopretia konštrukčných podzemných stien pomocou oceľových rozpier v neprístupných miestach pre vrtnú súpravu.

PAŽENIE A TESNENIE

Predvýkop

V rámci prvej etapy zemných prác bolo vykonané zarovnanie terénu na $HTU=137,00$ m n. m. Samotný predvýkop bol znížený o 50 cm na $136,50$ m n. m. s nechránenými svahmi v sklone 1:1. Chránený predvýkop vo forme zemných klincov a striekaného betónu sa aplikoval len v nevyhnutnom rozsahu v kontaktnom úseku so susedným objektom – spojovacím podjazdom Twin City.

Paženie všeobecne

Na základe kritérií, uvedených predtým, bol spôsob ochrany stavebnej jamy navrhnutý nasledovne: Z nezabezpečeného svahovateho plytkého predvýkopu sa zrealizovala KPS jednotným technologickým postupom. KPS bola kotvená dvomi, resp. tromi radami dočasných zemných kotiev. Prakticky išlo o pažiacu konštrukciu, ktorá je však vystužená záporami. KPS predstavuje

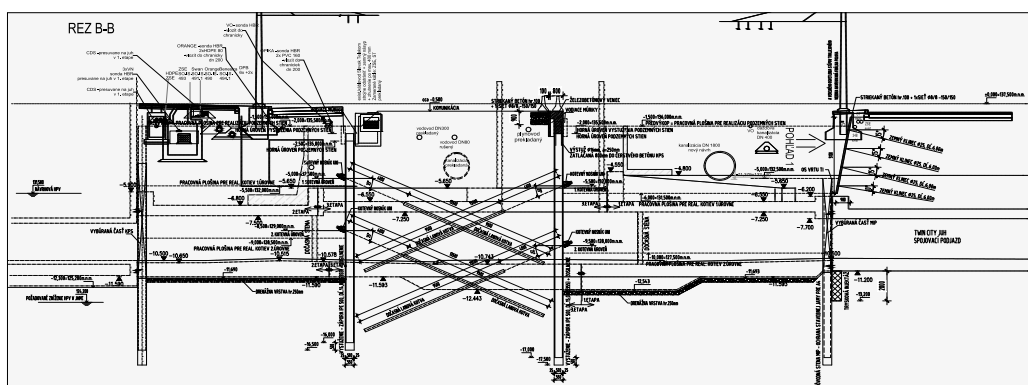
stenovú kontinuálnu konštrukciu hrúbky 500 mm, kde jednotlivé susediace lamely, vytvárajúce zvislé pracovné škáry, sú tesnené gumeným profilom systému Waterstop. Súčasťou statického systému paženia boli aj dočasné zemné kotvy, resp. rozperný rám. Počas realizácie kotiev prichádza prirodzene k postupnému výkopu stavebnej jamy. V priebehu výkopových prác sa odstraňovali známe, ale aj neznáme staré podzemné konštrukcie. Realizácia KPS umožnila výkop stavebnej jamy na projektovanú hĺbku a pod hladinu podzemnej vody so stabilizovaným príľahlým stavebným fondom. Súčasne má konštrukcia aj tesniacu funkciu. Napriek tomu bolo potrebné v jame zriadiť čerpací systém pre odvodnenie SJ a udržanie HPV na požadovaných úrovniach. Predpokladaný maximálny prítok pre všetky 3 etapy v hodnote 25–30 l/s vzhľadom na tesnosť KPS bol nižší – cca 15 l/s.

Vodiace múriky

Pre realizáciu KPS boli použité monolitické múriky v trase KPS. Pre presné trasovanie KPS bolo potrebné zabezpečiť predpísanú toleranciu systémovým riešením. Boli použité vodiace múriky monolitické, betónované na mieste. Múriky zabezpečujú okrem iného aj smerové a výškové vedenie KPS. Sú navrhnuté ako dvojica železobetónových stienok. Projektant stanovil smerový odchýlku do hodnoty $\pm 1,0$ cm. Tolerancia výškovej odchýlky bola stanovená do hodnoty $\pm 1,5$ cm.

Konštrukčná podzemná stena a jej vystrojenie

Trasa paženia bola navrhnutá tak, že toto vytváralo pri realizácii obvodových stien suterénu stratené debnenie. Jej skutočné líniové osadenie predurčuje budúcu geometriu vnútra stavebnej jamy, pričom hlavným prvkom trasovania steny sú spomínané vodiace múriky. KPS sa líniovo realizovala postupne, v súlade s rozmiestnením zápor. Záporné sa vkladali do každej lamely s čerstvou betónovou stenou ako sólo kusy alebo vo forme panelov (dvojica zápor so skrytým kotevným nosníkom). Päta vystuženej KPS bola zo statických dôvodov navrhnutá do hĺbky, ktorá prirodzene nezasahuje až do neogénneho prostredia s relatívne stabilným faktorom vodotesnosti – koeficientom filtrácie. Päta podzemnej steny bola z vyššie uvedeného dôvodu prehĺbená až do neogénneho prostredia so zahŕňaním prakticky v nepriepustných zeminách v minimálnej hodnote 1,0 m. Uvedené opatrenie významne znížilo prítoky do stavebnej jamy. Prienikom KPS do neogénu bude teda zabezpečené tesnenie stavebnej jamy voči podtekaniu v takej miere, že čerpanie vody zo stavebnej jamy bude na prijateľnej úrovni. KPS sa realizovala v súlade s STN EN 1538 „Vykonávanie špeciálnych geotechnických prác



Rez 1. a 2. etapu v plnej miere poukazuje na komplikovanosť systému paženia s vykreslením inžinierskych sietí, ktoré bolo nutné preložiť, respektíve uložiť do chráničiek. Obe stredové steny KPS s dočasnými kotvami boli počas výstavby 3. etapy postupne odstraňované.

– Podzemné steny“. Najdôležitejšími kritériami kvality podzemnej steny je ohybová únosnosť prierezu a geometria. Prvé kritérium znamená správne zhotovenie a osadenie výstuže a zabezpečenie súvislej neprerušovanej betonáže betónom predpísanej kvality. Druhé kritérium znamená disciplinované aplikovať technologické postupy tak, aby vznikla stena v projektovanej línii a s odchýlkami voči zvislej rovine v medziach normy. Pripomíname, že v zmysle STN EN 1538 Podzemné steny je dovolená odchýlka zrealizovanej PPS od zvislej roviny 1% z viditeľnej výšky, čo v našom prípade predstavovalo hodnotu 70 mm. K tejto hodnote bola pripočítaná povolená smerová tolerancia vodiacich stienok.

Pri presnom osadení HH KPS mohla vzniknúť daná odchýlka len na dne stavebnej jamy. Hĺbenie podzemnej steny bolo pod dozorom geológa tak, aby boli spoľahlivo dodržané podmienky utesnenia stavebnej jamy. Úroveň nepriepustného podložia bola takto priebežne kontrolovaná pri hĺbení KPS vizuálne, a to zmenou štruktúry ílovitej zeminu oproti nadložným štrkom, prípadne prechodom piesčitých šošoviek s neogénnou tlakovou vodou do ílov. Pri hĺbení KPS boli vedené presné záznamy o zaviazaní päty do nepriepustného neogénu, záznamy o hĺbke steny, vykonávali sa kontrolné skúšky priepustnosti neogénu. Výkop KPS sa realizoval drapákom dĺžky 2,8 m a bol stabilizovaný pažiacou suspenziou, ktorú bolo potrebné počas výkopu neustále dopĺňať do ryhy.

Výplň KPS tvoril betón, vystužený záporami, ktorý bol okrem pevnostných a protikorózných charakteristík definovaný aj ako vodotesný. Takáto železobetónová stena predstavuje prakticky nepriepustnú bariéru voči prítokom podzemnej vody. Hlavným nosným prvkom KPS sú ocelové záporné IPE 500 (S355), pričom reálna hrúbka KPS je 550 mm (nominálna hrúbka je 500 mm). Takto vzniklo limitné kritérium pre mohutnosť IPE profilu, a preto bolo potrebné jeho zosilnenie v kritickej zóne navařenou betonárskou výstužou pre zvýšenie únosnosti na ohybový moment. Dĺžky zápor boli stanovené v závislosti od statických

nárokov na vonkajšiu stabilitu paženia. Záporné boli do KPS osadzované vo forme panelov, tzn. do čerstvého betónu bola zabudovaná dvojica IPE profilov. V úsekoch bez skrytých kotevných nosníkov na 2. kotevnej úrovni boli záporné osadzované ako sólo kusy.

Trysková injektáž

Na stavbe boli navrhnuté dva typy tryskovej injektáže (TI):

Statická a tesniaca TI: súvisela so siedmimi kolíznymi bodmi v križovaní KPS – plynová prípojka v 1. etape, káble v trase 2. etapy + káblovod (dodatočne vybudovaný), kde bolo potrebné prerušiť KPS. Na týchto miestach boli navrhnuté dvojice stĺpov TI (plyn), respektíve dvojice stĺpov TI, ktoré sa vzájomne prekryvali a prekryvali aj konce KPS. Išlo o úsek dĺžky štandardného poľa medzi záporami, tak nebolo potrebné žiadne dodatočné kotvenie.

Tesniaca TI: Bola navrhnutá v styku KPS – Spojovací podjazd Twin City. Úlohou tejto TI



Pohľad zo stavebnej jamy Stanice Nivy na miesto napojenia s podzemnou kruhovou križovatkou v čase rozbiehania podzemnej steny – prepojenie oboch stavebných jam.



POPISEK

je utesniť predmetný styk počas otvorenia stavebnej jamy, riešenej v tomto projekte, ako aj v čase prepojovania monolitov medzi jednotlivými objektmi (základová doska a steny). Ide o vytvorenie tzv. šálu pod základovou škárou, ako aj vo vertikálnych rovinách, kde sa styka KPS s pôvodným pažením (technológia MIP – mixed in place). TI sa realizovala zvislými návrtními pozdĺž paženia MIP a tryskaním od základovej škáry smerom dole tak, aby sa vytvoril dostatočne objemný tryskaný, a tým aj tesniaci blok. Zvislá TI sa realizovala návrtními v styku KPS – MIP s dostatočne veľkým priemerom tryskaných stĺpov tak, aby boli zabezpečené tesniace účinky. V tomto prípade nemala TI statický účinok, čo znamená, že kocková pevnosť tryskaného materiálu nebola rozhodujúca.

Povrchová úprava paženia

Finálna úprava povrchu KPS, resp. TI bola, v prípade nerovností povrchu (zásah do svetlosti jamy), zarovnaná frézovaním povrchu steny.

Prepojenie základovej dosky III. etapy s doskami I. a II etapy

K odbúraníu stredových KPS došlo v stykových líniiach stavebných jám, nad úroveň základovej škáry. Na vzniknutých fragmentoch KPS boli osadené horizontálne stabilizačné vzpery, zabezpečujúce polohovú stabilitu dosiek I. a II. etapy voči posunu. Posun dosky bol rizikovým faktorom pre vysoké horizontálne sily po odopnutí spodných kotiev I. a II. etapy. Následne došlo k postupnému prepájaniu dosiek tak, že na vyššie uvedenom úseku sa odbúra fragment KPS až na základovú škáru a dosky sa prepojili výstužou a betonážou s tesnenými pracovnými škármi. Opakovaním procesu sa postupne dosky kompletne prepojili.

KOTVENIE

Zemné kotvy

Celý systém paženia funguje za účasti dvoch, resp. troch radov (odstavná plocha) dočasných zemných kotiev, ktoré boli ako zásadný prvok stability KPS navrhnuté po celom obvode stavebnej jamy. Druhá úroveň kotiev je vŕtaná pod HPV. Nultá úroveň kotiev bola navrhnutá len v úseku, kde bude vybudovaná na úrovni terénu odstavná plocha v tesnom dotyku s pažením.

Kotvenie bolo vyriešené tak, že na miestach kolízie s nadväznými konštrukciami je kotevná hlava zapustená do KPS. Na bezkolíznych miestach líniový účinok kotiev zabezpečujú UNI nosníky, ktoré zasahujú do stavebnej jamy (po vybudovaní základovej dosky sa odstránia). Takto sú hlavy kotiev prepojené do kotevných UNI nosníkov a zasahujú do príľahlej steny suterénu. Systém bol napočítaný tak, že po realizácii základovej dosky bolo možné tieto kotvy odopnúť a kolíznu časť hlavy kotiev a UNI nosníky odstrániť.

Boli navrhnuté lanové kotvy, zostavené zo 4 až 7 pramencov. Kotvy boli realizované po vybudovaní KPS z pracovných plošín na úrovni cca 0,5 m nižšie, ako je príslušná úroveň hláv kotiev.

Kotevné nosníky

Kotevné nosníky boli aplikované v pozíciách, ktoré neboli v kolízii s nadväznými konštrukciami. Štandardné umiestnenie kotiev bolo vždy v strede medzi záporami, tzn. v strede panela a v každom druhom záporovom poli. Znamená to, že pre líniový účinok kotevného systému postačovalo osadiť krátke kotevné nosníky UNI, vždy len cez každú druhú dvojicu zápor. Kotevný nosník je navrhnutý ako oceľová konštrukcia. Ide o oceľový nosník, zostavený z dvojice

valcovaných profilov s prechodkami pre kotvy, ktorý bol fixovaný zvarom na oceľové záporny. Nosník je umiestnený vždy bezkolízne so stropnou doskou. Po vybudovaní základovej dosky pod kotvením táto prevezme rozpernú funkciu kotevného systému a prah sa môže odstrániť. Predpokladom tejto operácie je predchádzajúca deaktivácia kotiev. Sklon kotiev voči horizontálnej rovine bol nerovnaký v hodnotách 15°, 20° a 25°. V niektorých prípadoch bol potrebný aj horizontálny odklon kotvy voči štandardnému kolmému smeru voči KPS.

Zemné lanové kotvy boli zhotovované a skúšané v súlade s ustanoveniami STN EN 1537 „Výkonávanie špeciálnych geotechnických prác – Injektované horninové kotvy“.

Odopnutím kotiev preberá ich funkciu základová doska ako rozpera KPS. Vzhľadom na veľkosť pôsobiacej horizontálnej sily od KPS bolo zabezpečenie stability častí základovej dosky I. a II. etapy pomocou oceľových dočasných vzpier, opretých priamo proti každej záporu voči základovej doske.

Rohové rozperry – rozperné rámy

V rámci celkového pôdorysu boli v štyroch pozíciách navrhnuté rozperné rámy, ktoré nahrádzajú kotvy. Ide o to, že v týchto pozíciách boli stiesnené podmienky pre realizáciu vrtov.

ČERPACÍ SYSTÉM

Znižovanie hladiny podzemnej vody

Pre plnohodnotnú funkčnosť stavebnej jamy bolo potrebné zriadenie čerpaceho systému pre zníženie a udržanie hladiny vody v jame pod úrovňou najhlbšieho výkopu. Vzhľadom na hydrogeologické pomery, ktoré klasifikujú zemné prostredie s výskytom súvislej hladiny podzemnej vody (viď IGH pomery – hydrogeológia), bola pažiacia konštrukcia vodotesná. Množstvo vody, pritekajúcej do jamy, je závislé aj od intenzity atmosférických zrážok. Malé množstvá vody môžu pritekať lokálne cez plochu pažiacu stenu, ako aj cez dno stavebnej jamy poruchami celistvosti nepriepustného neogénneho podlažia. Základová škára sa nachádzala v prostredí priepustných štrkov, ale aj neogénnych ílov. Aby zníženie hladiny vody fungovalo celoplošne, bolo potrebné realizovať výmenu ílovitého podlažia za hutnený štrkopiesok v hrúbke 250 mm. Táto vrstva funguje ako drenážny koberec v čase výstavby, v čase užívania diela ako spevnenie. Systém bol spúšťaný do prevádzky postupne v súlade s postupným otváraním stavebných jám. Celkový maximálny prítok bol na úrovni 10–15 l/s, v čase otvorenia všetkých troch stavebných jám.

Vsakovacie studne

Čerpaná voda bola vypúšťaná do určeného recipientu pomocou výtlačového rúrového, resp. flexibilného hadicového systému, ktorý

umožňoval jeho prekládku v priebehu budovania monolitov. Ako recipient je navrhnutá sústava štyroch vsakovacích studní. Dĺžku čerpania musí stanoviť statik. Ide o dostatočnú protiváhu časti hrubej stavby tak, aby bezpečne odolávala vztlakovým účinkom podzemnej vody.

Základová škára

Po realizácii a aktivácii kotevného systému v príslušnej stavebnej jame bol umožnený postupný výkop (z plošného hľadiska)

a tvarovanie základovej škáry podľa tvaru základovej dosky na konečnú hĺbku. Bolo potrebné zohľadniť požiadavky na úpravu základovej škáry zo strany geotechnika (lokálny drenážny koberec – čerpanie – odvodnenie) a statika základovej dosky (požadovaný deformáčny modul základovej škáry Edef2).

Záver

Trojica stavebných jám nebola nikdy vykopaná súčasne ako jedna otvorená stavebná

jama. Monolitické konštrukcie, ktoré sa dimenzovali na trvalý prenos zemných a hydraulických tlakov, sa budovali postupne a postupne sa vytrácala aj funkčnosť podzemných konštrukčných stien. Tento komplikovaný postup bol dôsledkom potreby zachovať čo najdlhšie aspoň obmedzenú prejazdnosť ulice Mlynské nivy, čo vyplývalo z podmienok stavebného povolenia.

Ing. Ctibor Kostúr, SPAI, s. r. o.

Shoring and sealing of the foundation pit of the underground roundabout Bratislava – Mlynské Nivy

Underground roundabout Bratislava – Mlynské Nivy will be a unique underground traffic system. Its purpose will be to connect Mlynske Nivy Street, the new Nivy Bus Station and Twin City buildings. Building an underground junction was a complex task that required the creation of a stable and drained area below ground level. The construction was exceptional in that it was gradually necessary to realize three adjacent construction pits, built in three stages, into which the monolithic structures of the underground junction were gradually built. This approach has prompted the need to ensure the greatest possible, albeit limited, throughput of high traffic volumes at Mlynské Nivy street in the wider center of Bratislava.

For the above reasons, a relatively unique solution for the gradual opening of building pits was created, where the static and sealing parameters of the sheeting had to be harmonized. In order to secure the foundation pits, a temporary structural diaphragm wall, anchored with strand anchors, was designed and implemented, the same as at the neighboring Nivy Station (Zakládání 4/2018).

PRÁCE ŠPECIÁLNEHO ZAKLADANIA NA OBJEKTE PODZEMNEJ KRUHOVEJ KRIŽOVATKY BRATISLAVA – MLYNSKÉ NIVY

Ako už bolo spomenuté v predchádzajúcom článku, vzhľadom na dopravné podmienky, funkčné aj nefunkčné inžinierske siete prechádzajúce dotknutým územím sa podzemná križovatka realizovala v troch etapách. Práce špeciálneho zakladania vo všetkých troch etapách prebiehali za mimoriadne stiesnených a komplikovaných podmienok – počas 1. a 2. etapy ešte nebola vylúčená mestská doprava, zároveň prebiehala výstavba polyfunkčného objektu Mlynské Nivy a nutná prekládka inžinierskych sietí. V ďalšom texte popíšeme podrobnejšie každú jednotlivú etapu.

Postupne sa v 1. a 2. etape vytvorili dve samostatné stavebné jamy ohraničené podzemnými stenami. V 1. a 2. etape sa okamžite po skončení prác špeciálneho zakladania na zabezpečení stavebných jám začalo s realizáciou základovej dosky, stien a stropov. Len čo bola z ulice Mlynské nivy vylúčená mestská doprava a všetky preložky sietí boli preložené nad stropné dosky 1. a 2. etapy, ihneď boli zahájené práce na 3. etape realizáciou KPS, ktoré nadviazali na podzemné steny z 1. a 2. etapy. Zároveň s výkopom sa odstraňovali podzemné steny, ktoré uzatvárali stavebné jamy 1. a 2. etapy v kontakte s 3. etapou.

Postup prác pri zaistení stavebnej jamy

Hĺbka stavebnej jamy v najhlbšom mieste dosahuje –12,6 m od stavebnej nuly.

1. etapa: zabezpečenie stavebnej jamy pre realizáciu časti kruhového podjazdu a preložky časti inžinierskych sietí na južnej strane – stred.

2. etapa: zabezpečenie stavebnej jamy s napojením stien KPS na Twin City – veľká jama pre realizáciu časti kruhového podjazdu a preložky časti inžinierskych sietí na severnej strane – stred.

3. etapa: najrozsiahlejšia časť stavby podzemnej kruhovej križovatky. Zabezpečila



Realizácia 3. etapy podzemných stien – uzavretie čiel stavebnej jamy pomocou podzemných tesniacich stien po vylúčení dopravy a odstránení inžinierskych sietí.

prepojenie 1. a 2. etapy po zrušení dopravy po ulici Mlynské nivy a preložke inžinierskych sietí. Zároveň fyzicky vytvorila priestor pre realizáciu dlhých nájazdov do podzemnej križovatky na mieste ulice Mlynské nivy.

1. etapa

Výkopové práce zjednotené do jednej výškovej úrovne –1,0 m od +/- 0,0. Kde to bolo možné, svah bol nechránený s výnimkou krátkého úseku – kontakt so spojovacím



Nasadenie nosičov Liebherr HS 855 HP a HS 845 HD na realizácii konštrukčných podzemných stien v 3. etape

podjazdom Twin City a príľahlej ulice Mlynské nivy – kde bol zhotovený striekaný betón.

Realizácia KPS bola zahájená zhotovením monolitických vodiacich múrikov, ktoré boli vyrobené s vysokou smerovou presnosťou. Stabilitu, vodotesnosť a požadovaný tvar stavebnej jamy zabezpečili podzemné steny vystužené profilmi IPE 500 dĺžky 14,0–15,0 m zavibrované do čerstvej betónovej zmesi s výplňovým betónom C 25/30 XC2(SK). V zmysle záverov IGHP a statických a hydrogeologických dôvodov bola päť podzemnej steny bezpečne votknutá do vrstvy neogénnych ílov v hĺbke –16,5 až –17,5 m. Tieto zeminy sú prakticky nepriepustné, čo významne znížilo prítoky do stavebnej jamy. V čase výroby KPS doprava na dotknutej ulici Mlynské nivy nebola prerušená, hĺbenie podzemných stien prebiehalo cca 1,0 m od mestskej premávky. Po dokončení podzemných stien sa zrealizoval v kontakte s cestou Mlynské nivy stužujúci veniec na korune KPS – ochrana cesty Mlynské nivy.

Po realizácii podzemných stien sa z úrovne terénu –1,0 m pristúpilo k zhotoveniu 1. polovice **hlbinného založenia lávky na 16 ks žlb. pilótach** dĺžky 12,5 m, ktorá prepojí prechodcov dve náprotivné strany ul. Mlynské nivy predelené podzemnou kruhovou križovatkou.

Z úrovne –1,0 m sa ďalej realizovala **trysková injektáž (TI)**. V kolíznom bode v križovaní KPS s plynovou prípojkou bolo potrebné prerušiť KPS a tu bola navrhnutá trojica stĺpov **statickej a tesniacej TI**, ktoré sa vzájomne

prekrývali a prekrývali aj konce KPS. Išlo o úsek dĺžky štandardného poľa medzi záporami, tak nebolo potrebné žiadne dodatočné kotvenie.

V styku KPS so spojovacím podjazdom Twin City bola navrhnutá **tesniaca TI**. Úlohou tejto TI bolo utesniť styk počas otvorenia stavebnej jamy v 1. etape, ako aj v čase prepojenia monolitov medzi jednotlivými objektmi (základová doska a steny pažení). TI pod základovou škárou bola realizovaná zvislými návrtmi pozdĺž paženia MIP (mix in place) a tryskaním od základovej škáry smerom dole tak, aby sa vytvoril dostatočne objemný tryskaný, a tým aj tesniaci blok.

Zemné kotvy boli navrhnuté ako zásadný prvok stability KPS po celom obvode stavebnej jamy. V 1. etape boli realizované dve kotevné úrovne (KÚ). Prvá KÚ bola cca na hranici hladiny podzemnej vody na úrovni –5,0 až –5,5 m, druhá KÚ sa realizovala pod hladinou spodnej vody na úrovni –8,5 m až –9,50 m. Zemné lanové kotvy boli navrhnuté zo 6 až 7 pramencov dĺžky cca 14,0 m. Tam, kde boli stiesnené podmienky pre realizáciu kotiev, boli realizované v rohoch na každej kotevnej úrovni 2 ks rozperných rámov. Na bezkolíznych miestach účinok kotiev zabezpečujú UNI nosníky, ktoré zasahujú do stavebnej jamy (po vybudovaní základovej dosky sa odstránili). Po vybudovaní časti základovej dosky a jej rozoprení s KPS boli kotvy a kotevné prahy odstránené. Odvodnenie jamy 1. etapy bolo zabezpečené jednou čerpacou a jednou vsakovacou studňou.

2. etapa

Predvýkop sa v tejto etape nerealizoval, niveleta pracovnej pláne bola zjednotená na výškovej úrovni – 0,5 m od $\pm 0,0$ kopírujúca okolitý terén. Vzhľadom na statické požiadavky (kontakt s veľkou jamou Twin City) a mimoriadne stiesnené podmienky (samotná stavebná jama mala rozmer cca 12,5 x 12,5 m) sa pred realizáciou KPS zhotovila roznášajúca žlb. monolitická doska.

Práce na **realizácii KPS** boli zahájené zhotovením monolitických vodiacich múrikov (VM), ktoré boli vzhľadom na výšku koruny KPS a úroveň okolitej pracovnej pláne netradične vysoké až 1,7 m. V priebehu výkopu pre VM boli obnažené funkčné káble, ktoré boli práce zvedené do dvoch oceľových chráničiek prechádzajúcich naprieč stavebnou jamou. KPS museli rešpektovať polohu daných oceľových chráničiek a v daných miestach boli prerušené. Stabilitu, vodotesnosť a požadovaný tvar stavebnej jamy zabezpečili KPS vystužené profilmi IPE 500, dĺžky 15,0 m, zavibrované do čerstvej betónovej zmesi. Tak ako v 1. etape v čase výroby KPS nebola doprava na dotknutej ulici Mlynské nivy prerušená. Hĺbenie podzemných stien prebiehalo cca 1,0 m od mestskej premávky.

Po dokončení podzemných stien sa na miestach ich prerušenia realizovala z úrovne –0,5 m **trysková injektáž**. V kolíznych bodoch v križovaní KPS s chráničkami káblov, kde bolo potrebné prerušiť KPS, bola realizovaná vždy dvojica stĺpov statickej a tesniacej TI. V 2. etape boli realizované **3 kotevné úrovne**. V 0. KÚ boli použité 4-pramencové dočasné kotvy, na 1. a 2. KÚ 6–7-pramencové dočasné kotvy. 0. KÚ bola navrhnutá a realizovaná nad HPV na úrovni –3,5 m. (Výškové umiestnenie ďalších kotevných úrovní – pozri predchádzajúcu etapu.) Zemné lanové kotvy boli navrhnuté dĺžky 10,5 až 14,0 m. Tam, kde boli stiesnené podmienky pre realizáciu kotiev, boli realizované v rohoch na každej kotevnej úrovni 2 ks rozperných rámov. Tak ako v 1. etape na bezkolíznych miestach účinok kotiev zabezpečili UNI nosníky (po vybudovaní základovej dosky sa odstránili). Po rozopretí základovej dosky s KPS boli kotvy a kotevné prahy odstránené. Vzhľadom na rozmer a hĺbku stavebnej jamy manipulácia vrtné súpravy, aj samotný vstup pracovníkov do stavebnej jamy bol možný len pomocou žeriavu. Odvodnenie jamy 2. etapy bolo zabezpečené jednou čerpacou a jednou vsakovacou studňou.

3. etapa

Zabezpečila prepojenie 1. a 2. etapy po zrušení dopravy po ulici Mlynské nivy a preložení všetkých funkčných inžinierskych sietí. Predvýkop sa nerealizoval, niveleta pracovnej pláne bola po odstránení vozovky zjednotená

na výškovej úrovni $-1,0$ m od $\pm 0,0$ kopírujú úca okolitý terén.

Práce pred realizáciou KPS boli zahájené zhotovením monolitických vodiacich múrikov. KPS boli vystužené profilmi IPE 330, IPE 60, IPE 400, IPE 500 dĺžky 8,0–14,0 m zavibrované do čerstvej betónovej zmesi. Do čerstvej betónovej zmesi podzemných stien sa na južnej strane vkladali (vibrovali) dvojice profilov IPE ako panely s osadeným armokošom pre 1. kotevnú úroveň. V čase výroby KPS bola doprava na dotknutej ulici Mlynské nivy už vylúčená.

Po dokončení podzemných stien sa z úrovne $-1,0$ m realizovala **trysková injekcia** na miestach prerušenej podzemnej steny na mieste napojenia 2. a 3. etapy. Na mieste prerušenia KPS (napojenie 2.–3. etapy) bola realizovaná vždy dvojica stĺpov statickej a tesniacej TI, ktoré dodatočne utesnili prerušenu KPS.

V 3. etape boli realizované 3 **kotevné úrovne**. 0. a 1. KÚ kotiev bola navrhnutá nad hladinou podzemnej vody, 2. KÚ bola vrtaná pod HPV. V 0. KÚ boli použité 4-pramencové dočasné kotvy, na 1. a 2. KÚ 4–6-pramencové dočasné kotvy. 0. KÚ bola navrhnutá a realizovaná nad HPV na úrovni $-3,5$ m. 1. KÚ nad hranicou hladiny podzemnej vody na úrovni $-4,0$ až $-5,0$ m. 2. KÚ sa realizovala pod hladinou spodnej vody na úrovni $-7,5$ m až $-8,5$ m). Zemné lanové kotvy boli navrhnuté dĺžky 10,5 m až 14,0 m. Tak ako v 1. a 2. etape v bezkolíznych miestach účinnok kotiev zabezpečili UNI nosníky (po vybudovaní základovej dosky sa odstránili). V 3. etape budú základové dosky z 1. a 2. etapy zjednotené zhotovením dosky v 3. etape, čím základová doska podzemnej kruhovej križovatky nadobudne definitívny tvar. Odvodnenie stavebnej jamy bolo zabezpečené 2 ks čerpacích studní. Ako vsakovacie studne poslúžili studne z predošlých etáp. Po realizácii 2. kotvej úrovne sa pristúpilo k realizácii 2. polovice hlbinného založenia lávky na 16 ks žlb. pilótach dĺžky 12,5 m.

Mechanizácia a výmery

Na hĺbenie podzemných stien bol v 1. a 2. etape použitý nosič Liebherr HS 855 HD, v 3. etape boli nasadené dva nosiče Liebherr HS 845 HD a Liebherr HS 855 HD s drákom Stein hrúbky 550 mm. Celkom bolo v rámci 1., 2., a 3. etapy zrealizovaných 5503 m² podzemnej konštrukčnej steny a 321 m² tesniacej ílocementovej steny uztvárajúcej čelá – vjazdy – do 3. etapy. Na vrtanie kotiev boli použité vrtné súpravy.

V 1. etape Jano 7, v 2. etape Jano 6 a v 3. etape Klemm 807, všetky prispôbosené na duplexové vrtanie. Nad HPV bol použitý vzduchový výplach, pod HPV v prostredí štrkopieskov bol použitý vodný výplach, aby nedochádzalo k prieniku štrkopiesku do pažnic ešte pred osadením kotvy. Na zhotovenie pilót boli nasadené Bauer BG 36H a Bauer BG 28H.

Hlavné stavebné práce na podzemnej kruhovej križovatke boli zahájené 07/2018 realizáciou konštrukčných podzemných stien. V súčasnosti prebieha dokopávanie stavebnej jamy v 3. etape na základovú škáru mimo priehlbni s následným dofrézovaním podzemných stien do stavebných tolerancií. Po výkope priehlbni budú následne osadené dočasné čerpacie studne priznané v základovej doske. Následne sa pristúpi k výrobe základovej dosky, stien a stropnej dosky, čím sa stavebne zjednotia všetky 3 etapy danej stavby.

Na záver chcem opäť vyzdvihnúť veľmi dobrú spoluprácu s našim objednávateľom HB Reavis Management, s. r. o., s ktorým napriek všetkým nefahkým situáciám na stavbe sme vždy našli spoločné riešenie ako napredovať počas realizácie tohto zložitého stavebného diela.

Ing. Viliam Forner, Zakládání staveb, a. s.

Foto: HB Reavis,
Ing. Viliam Forner, Libor Štěřba



Pohľad do časti zastropenej stavebnej jamy 1. etapy, kde je vidieť spôsob rozopretia podzemných stien a výstuž pre napojenie základovej dosky a stropnej dosky pre napojenie v 3. etape.

Generálny investor a zhotoviteľ: HB Reavis, Management, s. r. o.

Generálny projektant: Siebert +Talaš, s. r. o.

Projekt spodnej stavby: SPAI, s. r. o.

Zaistenie stavebnej jamy a založenie objektu: Zakládání staveb, a. s.



Pohľad zo stavebnej jamy 3. etapy po zjednotení (spojení) s 1. a 2. etapou po čiastočnom odbúrání deliacich podzemných stien. Z koštruktí 1. etapy a 2. etapy vyčnieva výstuž zo stropnej dosky na napojenie s treťou etapou.

Special foundation works on the underground roundabout Bratislava – Mlynské Nivy

As already mentioned in the previous article, with regard to traffic conditions, both functional and non-functional engineering networks crossing the affected area, the underground intersection was realized in three stages. Special foundation works were carried out in all three stages under extremely cramped and complicated conditions due to the traffic situation, when during the 1st and 2nd stages the city transport was not excluded, for the ongoing construction of the multifunctional building Mlynské Nivy and for necessary relocation of utilities. In the following, we will describe each stage in more details.