

ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

2/2018

ročník XXX



- **PORTÁLOVÉ ÚSEKY TUNELU MILOCHOV**
NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRATISLAVA–ŽILINA
- **ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO**
ADMINISTRATIVNÍ CENTRUM **SMÍCHOFF**
V PRAZE
- **ZALOŽENÍ ZÁVODU NEXEN TIRE**
V PRŮMYSLOVÉ ZÓNĚ TRIANGLE U ŽATCE





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 Remes

Ing. Jan Šperger

Redakce:

Ing. Libor Štěrbá

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

k článku na str. 12, foto Libor Štěrbá

Překlady anotací:

RNDr. Ivan Beneš, autoři

Design & Layout:

Ing. Jan Bradovka a Jan Kadoun

Tisk:

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

Ročník XXX

2/2018

Vyšlo 17. 10. 2018

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2018 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.

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 – 20. část

2

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

AKTUALITY

Světová technická konference o zakládání 2018

6

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

TEORIE A PRAXE

Trochu jiné piloty

8

Podle Deep Foundations May/June 2018

zpracoval RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

DOPRAVNÍ STAVBY

Portálové úseky tunelu Milochovej na železniční trati Bratislava–Žilina**Projekčné riešenie, zaistenie portálových úsekov**

12

Ing. Radoslav Kubuš, Reming consult, a. s.

Realizácia prác špeciálneho zakladania na západnom a východnom portáli

16

Ing. Maroš Zaťko, Zakládání staveb, a. s.

Dosavadní průběh ražeb tunelu Milochovej

19

Ing. Petr Velička, Subterra, a. s.

OBČANSKÉ STAVBY

**Zajištění stavební jámy pro administrativní centrum Smíchov
v Plzeňské ulici v Praze**

20

Ing. Tomáš Ředina, FG Consult, s. r. o.

Realizace prací speciálního zakládání na stavbě AC Smíchov

24

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.

PRŮMYSLOVÉ STAVBY

**Závod na výrobu pneumatik Nexen Tire v průmyslové zóně Triangle u Žatce
(red)**

26

Projekt pilotového založení hlavní výrobní haly a přípravy směsi Nexen Tire

27

Ing. Tomáš Ředina, FG Consult, s. r. o.,
s přispěním Martina Kapouna, Zakládání staveb, a. s.**Projekt zajištění provozních tunelů a stavebních jam**

30

Ing. Pavel Metelka, FG Consult, s. r. o.,

s přispěním Martina Kapouna, Zakládání staveb, a. s.

HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 20. ČÁST

V této části seriálu navážeme na dosavadní chronologické zachycení historie speciálního zakládání, které se v jeho minulých dílech pohybovalo převážně na poli technologií souvisejících s injektážemi. Nyní však vstoupíme do disciplín zlepšování základových půd diametrálně odlišných. Jelikož se v nich zdánlivě nepřehledně prolínají a kombinují různé technologické systémy, je třeba nejprve uvést současné odborné třídění těchto prováděcích metod a nastínit další směry našeho postupu. Soubory metod jsou řazeny do tříd podle hlavního společného znaku. Dále se pak v této části věnujeme vývoji technologických systémů zaměřených na zlepšení základových půd ve třídách bez přidávání příměsí. V úvodní třídě hlubinného zhutňování jde rámcově o zmenšení objemu nesoudržných zemin. Následně se v další třídě dotkneme metod urychlujících konsolidaci soudržných zemin jejich stlačením.

Zatřídění metod zlepšování základové půdy
Pro další sledování historie technologií speciálního zakládání je třeba se před vstupem na pole zbývajících metod či disciplín zorientovat v jejich celkovém uspořádání a propojení. Doposud jsme v seriálu postupovali podle technologických systémů v rámci námi stanovených hlavních oblastí činností. U zlepšování základových půd nyní půjde o metody volněji kombinujícími různé technologické systémy z různých

činností, například technologie nárazové, vrtací a vibrační. Tento propletenec začal být časem nepřehledný, a tak se ISSMFE – Mezinárodní společnost pro mechaniku zemin a speciální zakládání – v roce 2009 rozhodla zavést základní roztržidění této oblasti speciálního zakládání podle prováděcích postupů. Převzali jsme ho a pro snadnější pochopení souvislostí upravili a doplnili také s odkazy k technologiím již dříve v seriálu probraným (obr. 1).

v hlubinném speciálním zakládání ovšem necháme některé v tabulce uvedené, ale méně užívané nebo spíše všeobecné metody.

Třída	Soubor metod / disciplína	Část seriálu
A. Zlepšování bez příměsí, v nesoudržných zeminách nebo navázkách	A.1 Dynamické zhutňování	20.
	A.2 Vibrozhutňování, vibroflotace	1., 20.
	A.3 Zhutňování odstřelem	20.
	A.4 Zhutňování elektrickým výbojem	–
	A.5 Povrchové zhutňování (včetně rychlých nárazů)	20.
B. Zlepšování bez příměsí, v soudržných zeminách	B.1 Přemístění/náhrada (včetně snížení zatížení využitím lehkého materiálu)	–
	B.2 Předtížení využitím násypu (včetně využití svislých drenů)	20., 21.
	B.3 Předtížení využitím vakua (včetně kombinovaného předtížení a vakua)	21.
	B.4 Dynamická konsolidace podpořená drenováním (včetně využití vakua)	21.
	B.5 Elektroosmóza nebo elektrokinetická konsolidace	–
	B.6 Termální stabilizace využitím ohřívání nebo zmrazování	19.
	B.7 Zhutňování hydraulickými rázy	–
C. Zlepšování s příměsemi nebo inkluzemi	C.1 Vibrační náhrada nebo šterkové pilíře	21.
	C.2 Dynamická náhrada pilíři	21.
	C.3 Pískové zhutňovací piloty	1., 21.
	C.4 Pilíře uzavřené v geotextili	–
	C.5 Sloupové inkluze (nebo kompozitní základy)	19.
	C.6 Pilíře nebo piloty vyztužené geosyntetiky, pro podporu násypu	–
	C.7 Mikrobiální metody	–
	C.8 Ostatní metody	–
D. Zlepšování s příměsemi injektážního typu	D.1 Injektáž partikulární směsí	13., 14.
	D.2 Chemická injektáž	14.
	D.3 Metody vmíchávání (včetně předmíchání nebo hlubinného vmíchání)	18., 17., 15.
	D.4 Trysková injektáž	15.
	D.5 Zhutňovací injektáž	15.
	D.6 Kompenzační injektáž	15.
E. Vyztužení zeminy	E.1 Geosyntetika nebo mechanicky stabilizovaná zemina	22.
	E.2 Kotvy nebo hřebíky	16.
	E.3 Biologické metody s využitím vegetace	–

Obr. 1: Zatřídění metod zlepšování základové půdy podle prováděcích postupů (upraveno dle TC17- ISSMFE, 2009)

Historický vývoj tedy budeme u dosud nepojednaných disciplín dále sledovat po časové ose, ale také s přihlédnutím k řazení a rámci hlavních tříd metod zlepšování základových půd. I tak se nevyhneme častým křížovým odkazům na jiné technologické systémy. V názvech proto v závorce upozorníme i na značení tříd a souborů metod uvedeného zatřídění. Z našeho přehledu historie



Obr. 2: Příprava staveniště s různými postupy zhutňování podkladu pro základy po předepsaných tenkých vrstvách s prolohami zrnitého materiálu, podle předpisu z doby čínské dynastie Sung v roce 1103 (J. Kérisel, ISSMFE)

Zhutňování nesoudržných půd (třída A)
Nejdůležitějším rysem nesoudržných zemin je jejich relativní hutnost. Jednou z nejstarších a nejrozšířenějších stavebních technologií



Obr. 3: Zařízení pro rotační nárazové hutnění zemin s trojbokým odvalovacím mechanismem jihoafrické firmy Landpac z období roku 2010 (Landpac)

v historii civilizace je právě povrchová úprava vlastností zemin jejich zhutňováním. Vycházela z primární zkušenosti, že zrnité materiály je možno rychle přivést dusáním do hutnějšího stavu s vyšší únosností (obr. 2). Z dusané hlíny do bednění se také stavěly dávno od starověku přes středověk i stěny různých obydlí. Je známo, že staří Římané dosahovali vysokých pevností svých přírodních betonů usilovným dusáním jen zavlhlé směsi. Postupně se velmi zvolna technologie hutnění vyvíjela a byla inovována do různých variant, avšak vzhledem k malé tíže dostupných nástrojů byl hloubkový dosah hutnění omezen na poměrně málo silné vrstvy.

Teorii povrchového hutnění řádně prozkoumal teprve v roce 1933 kalifornský inženýr **Ralph R. Proctor** a odvodil poté standardní zkoušky, dlouhodobě používané v celém světě dodnes. Problematika hutnění se značně změnila s nástupem těžších stavebních mechanismů v polovině 20. století. Rozběhlo se několik cest nových technologických postupů s vyšším energetickým efektem. Jedna z nich vedla k intenzifikaci povrchového hutnění zavedením specifických strojů, jejichž účinn dosahoval až do hloubky několika metrů (soubor A.5). V roce 1983 vynalezl jihoafrický inženýr Audrey R. Berrage **mechanismus s nárazovým trojbokým (polygonálním) rotačním tělesem** poskytujícím i účinky úderu. Místní firma Landpac jeho patent koupila a od začátku 90. let rozšířila užívání tohoto typu mechanismů do celého světa. Obvykle je dosahována energie hutnění zhruba 2,5 tm a dosah je až do hloubky 2,5 m (obr. 3). Jinou cestou se na začátku 90. let vydal známý britský výrobce zařízení pro speciální zakládání – firma BSP. Podnětem zde byla předchozí vládní zakázka na rychlé opravy vojenských letišť v případě války. Firma BSP



Obr. 4: Souprava dvojitých elektrických vibroflotů z flotily 16 vysoce výkonných vibroflotačních zařízení, nasazených v roce 2007 na vibrohutnění umělého poloostrova dubajského Palm Project do hloubky 15 m, při zkoušce výplachových trysek (Soletanche-Bachy/Vibroflotation Group)

zavedla modifikaci hydraulického beranidla na **rychlónárazový kompaktor** s energií úderu 10 až 50 tm a s dosahem do hloubky až 4 m. Obě uvedená zařízení pro nárazové hutnění jsou vhodná zejména k účinnému zhutňování navážek pro plošné založení staveb.

Hlubinné zhutňování se začalo vyvíjet zhruba ve 20. letech minulého století. Mezi první znaky nového přístupu k těmto procesům patřilo pozorování účinků otřesů na základovou půdu v okolí těžkého beranění pilot na konci předchozího století. K podstatnému kroku pak došlo, když bylo technicky lépe zvládnuto beranění s opětným vytloutkáním dočasných ocelových výpažnic. Po 1. světové válce to bylo využito i pro zřizování ražených **zhutňovacích a drenážních pískových pilot**, nejprve v USA a pak i v Evropě (soubor C.3 – viz příští, 21. část seriálu).

Samostatnou cestou bylo v experimentech hlubinného zhutňování využití účinku podzemního odstřelu. V polovině minulého století se začalo ojediněle provádět i rozsáhlé zhutňování podzákladí odstřely výbušnin (soubor A.3). Bylo tak například v roce 1960 upraveno americkou firmou Utah International podzákladí obtokového kanálu přehrady Kap-tai na řece Karnafuli v nynějším Bangladéši. V tuzemsku není využití této metody dokumentováno.

Vibrozhutňování (soubor A.2)

Velkým technologickým pokrokem bylo ve 30. letech zavedení ponorných horizontálních vibrátorů právě již za výlučným

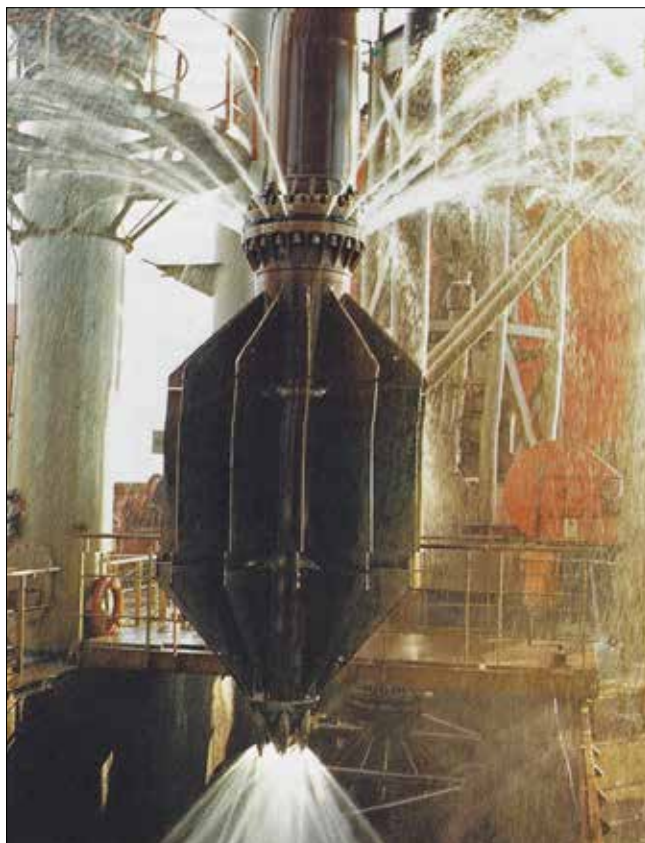
účelem hlubinného zhutňování (1. část seriálu). Záhy bylo rovněž objeveno, že je velmi výhodné kombinovat ponornou vibraci s pomocným výplachem vodou nebo později i vzduchem a došlo se tak k technologii **hlubinného vibroflotačního zhutňování**. Dynamickým účinkem vibrace docházelo ke ztekucení písčitých zemin a ke snadnému přeskupování jejich zrn do hutnější struktury. Druhotným výsledkem proto bylo i snížení filtrační propustnosti zemin. V období kolem druhé světové války byla tato technologie rozvíjena především v podmínkách USA, ale potom se rychle rozšířila do celého světa. Základní princip metody vibroflotace se během desetiletí v hlavních rysech příliš neměnil.

Technicky byl ale neustále vylepšován k účinnějšímu a výkonnějšímu zařízení vlastní tzv. **vibroflot**, vybavený různými tryskami pro vodní nebo vzduchový pomocný výplach. Zdaleka nejlepší parametry byly dosahovány u elektrického typu. Proces byl řízen podle odezvy měřené spotřebou energie vibrátoru. Obvykle bylo dosaženo podle okolností zhutnění v rozsahu 2 až 4 m okolo vpichu. V 70. letech již bylo možno provádět vibroflotaci do hloubek 30 m a na začátku 21. století dokonce 60 m. Metoda se velmi úspěšně prosadila zejména u přímořských staveb a na uměle naplavených územích (obr. 4).

V tuzemsku byla vibroflotace poprvé prováděna s hydraulickým ponorným vibrátorem francouzské firmy PTC v roce 2001 na stavbě železničního podjezdu Nedakonice na Moravě. Byla tam výrazně snížena propustnost jemných písků ve dně stavební jámy (obr. 5). V 50. letech, když se začala objevovat první generace silných **vertikálních vibrátorů** (1. část seriálu), stala se tato technologie alternativou pro hlubinné vibrační zhutňování. Mohutné povrchové vertikální vibrátory mohly poskytnout mnohonásobně větší dynamický účinn, a to i přes velké energetické ztráty, než rozměrově omezené podzemní vibrofloty. V určitých podmínkách byla tato výhoda rozhodující. Zejména pro úpravu zvodnělého písčitého dna v hloubce na velkých mořských stavbách. Nejdříve se tato metoda zaběhla v Japonsku a později podle tohoto příkladu v Nizozemsku a v dalších zemích. Postupně byly vyvíjeny i různě tvarované razicí ocelové prvky pro účinný přenos vibrací z povrchového zdroje do zeminy v podzákladí (obr. 6). A od 90. let byly používány vibrátory, které bylo možno vyladit na rezonanční frekvenci dané vrstvy půdy a dosáhnout v ní většího účinnu. S touto výhodou se pak dalo efektivně dosahovat hloubek hutnění přes 50 m.



Obr. 5: Použití hydraulického ponorného vibrátoru na stavbě Nedakonice v roce 2001 (Zakládání staveb, a. s.)



Obr. 6: Ponorný nástroj hlubinného vertikálního vibrátoru pro zhuťování 15m vrstvy písčitého mořského dna v hloubce 20m pod hladinou pro výstavbu námořní bariéry v zálivu Oosterschelde na konci 70. let v Nizozemsku. Mohutné plovoucí zařízení Mytilus bylo vystrojeno baterií čtyř takových mechanismů pracujících současně v jedné řadě.

Dynamické zhuťování (soubor A.1)

Historickým dokladem prvních větších pokusů s hutněním pomocí pádu pěchu z větší výšky je pojednání francouzského architekta Jeana-Baptisty Rondeleta z roku 1812. Experimentoval se zhuťováním zeminy pod budoucími základy pádem pěchu o tíze až 2 t z výšky až 20 m, což dalo energii úderu 40 tm. V meziválečném nástupu výkonnějších průmyslových prostředků výstavby bylo v různých zemích uskutečněno mnoho rozmanitých pokusů hutnění zemin do hloubky silnými rázy volnopádu těžkého pěchu na povrch. Panovaly však teoretické pochybnosti o výsledcích, a tak byl obvykle používán pěch jen o tíze do 1,8 t a výška pádu do 1,5 m, tedy s účinkem energie do 2,7 tm. Bylo tomu tak dokonce i v průmyslovém Německu, kde byl rozvoj této metody omezen kapacitou tehdejších použitých parních rypadel jako nosičů, ale i dostupných litinových desek vhodných pro pěchy. Podle toho se pak také dlouho používal název „hutnění deskou“. V prvních desetiletích po 2. světové válce pomalu stoupaly obvyklé parametry používaného hutnění na tíhu pěchu do 3 t a výšku pádu do 6 m, tedy na energii 18 tm. I v tuzemsku byly podobné práce realizovány již na konci 50. let a občasně využívány i později (obr. 7). O jejich

rozvoji a teoretickém podkladu se tehdy u nás zasloužil významný geotechnický odborník **prof. Ing. Jiří Škopek, DrSc.** O zásadní průlom v prosazení zcela inovované metody **hlubinného dynamického zhuťování** se zasloužil francouzský inženýr **Louis Ménard** až v roce 1969. Jde o velmi slavného geotechnika, který již jako nadaný student vyvinul **presiometr** pro přímé měření zemního tlaku v průzkumném vrtu a v roce 1955 ho zavedl do praxe. Tím také podstatně ovlivnil vytvoření specifického, na tyto průzkumné podklady orientovaného přístupu k navrhování geotechnických konstrukcí. Tento přístup následně převážil svou nesrovnatelnou rychlostí časové vazby mezi geotechnickým průzkumem a návrhem jak ve Francii, tak o něco méně i v zemích Beneluxu.

L. Ménard studoval výše uvedené rozličné technologické pokusy s hlubinným zhuťováním a uvědomoval si vysokou energetickou míru dynamických účinků, která byla zapotřebí pro dosažení výrazného zlepšení. Začal proto experimentovat s podstatně vyššími parametry pěchu o tíze 8 t při volnopádu z výšky až 10 m, tedy s teoretickým účinkem 80 tm. Umožnily mu to ovšem i výkonnější mechanizační prostředky. Vypracoval nové dynamické hypotézy rázového působení metody a zavedl detailně promyšlené technologické postupy pro dosažení efektivních výsledků. Principem provádění prací



Obr. 7: Hutnění sprašovitých hlín deskou v místě křížení štol s těsnicí clonou na stavbě vodního díla Nechanice v roce 1967 (Vodní stavby)

rozvoji a teoretickém podkladu se tehdy u nás zasloužil významný geotechnický

také byla **observační metoda** upřesňování návrhu podle odezvy základového prostředí při oddělených sériích opakovaných rázů v určité plošné síti. Jeho teorie se v praxi brzy osvědčila, byla převzata následníky a prosadila se na mnoha dalších projektech. Většinou s obvyklým parametrem dynamického účinku v rozsahu 300 až 500 tm, ale někdy bylo usilováno i o další zvyšování tíhy pěchu a výšky volnopádu. Sám L. Ménard dosáhl tohoto rekordu v roce 1978 na projektu své firmy pro startovací dráhy na letišti v Nice ve Francii. Zde použil pro souběh zhuťování a konsolidace souvrství kyprých násypů tuhých slínů a měkkých písčitých jílu o mocnosti 40 m účinné energie téměř 4000 tm (obr. 8).

V tuzemsku bylo na odpovídající odborné úrovni provedeno v roce 1994 dynamické zhuťování i konsolidace pro sanaci toxické skládky Spolany Neratovice o plošném rozsahu 13,5 ha. Při jejím provádění tehdy osobně asistoval Ménardův nejbližší spolupracovník prof. Michel Gambin z Paříže. Byla zde nasazena poloautomatická volnopádová souprava Liebherr 851 s pěchem o tíze 15 t a s výškou pádu 20 m, tj. se jmenovitým energetickým účinkem 300 tm (obr. 9).

Jednalo se dynamickou úpravu skládky z různorodých odpadů, včetně odvodněných chemických kalů a popelovin o celkové mocnosti 7,5 m, uložených na šterkopiskovém podzákladu. Tyto heterogenní materiály bylo třeba integrovat technologiemi dynamických úprav do relativně stejnorodé reagující vrstvy



Obr. 8: Ménardova souprava pro dynamické hutnění/konsolidaci s pěchem o tíže 170 t a výšce pádu 22 m na stavbě dráhy letiště v Nice v roce 1978 (Ménard).

základové půdy. Práce probíhaly ve třech celkových fázích při neustálé úpravě postupů observační metodou podle podrobně vyhodnocované odezvy prostředí (obr. 10). Výsledný účín dosahoval do hloubky 10 m a celkové zlepšení podzákladí bylo vyjádřeno hodnotou násobku 1,9.

Konsolidace soudržných zemin (třída B)

Hlavním rysem soudržných zemin je obsah vody v jejich těsné struktuře, který se při zatížení vytlačuje jen velmi zvolna. V historii civilizace lidé nabyvali po dlouhou dobu a předávali si závažnou zkušenost se sesuvy svahů nebo s pomalým a značným sedáním staveb založených na nekonsolidovaných zeminách. Obrovské zikkuraty před tisíci lety v Mezopotámii si postupně sedly o několik metrů a byly pak opětě



Obr. 9: Dynamické hutnění/konsolidace pro úpravu skládky Spolany Neratovice v roce 1994. Pěch o tíže 15 t a s výškou pádu 20 m působil na vrstvu různorodých odpadů o mocnosti 7,5 m. Závěrečná vyrovnávací fáze prací (Soletanche ČR).



Obr. 10: Vtisk do povrchu skládky Spolany Neratovice po prvním dynamickém rázu pěchu v místě nejvíce oslabené zóny základového prostředí s kalovými odpady (Soletanche ČR)

navyšovány. Stejně tak mnohem později stavby budhistických pagod v Asii a jiné podobné stavby po celém světě. Během staletí se projevíly nespočetné poruchy kvůli nadměrnému a nerovnoměrnému sedání celých měst, jako jsou Mexiko City nebo Gottenburg ve Švédsku. A došlo i k zřícení mnoha významných staveb kvůli jejich sedání. Například v roce 985 musela být zbourána porušená kamenná věž kostela Ramsey Abbey v Anglii sotva deset let po jejím dokončení. V roce 1902 se zřítíla slavná, téměř 100 m vysoká zvonice basiliky svatého Marka v Benátkách, postavená ve 12. století. Ve světě také existuje velké množství zachovalých, ač nakloněných věží, z nichž ta neznámější – šikmá věž v Pise z 12. století – dosáhla maximálního sedání 3 m. Proto bylo již ve starověku doporučováno vyhnout se takovým obtížným základovým podmínkám nebo tam, kde to lze realizovat, jednoduše vykopat nevhodnou stlačitelnou zeminu a nahradit ji jinou základovou půdou (soubor B.1). Nové budovy byly také přednostně stavěny na místě předchozích starých, s již zkonsolidovaným podzákladím. Například v Benátkách.

Z těchto zkušeností byla časem odvozena nejjednodušší empirická metoda jak uměle

dosáhnout konsolidace a zpevnění podzákladí v soudržných zeminách. Znamenalo to dočasně základovou půdu staticky předtížit (soubor B.2), obvykle nějakým násypem, a potom poměrně dlouho čekat, až zemina stlačením zmenší svůj objem. Závěrem bylo nutno násyp opět pracně odstranit nebo ho případně dosypat a pokračovat ve stavbě. K tomu byla zapotřebí velká kapacita zemních prací, proto byl většinou tento způsob využíván u násypů dopravních staveb. Prvním z historicky dokumentovaných příkladů využití této metody je práce anglického inženýra Thomase Telforda na stavbě Kaledonského kanálu ve Skotsku v roce 1830. U nás byl tento způsob úpravy podzákladí poprvé použit v roce 1956 v severočeském hnědouhelném revíru pro založení mostního objektu. Návrh tehdy vypracoval náš přední odborník v oboru zakládání staveb prof. Ing. dr. Zdeněk Bažant, DrSc. Mezerovitý odval převážně jílovité výsypky v podzákladí o hloubce 13 m byl zatížen výsypkovým násypem o výšce 10 m po dobu 12 měsíců. Očekávané sedání úspěšně proběhlo již v primární fázi v průměrné hodnotě 600 mm. Od té doby se v oblasti výsypek tato metoda s úspěchem využívá.

Ing. Jindřich Říčina, ADSZS

The history of special foundation XX

Further part of our sequel follows in previous chronologic recording of special foundation history which was in its recent parts dealig mostly with techniques connected to grouting. Now we however enter the field of soil improvement disciplines diametrically different. Since their technique systems there seemingly chaotically blend and combine it is necessary first to present current expert classification of the execution methods and to show next directions of our proceeding. Methods are sorted to classes according to their main common characteristic. This part is then focused to evolution of technique systems aimed at soil improvement in classes without admixtures. The opening class of deep compaction is generally concentrated on decreasing volume of non-cohesive soils. Consecutively the next class of methods dealing with acceleration of cohesive soils consolidation by their compression is touched there, too.

TROCHU JINÉ PILOTY

Časopis Deep Foundations přináší v letošním vydání květen/červen dva články popisující tři různé technologie méně používaných způsobů zhotovení pilot PC-CIDH, De Waal a EB. V následujícím shrnutí, vycházejícím z těchto článků, jsou uvedeny důvody jejich návrhu, způsob provedení a výhody jejich použití.

V našich středoevropských geologických podmínkách se při výstavbě pilotových základů nejčastěji uplatňují piloty vrtané, ať již klasicky náběrovým vrtáním s použitím ocelových výpažnic nebo CFA piloty. Jinde v Evropě i ve světě jsou dominantními pilotové základy z prefabrikovaných beraněných pilot. Existuje však mnoho dalších typů pilot, jejichž použití projektanti volí ve speciálních podmínkách. Důvodem pro použití nestandardních pilot může být prostorové omezení, omezení rázů a vibrací, nepříznivé geologické poměry, kontaminace zemin, místní zvyklosti a technické vybavení a mnohé další.

O způsobu zakládání při rekonstrukci a dostavbě hangáru v jižní Kalifornii v Playa Vista pojednává článek „Pile Installed for Southern California Aircraft Hangar Renovation“ autora Gordona Kinga ze společnosti Morris-Shea. Popisuje použití PC-CIDH (permanently cased cast-in-drilled hole) pilot a DeWaal (DD) vrtaných displacement pilot. Tyto technologie byly týmem zhotovitele zvoleny mj. i z důvodu restriktivních omezení pro stavbu nových staveb v památkově chráněné zóně Los Angeles. Dále přinášíme výtah z článku autorů Mario H. a Mario A. Tercerosovi z firmy Inco-tec SRL: „Use of the Expander Body with Fill Displacement Piles in Medium-Dense Sandy Soils“, kde představují netypické piloty typu EB s tzv. expanzním tělem.

PC-CIDH piloty

PC-CIDH jsou ocelové piloty opatřené špičkou a šroubovicí, které se rotačně zavrtávají do podloží a laterálně roztlačují zeminu ve svém okolí. Nedochází tak k výnosu zeminy na povrch a roztlačení zeminy zlepšuje její přetvárné charakteristiky. PC-CIDH piloty byly instalovány i v prostorově omezeném interiéru hangárové haly, kde se piloty navažovaly z jednotlivých částí o délce cca 3,0 m. Použité piloty byly zhotoveny z trubky průměru 356 mm o tloušťce stěny 6 mm. Po zavrtání na požadovanou hloubku se trubka pro zvýšení únosnosti piloty zaplnila samohutnicím betonem a byla do ní osazena centrální ocelová výztužná tyč.



Složené PC-CIDH Piloty



Vrtná souprava s nasazenou PC-CIDH Pilotou

Návrh pilot bral v úvahu skutečnost, že výpažnice-trubka zůstává v zemině, zvyšuje tím laterální únosnost piloty a eliminuje potřebu armokošů. Centrální výztužná tyč zajišťuje tahové spojení s hlavou piloty a zlepšuje její antiseizmický účinek. Pilota byla opatřena náterem proti korozi a k omezení možného pro-sakování podzemní vody podél kontaktu piloty – zemina. Náter byl odolný proti abrazi a neměl výrazný vliv na únosnost piloty. Pro zavrtávání pilot byla použita souprava, která byla



Hloubení PC-CIDH piloty v omezeném prostoru

schopná vyvodit krouticí moment 20 tm a tlačnou sílu 15 t (celý postup je možno zhlédnout na web-stránkách Morris-Shea <https://www.youtube.com/watch?v=NDOc8m6vPDg>).



Sváření PC-CIDH piloty



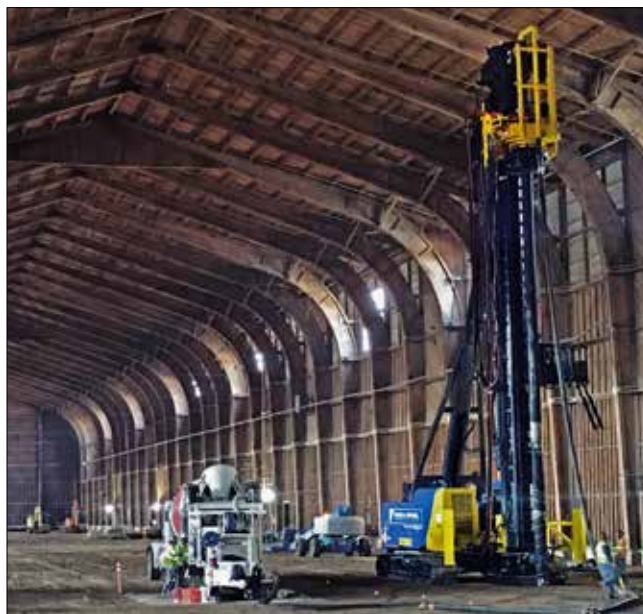
Pilotový základ



Základová patka, v pozadí PC-CIDH piloty s tahovou hlavou

Piloty DeWaal

Piloty DeWaal jsou železobetonové piloty konstruované pomocí speciálního šroubovicového nástroje, který má v horní části šroubovici s opačným závitem. Korunku tvoří ztracená botka, která po dosažení požadované hloubky zůstává ve vrtu. Šroubovicový nástroj při zavrtávání roztlačuje zeminu do boků, při vrtání nedochází k výnosu zeminy na povrch a technologie je prakticky bezodpadová. Běžně se zhotovují piloty o průměru 12" (305 mm) až 24" (610 mm) a hloubky až 120 stop (36,6 m) s únosností až do 250 tun. Při instalaci pilot DeWaal se používá odlišná metoda betonáže než u jiných technologií vrtaných pilot, u kterých dochází k betoná-

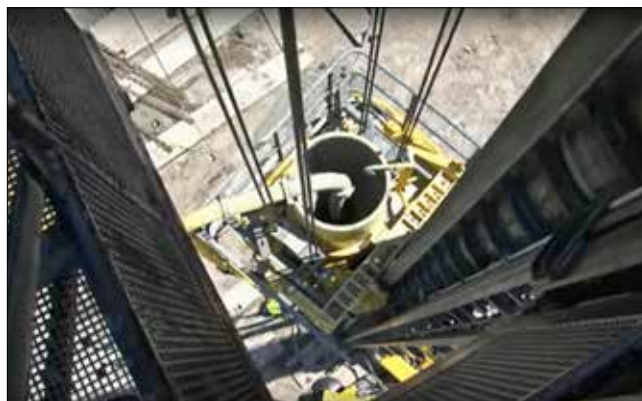


Vrtání DeWaal pilot

piloty lze nastavovat navařováním, proto byly použity v prostorově omezeném interiéru hangárové haly. Obě technologie jsou bezvibrační, což bylo nezbytnou podmínkou při výstavbě v blízkosti existujících výrobních zařízení. Dalším důvodem použití obou technologií bylo zlepšování půdních charakteristik zeminy v okolí pilot během instalace pilot jejich roztlačováním při zavrtávání náradí (DD piloty), resp. vlastní PC-CIDH piloty, a tím zvyšování únosnosti základové půdy. Tu tvořila vrstva kyprých až středně ulehých zemín o mocnosti až 12 m. Podloží, do kterého byly piloty vetk nuty, tvořil ulehlý písek a štěrk. Jelikož se výstavba prováděla v oblasti brownfieldu, bylo použití bezvýkopkových tech-



Detail vrtného náradí



Hloubení PC-CIDH piloty v omezeném prostoru

ž přes vrtný nástroj pomocí čerpadla na beton (např. CFA piloty). Jedinečnost technologie DeWaal spočívá v použití samohutnicího betonu, který se ukládá středem vrtného nástroje pomocí násypky jako u klasicky betonovaných vrtaných pilot. Vrtaná kolona působí jako sypákové roury a dočasné pažení zároveň. Během betonáže se vrtný nástroj postupně rotačně vytahuje a opačné závity na jeho horní části pomáhají opětovně roztlačovat zeminu. Po vytažení nástroje se do čerstvého betonu zatlačí výztužný armokoš. Na uvedené stavbě měla použitá vrtná souprava krouticí moment 45 tm. Celý cyklus

zhotovení jedné piloty průměru 356 mm o délce cca 12,8–15,2 m trval 10 až 15 minut (celý postup je možno zhlédnout na web-stránkách DeWall <https://www.youtube.com/watch?v=IDr994dDn3M>).

Při založení komplexu hal o výměře téměř 30 000 m² bylo použito více než 1000 ks DD pilot a přes 400 ks PC-CIDH pilot, v další fázi bylo uvnitř stávajícího hangáru zhotoveno dalších 217 ks PC-CIDH pilot.

Podmínky pro použití

Důvodů pro použití těchto u nás nepříliš známých technologií bylo několik. PC-CIDH

nologií výhodné z hlediska likvidace kontaminovaných odpadů. Při použití obou technologií jsou vrty trvale zapaženy a v jejich okolí dochází ke zhutňování zemín, čím se zároveň výrazně omezuje možnost migrace kontaminované mělké podzemní vody do hlubšího horizontu podzemní vody.

Zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkoušky se prováděly pro ověření únosnosti DD a PC-CIDH pilot o průměru 356 mm v geologických poměrech zjištěných předem provedeným geotechnickým průzkumem. Jeho součástí byly i statické penetrační



Sváření PC-CIDH piloty



Roztlačování zeminy při zavrtávání/vytahování náradí

zkoušky CPT v počtu 24 ks. Počet CPT zkoušek se stanovil podle stavebních předpisů City of Los Angeles, které určují provedení min. 1 zkoušky na 930 m² zastavěné plochy, resp. stanovují poměr počtu zkoušek k celkovému počtu pilot. CPT zkoušky byly provedeny i na každém ze čtyř zkušebních polí.

Průzkum ověřil povrch únosné písčité vrstvy s proměnlivou ulehlostí v hloubce mezi 7,6 a 10,4 m, místy i větší. Na základě zjištěných geologických podmínek, výsledků zatěžovacích zkoušek provedených na okolních stavebních a přístupnosti staveniště byly provedeny čtyři statické zatěžovací zkoušky na DD pilotách a dvě na PC-CIDH pilotách. Zkušební piloty byly podrobeny zkoušce integrity a po dokončení zatěžovacích zkoušek byly extrahovány a podrobeny prohlídce. Zatěžovací zkoušky se prováděly podle amerických norem ASTM. Na základě jejich výsledků projektanti navrhli délky pilot a kritéria pro jejich instalaci pro obě technologie.

Zkušební piloty byly na základě CPT zkoušek navrženy tak, aby byly vetknuty nejlépe tři průměry piloty do únosné vrstvy, ale ne méně než 150 mm. Vetknutí se během instalace pilot sledovalo měřením krouticího momentu měřeného na vrtném stroji. Byl předepsán minimální nepřerušovaný krouticí moment 81,3 kNm pro nejméně tři poslední průměry piloty v písčité únosné vrstvě. Během provádění DD pilot se navíc zaznamenávala hloubka, množství ukládaného betonu, poměrný objem a uplynulý čas.

Kritériem dobře provedené DD piloty bylo vetknutí na hloubku 305 mm za 5 min. nebo méně při krouticím momentu 81,3 kNm nebo vetknutí 1,07 m do ulehlejší písčité vrstvy, podle toho, co nastalo dříve.

Zkušební PC-CIDH piloty byly vetknuty do ulehlejší písčité únosné vrstvy na 152 a 229 mm. Vetknutí se sledovalo pomocí poměru průniku. Piloty se ukončily při dosažení uvedeného vetknutí, jelikož byl poměr

průniku menší než 305 mm za 5 min. při minimálním krouticím momentu 81,3 kNm. DD piloty byly zatěžovány na minimálně 2670 kN a výsledky prokázaly, že únosnost piloty je dostatečná pro návrhové zatížení 890 kN při požadovaném stupni bezpečnosti.

PC-CIDH piloty byly zatěžovány na 1646 kN a vyhověly pro návrhové zatížení 445 kN při požadovaném stupni bezpečnosti. Délka pilot byla stanovena na 12,8 až 15,2 m.

Zhodnocení

Úzká spolupráce zhotovitele a projektanta na komplikované zakázce s řadou omezení vedla k vývoji účinného komplexního projektu na renovaci základů hangáru v mimořádně obtížných podmínkách staré továrny na letadla. Na stavbě bylo realizováno více než 1000 pilot DeWaal a více než 400 pilot PC-CIDH a stavba byla úspěšně dokončena dva týdny před termínem stanovým harmonogramem.

Piloty s expanzním tělem (EB piloty)

Autoři Mario H. a Mario A. Tercerosovi z firmy Incotec SRL představují v článku „Use of the Expander Body with Fill Displacement Piles in Medium-Dense Sandy Soils“ piloty typu EB, důvody pro jejich zavádění, vývoj i princip fungování včetně jejich navrhování a chování v různých geotechnických poměrech.

Koncept pilot s expanzním tělem (EB – Expansion Body, EB piloty) se zaměřuje na redukci a eliminaci nejistot ohledně kvality piloty se současným zvýšením únosnosti piloty. Pilotové základy zhotovené konvenčními metodami vrtání neposkytují dostatek možnosti kontroly kvality. Piloty mají obvykle nízkou únosnost na patě a jejich únosnost závisí pouze na plášťovém tření. Ačkoliv není postup výstavby a použitý materiál u konvenční

piloty drahý, je kvalita finálního produktu kolísající, a proto lze jejich možnou únosnost využít pouze omezeně.

Inovativní kombinace EB systému s tradiční metodou vrtaných pilot má poskytnout nárůst únosnosti, snížení nákladů a větší bezpečnost pilotových základů. Dodatečným benefitem je bezprecedentní kontrola kvality, což je důležité pro projektanta i zhotovitele, kteří chtějí navrhnout a realizovat kvalitní a ekonomicky výhodné pilotové založení.

Vývoj systému EB

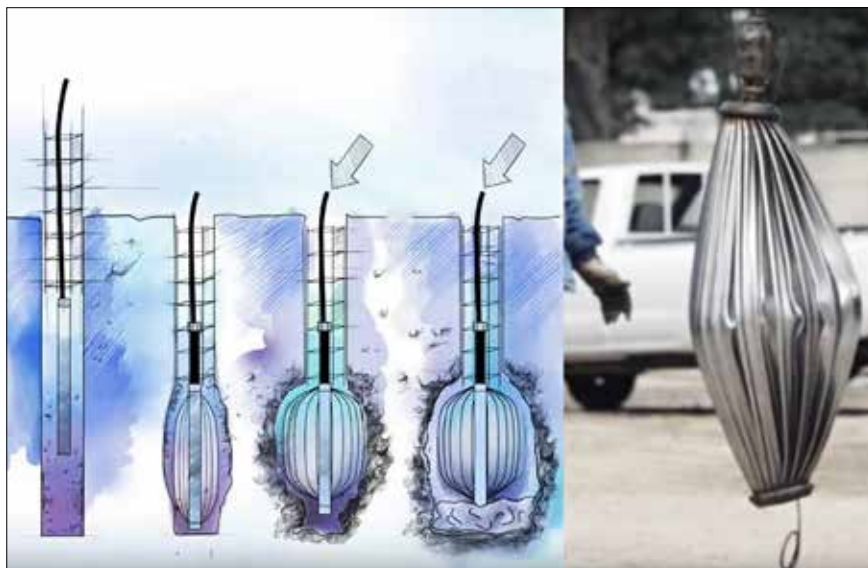
Koncept EB pilot vyvinul švédský inženýr Bo Sköglberg v 80. letech minulého století. Kombinuje technologii vrtaných pilot s roztažitelnou tlakově injektovanou bází. Švédská komise pro výzkum pilot publikovala doporučení pro návrh, instalaci a monitoring těchto pilot na základě rozsáhlých polních zkoušek určených k verifikaci únosnosti EB pilot. EB piloty byly zavedeny počátkem milénia v Bolívii, kde byla roztažitelná část modifikována ze čtvercové na válcovou a byla provedena jako vodotěsná. EB piloty byly nejčastěji používány pro podchyty staveb a jako zemní kotvy. Postupně byly pro EB piloty vyvinuty nové aplikace pro ražené, vibrované a vrtané piloty a zemní kotvy. Eurocod CEN 2000 Execution of special geotechnical work – Displacement piles (česky EN 12 699 Provádění speciálních geotechnických prací – Ražené piloty) obsahuje návod pro EB pilotové systémy.

Fungování EB pilot

Postup zhotovení EB piloty je shodný se zhotovením klasické náběrově vrtané piloty s pažením výpažnicí nebo pažicí suspenzí. Po dovtření se na dno vrtu vloží expanzní tělo (EB), osadí se armokoš a pilota se zabetonuje. Injektáž EB se může provést ihned po zabetonování piloty nebo o něco později v závislosti na probíhajícím tvrdnutí betonu. Při plnění EB vznikají tahové síly a pro protržení betonu



Princip roztažení těla EB piloty při injektáži se záznamem



Instalace a roztahování těla EB piloty po instalaci do země

okolo EB je potřeba relativně nízký tlak, jelikož okolo EB je relativně tenká vrstva betonu. Navíc lze EB injektovat až čtyři měsíce po zhotovení piloty bez rozdílu v únosnosti piloty, která byla zainjektována bezprostředně po betonáži.

Během plnění EB piloty se kontinuálně monitoruje a zaznamenává injekční tlak a objem injektované směsi. Vzhledem ke kontrolovanému postupu roztahování těla piloty se může významně zlepšit horizontální napětí v zemině, její pevnost a stupeň ulehlosti. EB pilota se chová jako velkoměřítkový presiometr, poskytuje proto údaje o charakteru napětí/deformace okolní zeminy, které lze použít k ověření únosnosti paty piloty. Průměr těla EB piloty se během plnění zvětšuje, což způsobuje mírné zkrácení piloty a zemina pod patou EB piloty se musí po naplnění těla proinjektovat následnou fází injektáže. Tato post-groutingová fáze zvyšuje pevnost zeminy a zvyšuje únosnost paty piloty.

EB se vyrábějí v délkách od 1,0 do 2,0 m, mají válcový tvar a jsou provedeny jako vodotěsné z harmonikově skládaného ocelového plechu. Prázdný válec má průměr 12 cm a může se rozšířit na průměr od 0,4 do 0,8 m, tj. o 330 až 700 %. Nárůst průměru EB má přímý vztah k množství použité injekční směsi. Plocha příčného řezu může vzrůst od 1100 do 6600 %. Protože se injekční postup plynule zaznamenává, lze během injektáže zjistit aktuální objem EB podle kalibračních křivek pro každý model EB. Příčné roztahování EB je jedním z hlavních příčin výrazného zlepšení zemin, které se nacházejí v jeho okolí. V nesoudržných zeminách má roztahování dva hlavní účinky:

1. zvyšuje hustotu (ulehlost),
2. zvyšuje napětí mezi zrny.

To má vliv na zvýšení pevnosti zeminy až do vzdálenosti 3,5 průměrů od středu EB.

Poměrné zlepšení zemin je nepřímo úměrné původní pevnosti – čím nižší jsou původní hodnoty, tím vyšší je jejich relativní zlepšení (celý postup je možno zhlédnout na web-stránkách Incotec <https://www.youtube.com/watch?v=3rkWJeNgP-M>).

Chování EB pilot v různých základových poměrech

V kyprém až středně ulehлém písku a v prachovitém písku je výsledkem použití EB konceptu zvýšení plášťového tření i únosnosti na patě, jelikož dojde ke zhutnění zeminy, čímž se zvýší horizontální napětí a pevnost zeminy. Jelikož EB funguje stejně jako presiometr, je každý jednotlivý proces plnění EB samostatnou polní zkouškou. Počáteční část křivky tlak/objem poskytuje informace týkající se původních přetvárných vlastností zeminy před naplněním EB. Tvar křivky závisí na geotechnických podmínkách. V kypré zemině má injekční křivka typický tvar pomalého nárůstu injekčního tlaku, zemina je postupně stlačována, až dosáhne okamžiku, při kterém se začne uplatňovat pasivní zemní tlak. U středně ulehлých a ulehлých hrubozrnných zemin se pasivní zemní tlak objevuje dříve. V těchto zeminách lze dosáhnout limitního injekčního tlaku, kdežto u kyprých zemin je konečný tlak omezen kapacitou EB.

Post-grouting pod patou piloty

Průměr EB se během plnění zvětšuje, zatímco se jeho délka mírně zmenšuje. Riziko odlehčení zeminy pod patou piloty je proto dosti významné. Proto, aby se předešlo k odlehčení zeminy a k udržení těsného kontaktu mezi zeminou a dnem EB, byla zavedena inovativní technologie EBI (EB Incotec system), která umožňuje post-grouting zeminy na patě piloty po naplnění EB. Tím lze zajistit potřebnou pevnost zeminy pod EB.



EB piloty na skládce



EB piloty před instalací

Výhody oproti konvenčně zhotoveným pilotám

EB technologie se používá ke zvýšení únosnosti pilot v kyprých až středně ulehлých zeminách. Jejich výhodou je schopnost monitorovat proces plnění a tím získat informace o charakteristikách zemin v podloží. Přestože proces zhotovení EB pilot vyžaduje mnohem sofistikovanější postupy, může být s ohledem na podstatné zvýšení únosnosti a spolehlivosti konkurenceschopný při srovnání s klasickými postupy. Poslední polní zkoušky prokázaly, že použitím EB lze zvýšit únosnost piloty nejméně čtyřikrát ve srovnání s konvenční vrtanou pilotou stejných rozměrů.

Podle Deep Foundations May/June 2018 zpracoval RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

Some Other Piles

Deep Foundations magazine unveiled in two articles three different unusual types of piles – PC-CIDH, De Waal and EB piles. The article describes the technologies of their implementation, the reasons for their design and the advantages of their use.



Pohľad na západný portál

PORTÁLOVÉ ÚSEKY TUNELU MILOCHOV NA ŽELEZNIČNÍ TRATI BRATISLAVA–ŽILINA

Ražba tunelu Milochove, celkové dĺžky 1861 m si vyžadovala zhotovení dvou tunelových portálov. Ražená časť tunelu bude 1770 metrov, hĺbená časť u západného portálu bude 20 m, u východného portálu pak 71 metrov. Monumentálny je predovšetkým západný portál, s výškou pravého odrezu přes 30 m. Ten je zajištěný ve čtyřech úrovních pomocí pramencových kotev přes kotevní prefabrikovaná žebra nebo patky, stříkaného betonu a zemních hřebíků. Zajištění východního portálu bylo navrženo po stranách především záporovým pažením a portálová stěna pak pramencovými kotvami přes roznášecí prahy, stříkaným betonem a zemními hřebíky. Vzhledem k zastížené geologii však bylo nutné projekt zajištění východního portálu změnit; nově zde bylo navrženo rozsáhlé zlepšení oblasti kořenů kotev horizontální tryskovou injektáží a dalšími doplňujícími opatřeními. Kvůli zdržení, vyvolanému novým způsobem zajištění, byla ražba tunelu, původně plánovaná především z východního portálu, zahájena v mezičase z portálu západního. Zajištění portálových úseků prováděla kompletně společnost Zakládání staveb, a. s., ve spolupráci se zhotovitelem ražeb tunelu, společností Subterra, a. s. Přes mnohé nesnadné a komplikované situace vzniklé při zajištění portálových úseků a zahájení ražeb dnes již práce na budování tunelu probíhají dle předpokladů.

PROJEKČNÉ RIEŠENIE, ZAISTENIE PORTÁLOVÝCH ÚSEKOV

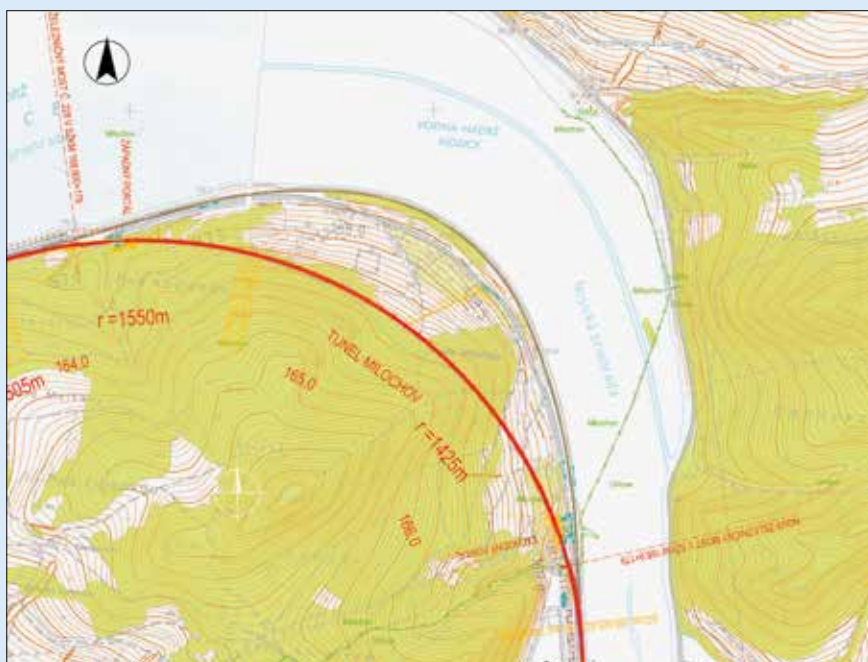
Jednou z hlavných úloh modernizácie pa-neurópskeho železničného koridoru Va je dosiahnuť európske parametre podľa medzinárodných dohôd (AGC a AGTC). Hlavnou charakteristikou modernizácie je zvýšenie traťovej rýchlosti do 160 km/h (vrátane), a to v čo najdlhších úsekoch. Spojnica medzi Púchovom a Považskou Teplou ostáva posledným úsekom medzi Bratislavou a Žilinou, ktorý požadované parametre nespĺňa. V septembri 2016 odovzdala štátna spoločnosť Železnice Slovenskej republiky stavenisko víťaznému konzorciu realizačných firiem, združeniu Nimnica, na dobu 40 mesiacov.

Spolu ich čakala technicky veľmi náročná úloha. Na skoro 16-kilometrovom úseku medzi Púchovom a Považskou Teplou je 351 stavebných objektov a 154 prevádzkových súborov. Veľkú časť trasy tvoria umelé objekty, či už ide o mostné konštrukcie, ako najdlhší železničný most na Slovensku, alebo dvojicu tunelov Diel a Milochove. Nový tunel Milochove je ako súčasť modernizovaného koridoru situovaný južne od mesta Považská Bystrica, v mestskej časti Milochove. Stavba bude slúžiť na preklenutie úpätia vrchu Stavná. Tunel Milochove je navrhovaný ako jednorúrovňový, dvojkoľajný s osovou

vzdialenosťou koľají 4,2 m. Návrhová rýchlosť je uvažovaná vyššie spomínaných 160 km/h, výhľadovo 200 km/h. Tunel Milochove je vybavený jednou únikovou štôľňou dĺžky 263 m a celková projektovaná dĺžka tunela je 1861 m. Pred prerazením tunela, jeho vybavením a uvedením do prevádzky, bolo však nutné vybudovať tunelové portály.

Západný portál

Západný portál tunela Milochove je situovaný v katastrálnom území mestskej časti Považskej Bystrice, Horný Milochove. Je tvorený jednostranným portálovým stupňovitým



Trajektórie novo razeného tunela Milochov pod vrchom Stavná

predzárezom dĺžky cca 76 m na pravej strane v smere staničenia (km 164,100–164,286), v ktorom bude na dne stavebnej jamy zhotovený hĺbený tunel dĺžky 20 m, ktorý zmenší rozsah vzniknutého zárezu.

Inžiniersko-geologické pomery

Geologické prieskumné vrty odhalili, že povrch územia je pokrytý vrstvou diluviálnych sutí s rozličným obsahom podložných hornín. V zmysle STN 73 1001 ide prevažne o štrky ílovité až íly štrkovité. Hrúbka povrchových vrstiev dosahuje od 0,5 m až do 7,0 m v päte svahu. V podpovrchových vrstvách sa vyskytujú horniny nimnického súvrstvia, ktoré sú v pripovrchových oblastiach silne zvetrané až na charakter ílovej zeminy (G5/GC, F2/CG, R4-R5). Degradácii parametrov napomáha aj silná zástupnosť diskontinuit. Na základe morfológie terénu a vrtných prác bolo možné konštatovať, že svah je porušený svahovými pohybmi plošných zosuvov i blokových deformácií a stabilita sa javí ako nedostatočná.

Pravá stena

Objekt stavebnej jamy západného portálu bolo navrhnuté realizovať postupným odťažovaním pravého predzárezu a portálovej steny v celkovo 10 pracovných etážach odťažovania. Pracovné dno jamy je navrhnuté v pozdĺžnom sklone 1 % proti smeru staničenia. V rámci prvej etáže odťažovania bolo navrhnuté svahovanie nadzárezových svahov do sklonu 1:1 a následne ich stabilizácia drôtokamenným matracom hrúbky 150 mm, resp. protieróznu rohožou. Následne bolo navrhnuté budovať jednotlivé svahy so súčasným zaistovaním striekaným betónom a kĺncovnou zeminou.

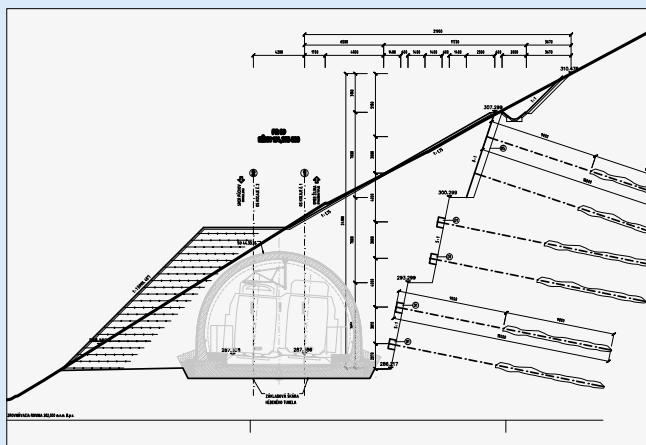
Pravá stena je v najvyššom mieste navrhnutá ako štvoretážová, kde sú horné 2 svahové etáže projektované v sklone 3:1 a dolné 2 etáže v sklone 5:1. Stena sa v smere proti smeru staničenia trate znižuje až na úroveň dna stavebnej jamy.

Prvá najnižšia etáž má sklon 5:1 a výšku do 7,0 m. Je tu navrhnuté zabezpečenie

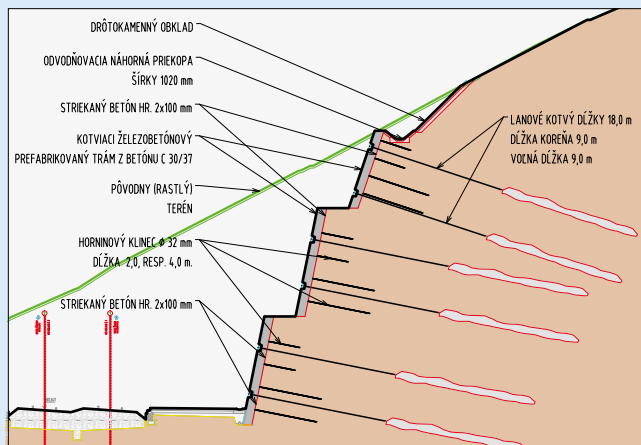
kĺncami dĺžky 4,0 m v rastri 1,5 x 1,5 m. Samotný svah je zabezpečený striekaným betónom C20/25-X0 hr. 150 mm a vystužený zváranými sieťami 2 x Ø 8/100/100. Zabezpečenie je doplnené trvalými lanovými kotvami v dvoch radoch dĺžky 18,0 m ($P_0=300$ kN), kde je koreň v dĺžke 9,0 m. Tieto kotvy sú kotvené cez kotevné dosky rozmeru 0,8 x 0,8 m v oblasti hĺbeného tunela, resp. cez vertikálne prefabrikované rebro v oblasti, kde bude vybudovaná plocha nástupištia. Prefabrikované prvky sú zhotovené z betónu C30/37-XC2, XA1 (rovnaké na všetkých etážach).

Druhá etáž je svah totožných parametrov (sklon, zemné kĺnce, lanové kotvy, betónové prefabrikáty) s výškou do 7,0 m. Svahové etáže sú oddelené lavičkou šírky 1,4 m. Nad týmito svahmi sa nachádza **svah tretej etáže** so sklonom 3:1 s výškou do 7,0 m. Svah sa v smere staničenia zaobľhuje a plynule prechádza do oblasti nad tunelovým portálom. Svah je zabezpečený zemnými kĺncami a striekaným betónom. Kĺnce sú navrhnuté v dvoch radoch vo vzdialenosti 1,5 m a dĺžky 4,0 m, oba rady majú sklon 11 ° od horizontály. Ako zabezpečenie svahu je navrhnutý striekaný betón C25/30-XC4, XF3, hr. 150 mm vystužený sieťami 2 x Ø8/100/100. Zabezpečenie je doplnené o trvalé lanové kotvy v dvoch radoch s osovou vzdialenosťou 3 m. Sú navrhnuté v dĺžkach 18,0 m s koreňovou dĺžkou 9,0 m. ($P_0=300$ kN). Kotvené sú cez prefabrikované kotevné rebrá.

Najvyššia štvrtá etáž je svah v sklone 3:1 s výškou do 4,0 m. Táto časť je prevažne zaoblená a tvorí pravý horný roh stavebnej jamy. Zabezpečenie je navrhnuté zemnými kĺncami v rastri 1,5 x 1,5 m dĺžky 2,0 m. Kĺnce sú v sklone 11 °. Svah je zabezpečený striekaným betónom C25/30-XC4, XF3 hr. 150 mm vystužený oceľovými sieťami 2 x Ø8/100/100. Trvalé lanové kotvy sú opäť kotvené cez prefabrikované kotevné rebrá navrhované v jednom rade s osovou vzdialenosťou 2,0 m, dĺžky 18,0 m s koreňovou dĺžkou 9,0 m.



Zaistenie pravej steny západného portálového úseku pramencovými kotvami cez prefabrikovaná rebrá a striekaným betónom, priečne rezy





Pohľad na východný portál

Portálová stena

Portálovú stenu tvoria dva svahy. Dolný svah tvorí priestor pre zárodok tunelovej rúry, ktorý je vysoký 10,6 m. Zabezpečenie je navrhnuté zemnými klincami dĺ. 6,0 m v rastri 1,5 x 1,5 m inštalovanými kolmo na svah. Klince sú doplnené sklolaminátovými kotviacimi prostriedkami v oblasti budúcej tunelovej rúry v rastri 1,5 x 2,0 m. Svah je zabezpečený striekaným betónom C25/30-XC4, XF3 hr. 150 mm vystužený sieťami 2 x Ø8/100/100. Zabezpečenie je doplnené o 3 ks lanových kotiev dĺ. 18,0 m s koreňovou dĺžkou 9,0 m. Sú tu navrhované betónové prefabrikované roznášacie pätky 0,8 x 0,8 m z betónu C30/37-XC2, XA1. V tejto oblasti je inštalovaný aj mikropilóťový dáždnik kužeľového tvaru, tvorený z profilov 89/6,3 S235 v počte 39 ks a dĺžky 15,0 m. Nad týmto svahom je pokračovanie svahu tretej etáže zo zabezpečenia pravej steny s výškou do 7,0 m. Svahy sú oddelené lavičkou šírky 2,0 m.

Východný portál

Inžiniersko-geologické pomery

Objekt východného portálu je situovaný bližšie k mestu Považská Bystrica. Slúži pre začiatok raziacich prác a na vybudovanie hĺbenej časti tunela. Z geologického hľadiska je skladba na tomto portáli komplikovaná. Na základe prieskumných prác možno skonštatovať, že portálový zárez je umiestnený do rozsiahleho zosuvu. Sklon svahu je približne

35 ° na čelnej strane. Vrtné práce odhalili neočakávane mocné vrstvy deluviálnych sedimentov vo forme ílov a sutí. Antropogénnou činnosťou boli v minulosti aktivované svahové pohyby a oblasť bola pred začiatkom budovania zárezu na hranici stability. Najrozšírenejšou kvartérnou vrstvou sú kamenito-ílovité a ílovito-kamenité sute (G5/CG, F2/CG, F6/CI). Predkvartérnu frakciu zastupuje súvrstvie ílovcov a slieňovcov. Prechod medzi kvartérnym pokryvom a podložnými mezozoickými horninami je charakteristický prechodovou zónou (elúvium). Tvoria ju rozložené ílovce a slieňovce charakteru zemín. Na mnohých miestach je táto zóna zahrnutá do zosuvnej časti územia a tvorí bazálnu šmykovú plochu. Samotný masív je rozvoľnený s puklinami vyplnenými ílovitým a piesčitým materiálom.

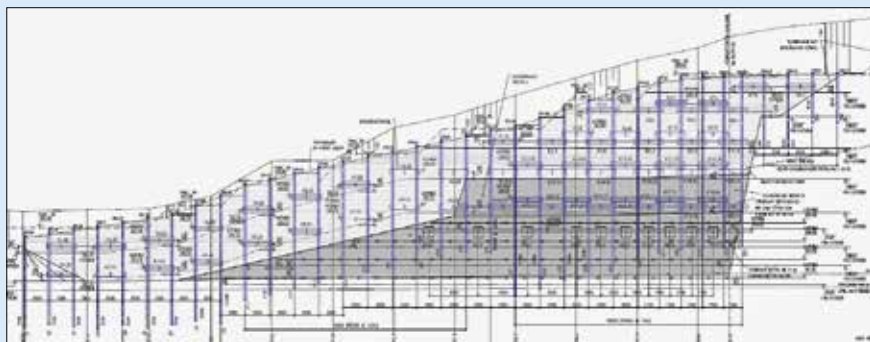
Stavebné práce v oblasti východného portálu začali demoláciou existujúcich rodinných domov, ktoré sa vyskytovali v priestore budúcej trasy tunela, resp. v bezprostrednom dosahu poklesovej kotliny a raziacej činnosti. Po nevyhnutnej asanácii objektov sa pristúpilo k hrubej úprave terénu a následnému zhotoveniu a osadeniu vybavenia pre geotechnický monitoring. Následne sa začala realizovať pravá portálová stena v smere staničenia.

Pravá stena

Dĺžka pažiacej steny výkopu je 70 m, pričom prvých 40 m od portálu je riešená ako dvojťažová. Horná etáž je zvislá, stabilizovaná záporovým pažením votknutým do vrstvy

mezozoických hornín min. 3,0 m. Ako záporné boli použité ocelové nosníky HEB 220-HEB 280 v dĺžkach od 4,0 do 14,0 m. Vo výške votknutia je realizovaný betónový pilier priemeru 0,62 m. Jednotlivé záporné sa osadzovali v osovej vzdialenosti 1,75–2,0 m a sú doplnené horninovými kotvami. Kotvy sú osádzané v dvoch až štyroch úrovniach v závislosti od výšky pažiacej konštrukcie. Celkovo sa osadilo 58 ks horninových kotiev v dĺžkach od 16,0 do 24,0 m. Dĺžky niektorých kotiev bolo potrebné operatívne upravovať. Na základe analýzy vrtného výnosu boli kotvy predĺžené, aby ich koreňová časť pôsobila v pevných mezozoických horninách. Vrtvy sa realizovali v sklone 18 ° a po inštalácii lán a zainjektovaní koreňa boli do kotiev vnesené sily od 300 do 650 kN. Roznos zaťaženia je zabezpečený ocelovými roznášacími profilmi. Proti vypadávaní zeminy spomedzi zápor sú použité drevené hránené pažiny, resp. striekaný betón vystužený kari profilmi v spodnej časti stavebnej jamy.

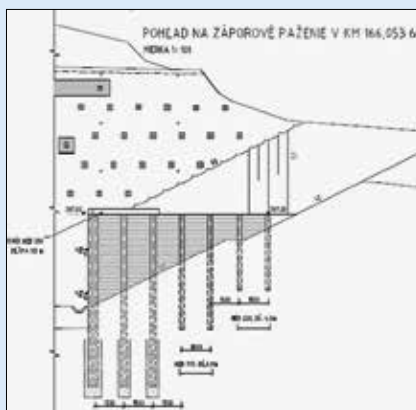
Na hornú, záporovú stenu nadväzuje dolná časť, ktorá je riešená ako klincovaná zemina. Po vyhotovení lavice šírky 1,5 m je svah upravený na sklon 1:1,5 m. Na takto upravený povrch sú aplikované klince R32 dĺ. 3,5 m v rastri 1,5 x 1,5 m so sklonom 11 ° a striekaným betónom C20/25-X0 hr. 150 mm, vystuženým dvomi sieťami Ø8/100/100. Klince sú osádzané do vrtov kolmých na upravený svah. Dĺžka klincov je 3,5 m. Klincovaný svah je doplnený jedným radom lanových kotiev s parametrami $l=14$ m, $P_0=400$ kN, $\alpha=11$ °.



Záporové pažení na pravej strane východného portálového úseku



Zaistenie pravej steny východného portálového úseku a časti portálovej steny záporovým pažením, pohľad



Lavá stena

Na ľavej strane stavebnej jamy v smere staničenia sa predpokladá hrúbka mezozoika pod dnom stavebnej jamy v celej jej dĺžke. Svah sa tiahne 6 m od portálu rovnobežne s traťou a od tohto miesta pokračuje v smere kolmom na os železničnej trate v dĺžke 10,6 m. Tieto steny sú po celej výške zriadené ako záporové paženie. Záporné dl. 4–9 m sú votknuté min. 3,0 m pod dno danej etáže a päty majú v betónovom pilieri výšky 3 m priemeru 0,62 m. Výška steny sa pohybuje približne do 5,0 m. Kotvenie je navrhnuté v 2 úrovniach dočasnými lanovými kotvami dĺžky 12/4 m až 17/6 m (dĺžka kotvy/koreňa). Kotvy sú vo vzájomnej vzdialenosti cca 2,5–3,0 m. Na prenos síl od kotvenia sú navrhnuté roznášacie nosníky z valcovaného profilu 2 x U 220–U 280. Stabilita záporového paženia kolmého na os trate je zabezpečená stužujúcimi nosníkmi a tiahom valcovaného profilu HEB 280.

Portálová časť úseku

Portálová stena je navrhnutá v sklone 5:1, zaistená striekaným betónom, vystuženým kari sieťou, zemnými klincami a lanovými kotvami v troch radoch. V najvyššej úrovni kotvenia sú navrhnuté dva železobetónové roznášacie prahy (jeden pre 3 kotvy, C 30/37), dĺžky 7,0 m, výšky 0,8 m a hrúbky 0,6 m. Cez tieto prahy sa po ich osadení vyvrtali dočasné lanové kotvy vo vzájomnej vzdialenosti 3,0 m, dĺžky 24 m ($P_0 = 500$ kN, dĺžka koreňovej časti 8 m), v sklone 5° od horizontály. V ostatných radoch sú navrhnuté dočasné lanové kotvy s rovnakým uhlom odklonu od horizontály,

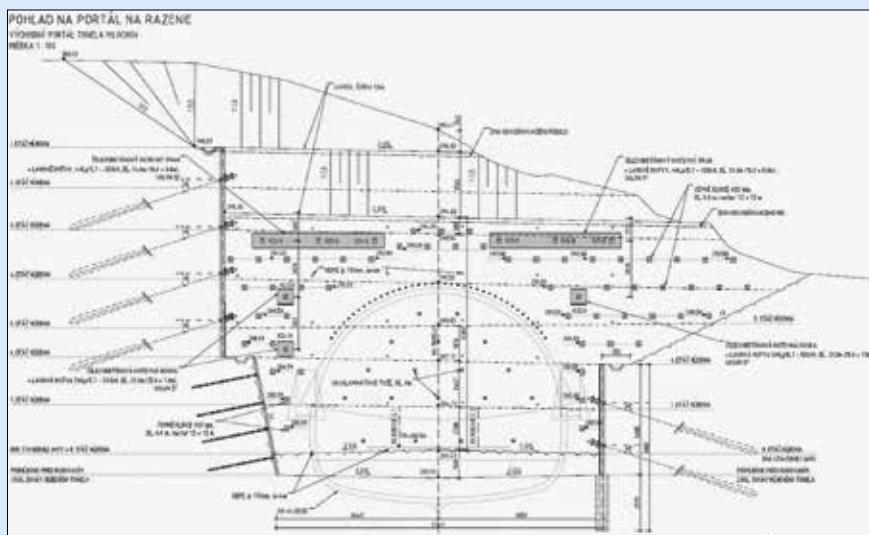
dĺžky 22 m ($P_0 = 450$ kN, dĺžka koreňovej časti 7 m), kotvené cez železobetónové kotevné dosky $0,8 \times 0,8$ m, hrúbky 0,3 m. Zemné kline sú navrhnuté v rastru $1,5 \times 1,5$ m (priemer klinca 32 mm), dĺžka zemných klinec je 6,0 m, sklon 11° . Vrtky pre klinec sú navrhnuté min. 72 mm. Klinec sú opatrené hlavou (závit M30, matica M30, platňa $200 \times 200 \times 10$ mm). Oceľové klinec sú navrhnuté na stene po obvode a mimo budúceho tunela. Do čelby boli osádzané sklolaminátové tyče dĺžky 16 m v počte 45 ks. Po odkopaní bude stena zabezpečená striekaným betónom C20/25-X0 hr. 200 mm (v troch vrstvách po 50 mm), vystuženým dvomi vrstvami sieť $\varnothing 8/100/100$. Výška portálovej steny v osi tunela je približne 11 m od dna stavebnej jamy.

Pri realizácii svahov zabezpečených vystuženým striekaným betónom, je nutné cez neho vložiť krátke drenážne rúrky PVC $\varnothing 110$ mm, vo vzdialenostiach 4,0 m, v prípade výskytu zamokrených miest treba vložiť rúrky aj do týchto miest. Nad portálovou stenou je lavica šírky 1,5 m a svah je ďalej upravený do sklonu 1:1,5, rozdelený lavicou šírky 1,5 m. Spodná etáž svahovania má výšku 3,5 m, horná etáž je premennej výšky. V laviciach budú pre odvádzanie zrážkovej vody osadené žľaby uložené do štrkového lôžka.

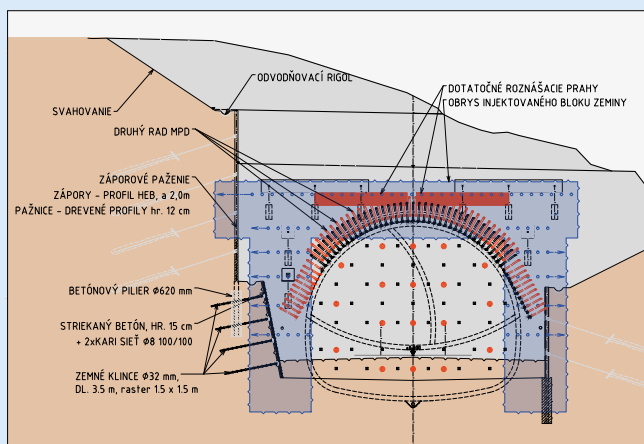
Na ochranu výrubu bol navrhnutý kuželový mikropilóťový dáždnik v počte 39 ks mikropilóť.

V pôvodnom projekte sa v 1. etáži nachádzalo 6 ks lanových kotiev v osovej vzdialenosti 3,0 m, dĺžky 25 m a v sklone 5° od horizontálnej roviny. Kvôli veľmi nevhodnej geológii v podobe plastických ílov v oblasti kotevných koreňov bolo operatívne navrhnuté rozsiahle zlepšenie koreňového prostredia metódou horizontálnej tryskovej injektáže v kombinácii s dopĺňujúcimi zaistovovacími prostriedkami. Bola použitá trysková injektáž s predpokladanou pevnosťou výsledného geokompozitu min. 3,5 MPa. Injektáž bola realizovaná postupne, etážovito, v celkovo šiestich injektážnych úrovniach. Cieľom bolo vytvorenie kompaktného prostredia s vhodnými vlastnosťami pre požadované predopnutie lanových kotiev. Okrem injektáže bol pôvodný rad kotiev doplnený o 4 ks horninových kotiev s rovnakými parametrami a odklonom 0° od horizontálnej roviny. Podobne ako už uvažované kotvy, prenáša dodatočné zabezpečenie účinky kotevných síl cez železobetónové rozperné prahy.

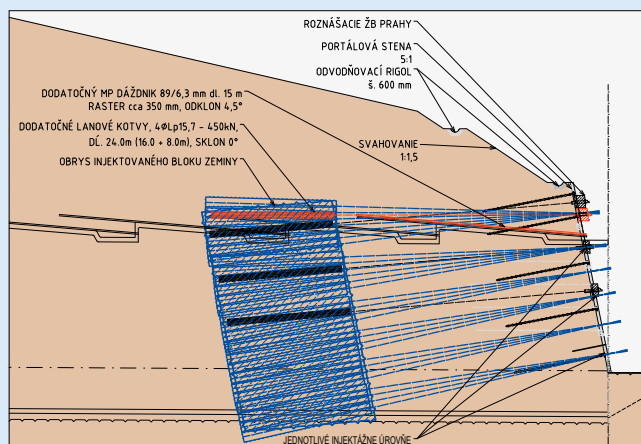
Doplňkový prieskum realizovaný následne v oblasti východného portálu ukázal, že geologické podmienky pre raziene podzemného diela sú veľmi nevhodné. Vznikli obavy o stabilitu tunelovej rúry a bezpečnosť pracovníkov na čelbe. Operatívne boli zavedené



Pohľad na východný portál s vyznačením prvkov jeho zaistenia (pred zmenou projektu)



Východný portál s vyznačením dodatočne pridaných roznášacích prahov a obrysom injektovaného bloku horniny tryskovou injektážou, pohľad a rez



dodatočné opatrenia na zvýšenie bezpečnosti. Jedným z prvých bolo doplnenie pôvodného mikropilótového dáždnika (39 ks MP, 88,9 x 6,3 dl. 15 m) o ďalších 60 ks mikropilót s tým, že klenba vytvorená oceľovými rúrami sa predĺži na obe strany, až bude zasahovať do tzv. sloních nôh. Následne sa do priestoru budúceho tunela inštalovali dodatočné sklolaminátové kotevné tyče pre zvýšenie stability čelby počas raziacich prác. Azda najväčším zásahom do pôvodného projektu bol vznik úplne novej vystrojovacej triedy s vertikálnym členením kaloty a plnohodnotnou protiklenbou na rozhraní kalota-stupeň. Po realizovaní všetkých opatrení bolo možné považovať stavebnú jamu

východného portálu za kompletnú a všetko bolo pripravené pre začiatok raziacich prác.

Tunelové portály sú nevyhnutnou súčasťou každej tunelovej stavby a ich vybudovanie je nemenej náročnou úlohou ako samotný raziaci cyklus. V čase písania článku sú portálové zárezy hotové. Tunelová rúra je vyrazená zo západného portálu v dĺžke 115,0 m a práce sú momentálne pozastavené. Pokračuje sa v razení z východného portálu, kde vo veľmi komplikovaných geologických podmienkach dosiahla kalota úrovne 39,3 m. Veľká časť stavby je stále ešte pred nami, no za doteraz vykonanú náročnú prácu patrí uznanie tímu odborníkov a pracovníkov, ktorí svojou

profesionálnosťou a nasadením posúvajú celé stavebné dielo vpred.

Ing. Radoslav Kubuš, Reming consult, a. s.

Literatúra:

- (1) Podrobný inžiniersko-geologický prieskum, Záverečná správa, CAD-ECO a. s., 2015
- (2) ŽSR – Modernizácia železničnej trate Púchov – Žilina na rýchlosť do 160 km/hod., projektová dokumentácia, stupeň DRS, DSPRS, REMING CONSULT a. s., SUDOP Košice a. s., Basler & Hofmann Slovakia, s. r. o., Tarosi s. r. o.

REALIZÁCIA PRÁC ŠPECIÁLNEHO ZAKLADANIA NA ZÁPADNOM A VÝCHODNOM PORTÁLI

Západný portál

Prípravné práce začali odlesnením terénu a následným podrobným zameraním, kde sa objavili prvotné komplikácie. Pri porovnaní vznikli nezrovnalosti v priebehoch jednotlivých svahových etáží. Hustý drevnatý porast a ťažko prístupný terén neumožňovali počas geodetického prieskumu dostatočne presne zmerať kontúry terénu. Projektová príprava sa pritom zakladala práve na dátach od geodetov. Po operatívnej projektovej zmene, vypracovanej na základe skutočných podmienok, bolo možné pristúpiť k úprave

nadzárezových svahov. Sklon terénu horninového masívu v oblasti západného portálu (30–40 °) s vrstvou deluviálnych sutí moci 0,5 až 7,0 m si pripravili pre stavbárov skutočnú výzvu. Strmý svah a humusovitá povrchová vrstva dohnala stavebné stroje na hranicu technických možností. Najvyššia úroveň nadzárezovej priekopy sa nachádza až 31,7 m nad dnom budúcej stavebnej jamy a do tejto výšky bolo nutné umožniť výjazd aj ťažkej stavebnej mechanizácii. Prístupová komunikácia na vrchol svahu, pripravená objednávatelom pre naše práce, bola v daných

podmienkach náročné dielo samo o sebe tak po návrhovej, ako aj realizačnej stránke. Terénne úpravy samotných svahov začali 27. 6. 2017 na vrchu budúceho zárezu nad pravou stenou v oblasti hĺbeného tunela vo veľmi náročnom teréne. Kráčajúcim bagrom, tzv. pavúkom, bol upravený svah do sklonu 1:1 a na jeho povrch bol aplikovaný nástrek betónu hr. 20 cm s dvomi vrstvami kari siete 100 x 100 x 8 mm. (Striekaný betón realizovala pre Zakládání staveb, a. s., firma Podzemní stavby Brno.) Začiatky neboli ľahké, striekalo sa miestami z lešenia s istením. Pracovalo sa na strmom svahu, s náročným výjazdom pre techniku aj ľudskú silu. Takto zabezpečený nadzárezový svah bude vo finálnej úprave obložený drôtokamenným matracom hrúbky 150 mm. Po zvládnutí prvotných výziev sa pristúpilo k samotnému etážovitému hĺbeniu stavebnej jamy. Realizácia prebiehala cyklicky v systéme: odťaženie, odvoz, zabezpečenie. Najprv bol odťažený svah na prvú kotevnú úroveň. Pracovná plocha na tejto najvyššej etáži mala šírku len o málo väčšiu ako samotná vrtná súprava. Po navrtaní klinec, trvalých kotiev a nástreku



Úprava najvyššieho miesta západného portálového úseku striekaným betónom



Svah pred západným portálom pred začiatkom zaistenia



Práce na portálového úseka počas zabezpečení jeho najvyšších úrovní



Práce na zabezpečení pravej steny západného portálového úseku a realizácia mikropilotového dáždnika na portálovej stene



betónu sa vyhladili plochy pod prefabrikované ŽB rebrá podľa geodeticky vyměřaných privarených vodítk. Pred osádzaním stál žeriav o etáž nižšie a rebro sa k nemu doviezlo nákladným autom, zdvihlo sa, navlieklo na trčiacu kotvu a osadilo do presnej polohy na vypodloženú platformu z drevených hranolov. Škára medzi striekaným betónom a rebrom sa po stranách zatesnila a z vrchu zaliala cementovou zmesou, aby bol ŽB prvok skontaktovaný s podkladom po celej ploche a prenos kotevnej sily bol cez maximálnu plochu. Po vyzretí kotiev sa napli a mohlo sa pokračovať oťažením na ďalšiu úroveň vrtania. Pri výkope v danej geológii striedajúcich sa pieskencov a ílovcov – rôzne rozpukaných a zvetraných – dochádzalo k veľkým kavernám, ktoré sa museli vyplniť striekaným betónom, takže dochádzalo k jeho veľkým nadspotrebám a k spomalenému postupu.

Na nižších etážach boli použité vysoké kotevné rebrá cez 2 kotvy nad sebou. Dĺžka týchto rebier bola 7,4 m a hmotnosť až 8,5 t. Manipulácia a osadenie na obe kotvy naraz boli problematické. Najprv sa navŕtala horná kotva, pokračovalo sa štandardne odkopom, striekaným betónom a klincami na úroveň dolnej kotvy. Na hladný povrch torkrétu sa osadilo ťažké rebro navlečením na hornú kotvu, nastavilo sa do projektovanej polohy a čiastočným predopnutím hornej kotvy sa stabilizovalo proti vychýleniu či pádu vplyvom vibrácií

počas vrtania dolnej kotvy. Po zhotovení a vyzretí hornej aj dolnej kotvy sa obidve napli na projektovanú silu a pokračovalo sa v odťažovaní. Niekoľkokrát sa zopakovala na stavbe situácia, že sa 7 dní vŕtalo, potom sa 3 dni len osádzali prefabrikáty a potom sa opäť vŕtalo.

Na portálovej stene s postupujúcim odkopom sa okrem vyššie spomínaných kotevných prvkov použili aj sklaminátové kotvy v čelbe, ktoré boli vŕtané vrtnou súpravou PG 115. Táto súprava potom realizovala aj mikropilótový

dáždnik na portáli. Navrhnutých 39 mikropilótov pr. 89/6,3 mm dĺ. 15 mm bolo osadených do vrtu spolu s injektážovou hadičkou a ústie vrtu sa zatesnilo montážnou penou. Potom sa od konca vrtu celá mikropilóta zainjektovala nízko tlakovou injektážou. Po zrealizovaní MP dáždniku sa vyvŕtalo niekoľko posledných sklaminátových kotiev dĺ. 16 m do čelby. Práce na zabezpečení portálu skončili tesne pred riadnym termínom 4. 12. 2018.

S pokračujúcim výkopom sa rozširovala pracovná plocha a postup prác sa zefektívňoval,



Pohľad na pravú stenu západného portálového úseku zaistenú kotvenými rebrami a pätkami

nakoľko sa na dlhšom úseku dal vykonávať jeden druh činnosti a po jeho ukončení sa presunul na iný úsek a nastúpil na jeho miesto nasledujúci proces. Takto sa podarilo aj napriek extrémnej náročnosti terénu a náročnej geológii dokončiť dielo v požadovanom termíne.

Celkovo bolo na západnom portáli inštalovaných 77 ks prefabrikovaných rebier rôznych typov a 30 prefabrikovaných roznášacích pátiok, do ktorých bolo osadených celkom 164 horninových lanových kotiev.

Zaistovacie prvky boli doplnené 4 kusmi odvodňovacích vrtov dĺžky 100 a 80 m so sklonom 10 ° dovrchne. Ani pri takejto hustote vrtných prác nedošlo k žiadnej kolízii aj vďaka výbornej spolupráci medzi dodávateľom a projektantom.

Niektoré prefabrikované rebrá ostávajú viditeľné ako architektonické prvky. V kombinácii s konečným drôtokamenným obkladom bude západný portál tunela Milochovej estetickejšie a funkčne dotvárať ráz miestnej krajiny.

Východný portál

Práce na východnom portáli začali v apríli 2017 na pravom svahu nad budúcim portálom, kde sa realizovali vrtné zápory s betónovým koreňom. Tie boli v korune spojené prevarenými výstužami R25. Následne bol terén postupne odťažovaný a zároveň prebiehalo osadenie výhrevy, jej aktivácia a vrtné dočasné lanových kotiev na ľavom svahu. Na portáli boli inštalované kari siete a aplikovaný striekaný betón popri vrtní zeminých klinec.

Ako už bolo čiastočne uvedené v predchádzajúcom článku, pri vrtní kotiev najvyššej úrovne bol zistený nesúlad s predpokladanou geológiou. Deluválne ílovité sutiny boli zaznamenané až do hĺbky 24 m od portálu, čo mohlo spôsobiť vážne komplikácie pri razení tunela. Práce na portálovej stene boli zastavené a ďalej prebiehali len na pravom svahu na kotvení, pažení

a odvodňovacích vrtov; OV4 a OV3 boli vrtné kolmo na pravú stenu a OV2 a OV1 boli vrtné v rohu pravej a portálovej steny v tvare vejáru. Všetky vrty boli vyvrtné do hĺbky 100 m. Počas ďalšej výstavby projektant navrhol ešte 2 vrty do portálovej steny na odvodnenie okolia tunela do hĺbky 50 m.

Na portálovej stene bolo navrhnuté zlepšenie masívu tryskovou injektážou s piliermi dĺžky 8,5 m do hĺbky 24,4 m od portálu a to tak, že sa vytvorí preinjektovaná oblasť v tvare podperného rámu okolo budúceho tunela. Po schválení zmeny projektu sa začalo v septembri s tryskovou injektážou na portálovej stene. Projekt požadoval vytvorenie stĺpov spevnenej horniny o priemere minimálne 700 mm a o minimálnej pevnosti v prostom tlaku 4,0 MPa po 28 dňoch. Na základe tejto požiadavky bola zvolená jednofázová TI M1 vzostupným spôsobom. Aby sa minimalizoval dopad všetkých zmien projektu na konečný termín, práce boli realizované niektoré týždne nepretržite, avšak s ohľadom na potrebu nábehu počiatočnej pevnosti injekčnej zmesi. Čerstvá injekčná zmes mohla nadmerne tlačiť na rub striekaného betónu za portálovou stenou. Pracovný krok teda začal vždy odkopom, klincovaním a zastrekaním svahu tryskovou injektážou, navrtaním kotiev a až po zatuhnutí tryskovej injektáže napnutím kotiev. Z jedného návrtného bodu bolo vrtných až 7 vejárových

vrtov s rôznymi vertikálnymi uhlami. V krajných návrtných bodoch na ľavej strane bolo navrhnutých aj 6 horizontálne odklonených vejárov, takže spolu bolo z tohto návrtného realizovaných až 42 pilierov tryskovej injektáže. Realizácia tak hustého rastra si vyžadovala dôsledné dodržiavanie časového odstupu a min. vzdialenosti jednotlivých vrtov. Vrtal sa každý druhý injekčný rad s odstupom 24 hodín. Zrealizovaných bolo 574 vrtov v rôznych vejároch v celkovej dĺžke 14 km. Do tejto tryskovej injektáže sa pridali 4 nové kotvy nad portálom dĺ. 24/8 m (Po 450 kN) a dva ŽB kotevné trámy – každý pre 2 kotvy.

Zlepšenie prostredia sa ukázalo byť účinné a pri postupnom cykle odťažovania, injektáže a ďalších dvoch kotevných úrovniach sa portálová stena prehĺbila až na projektované dno stavebnej jamy.

Okrem návrhu tryskovej injektáže došlo aj k zdvojeniu mikropilótového dáždnika v jeho hornej časti a bol rozšírený aj do strán, a tak z pôvodných 585 m mikropilót bolo realizovaných celkom 1485 m. Zmenil sa aj postup ich injektáže. Podľa pôvodného pracovného postupu sa mala mikropilóta len osadiť do vrtu a vyplniť vrt zálievkou odspodu nahor. Požiadavkou zmeneného projektu však bolo preinjektovať potenciálne nesúdržné okolie vrtu jednotlivých mikropilót, a tým zlepšiť okolie budúceho výrubu. Preto boli do mikropilóty injektované pod

vysokým tlakom na viac fáz.

Na začiatku prác boli klince a kotvy vrtné vrtnou súpravou HBM 15, následne bolo potrebné kvôli odvodňovacím vrtom nasadiť vrtnú súpravu Jano 7. Trysková injektáž bola realizovaná vrtnou súpravou PG 115 a neskôr PG 185 s väčším dosahom. Následne už boli na portáli realizované touto súpravou aj klince, kotvy a mikropilóty. Celé dielo bolo úspešne dokončené koncom februára 2018.

Ing. Maroš Zaťko,

Zakládání staveb, a. s.



Vykonávanie tryskovej injektáže na východnom portáli vrtnou súpravou PG 185



Záporové paženie na pravej stene východného portálového úseku



Viditeľná časť mikropilótového dáždnika zabezpečujúceho rozrážku na východnom portáli

DOSAVADNÍ PRŮBĚH RAŽEB TUNELU MILOCHOV

Ražby tunelu Milochov byly plánovány z východního portálu, ale vzhledem k situaci, kdy se na východním portále realizovala trysková injektáž za účelem zpevnění portálu a předpolí ražby, byl zhotovitel nucen začít razit tunel ze západního portálu, kde byly již práce na zajištění portálu hotovy. Ražby zde započaly v polovině ledna 2018 a původní plán byl vyrazit 80 m v kalotě + dobírka stupně a dna, a poté se přestěhovat na východní portál, kde by v té době již měly být dokončeny práce spojené s tryskovou injektáží a připraven portál pro ražbu. Již tehdy se však zhotovitel domníval, že geologická skladba prostředí na východním portále zastižená při vrtání lano-vých kotev není vhodná pro projektem navrženou technologickou třídu ražnosti Vb. Domněnku zhotovitele potvrdil investor, když vydal pokyn k přepracování projektové dokumentace. Hlavní změna projektové dokumentace spočívá především v doplnění nové technologické třídy VI, kdy kalota tunelu je dělena na dvě vertikálně dělené čelby – kaple I a kaple II, a dále dobírka dna. Dělené čelby jsou vždy uzavírány rámy, které se postupem výstavby vybourávají, až

nakonec zůstane jen primární ostění profilu celého tunelu.

Samotná ražba ze západního portálu probíhala podle plánu, který si zhotovitel stanovil v harmonogramu. Horninové prostředí odpovídalo geologickému průzkumu a předpokladu projektu. Logisticky byla ražba ze západního portálu trochu komplikovanější – na portále nebylo až tolik místa k uskladnění materiálu a přes obec Milochov, ležící mezi východním a západním portálem tunelu, instaloval investor dopravní semafor, které prodlužují čas přejezdu mezi jednotlivými portály. Z původně plánovaných 80 m v kalotě nakonec zhotovitel díky zdržení, vyvolanému jinou geologickou skladbou na východním portálu a následným komplikacím s upravenou projektovou dokumentací, vyrazil ze západu celkem až 114,5 m v kalotě + v roze-stupech dobírku stupně a dna.

V polovině května 2018 byla již dokončena potřebná část projektové dokumentace a zhotoviteli byla oficiálně předána od Zdrúženie Nimnica. Na základě tohoto kroku ukončil zhotovitel razicí práce ze západního portálu a započal práce na východním portálu. Zde bylo již v předstihu připraveno

zařízení staveniště a téměř okamžitě se začalo s výstavbou tunelu. Nejdříve započaly práce na předstítku tunelu (přechod mezi hloubenou a raženou částí), následovala ražba I. a II. kaple. Zhotovitel se při ražbě z východního portálu musí potýkat s vrstvami zvodnělého jílu a písku v čelbě, kdy tato geologie je pro ražbu velmi obtížná. Ražba z východního portálu v technologické třídě VI byla projektantem plánována na 250 m, nicméně investor zhotoviteli povoluje ražbu průběžně podle skutečně zastižené geologie. V červenci 2018 je vyraženo 50 m v kalotě, tj. v I. a II. kapli a ražba i nadále bude probíhat ve třídě VI, dokud nedojde ke zlepšení geologických poměrů.

Ing. Petr Velička, Subterra, a. s.

Foto: Libor Štěrba, Maroš Zaťko a Petr Velička

Účastníci výstavby

Investor: Železnice Slovenskej republiky

Generální dodavatel: Zdrúženie Nimnica

Projekt: Reming consult, a. s.

Práce speciálního zakládání:

Zakládání staveb, a. s.

Ražby: Subterra, a. s.



Pohled na čelbu z východního portálu v technologické třídě VI členěnou na dvě kaple



Ražba ze západního portálu

Portal sections of the Milochov tunnel on the Bratislava-Žilina railway line

The excavation of the Milochov tunnel, with a total length of 1861 m, required the construction of two tunnel portals. The driven part of the tunnel will be 1770 meters, the dugged part at the western portal will be 20 meters, the east portal will be 71 meters. Monumental is mainly the western portal with a height of right cut over 30 m. It is secured in four levels by means of strand anchors through prefabricated anchor ribs or heels, shotcrete and earth nails. The securing of the eastern portal was designed on the sides mainly by the girders and the portal wall with strand anchors across the distribution sills, shotcrete and earth nails. However, due to the geology encountered, it was necessary to change the eastern portal securing design; there has been recently proposed extensive improvement of the anchor roots by horizontal jet grouting and other complementary measures. Due to the delay caused by the new securing method, the tunnel driving, originally planned primarily from the eastern portal, began in the meantime from the western portal. The construction of the portal sections was carried out completely by the company Zakládání staveb, a. s., in cooperation with the contractor of the tunnel excavation, Subterra, a. s. Despite the many difficult and complicated situations that occurred during the securing of the portal sections and the start of driving works, the driving works are under way today according to assumptions.



ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO ADMINISTRATIVNÍ CENTRUM SMÍCHOFF V PLZEŇSKÉ ULICI V PRAZE

V prostoru mezi portálem Strahovského tunelu a bytovým domem Plzeňská čp. 414 byla mnoho let nevyužívaná parcela. V minulosti byla tato oblast již zastavěna, ale uliční řada činžovních domů musela před asi před 30 lety ustoupit výstavbě Strahovského tunelu. V současné době zde vyrůstá moderní budova Administrativního centra Smichoff (ACS).

Stavební parcela v místě proluky má lichoběžníkový tvar cca 62x60 m a nacházela se ve velmi příkrém až neschůdném svahu. To byl také důvod, proč nebyla dlouho zastavěna. Pro její využití totiž bylo nutné provést masivní zářez do svahu s odpovídajícím pažením stěn stavební jámy. To bylo v největší míře zajištěno mikrozáporovým pažením, dále velkoprofilovými záporami, sloupy z tryskové injektáže a pilotovými stěnami. Pažená výška stavební jámy se pohybuje v rozmezí od 7 do 15 m. Výkop jámy na většině půdorysu zasahuje 7,3 m pod úroveň stávajícího chodníku v ulici Plzeňské. Práce realizovala skupina Zakládání, společnosti Zakládání Group a Zakládání staveb.

Po dokončení nabídne ACS přes 11 800 m² kancelářských ploch ve vysokém standardu třídy AAA, 91 parkovacích míst ve dvou suterénech a ve vnitrobloku terasovitou zahradu, to vše v zelené certifikaci na úrovni LEED Gold. Plánované dokončení stavby je ve 3. čtvrtletí roku 2019.

Geologická stavba území

Horninové podloží svažitého pozemku tvoří staropaleozoické horniny svrchnoordovického stáří řazené do libeňského souvrství. Území je pokryto tenkou vrstvou humózní písčitojílité hlíny. V místech demolovaných činžovních domů je vrchní vrstva tvořena navážkou. Pod vrstvou humózní hlíny se nachází písčité jíly až

jílovitý písek se šterkovou příměsí o různých mocnostech 1–6 m. Pod touto vrstvou je již křemencová suť uložená na břidlicích, jejichž pevnost se s hloubkou zvětšuje. Směrem do svahu se vyskytovala i vrstva křemenců třídy R3/R2, která bohužel nebyla v dostatečné míře zastižena geologickými sondami a její poloha musela být odhadována.

Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry jsou relativně složité a podmíněné několika vstupními faktory, z nichž rozhodující je geologická stavba území a propustnost jednotlivých geologických prostředí a morfologie terénu, dále se uplatňují potenciální zdroje podzemních vod a antropogenní vlivy spojené s urbanizací místní

oblasti (existence objektu Strahovského tunelu v bezprostředním sousedství staveniště i úprava Motolského potoka jeho zatrubněním na jižní hranici pozemků). Na jižní části lokality byly provedeny tři vrtů, v nichž se voda ustálila cca 7,0 m pod terénem.

Vstup do projektu

Pažení stavební jámy bylo již dříve navrženo ve stupni pro provádění stavby. Společnost FG Consult, s. r. o., byla požádána o úpravu projektu realizační firmou těsně před zahájením stavby.

Jeho součástí byl nově i návrh pohledových opěrných stěn budoucích terasovitých zahrad nad severní stěnou pažení jámy, které oddělí ACS od nově vznikající rezidence Grafická výše na svahu. Kvůli složitým geologickým podmínkám, prudkému svahu a různým typům sousedících stavebních objektů bylo nutné navrhnout celou řadu technologií zajištění jámy. To bylo provedeno v největší míře pomocí mikrozáporového pažení, dále

velkoprofilových zápor, sloupů z tryskové injecktáže a pilotových stěn.

Technické řešení

Severní stěna tvoří největší zářez do stávajícího svahu. Ten byl tvořen velmi tvrdými horninami třídy R4 až R2, proto musela být pro hloubení vrtů pro záporů použita technologie maloprofilového vrtání. Navrženo zde tedy bylo mikrozáporové (MZ) pažení z trubek 127/12 mm, kotvené v celkem pěti úrovních. Kotvy byly 3pramencové celkové délky 10–16 m. V severozápadní části bylo pažení navrženo s půdorysným odstupem 1,5 m.

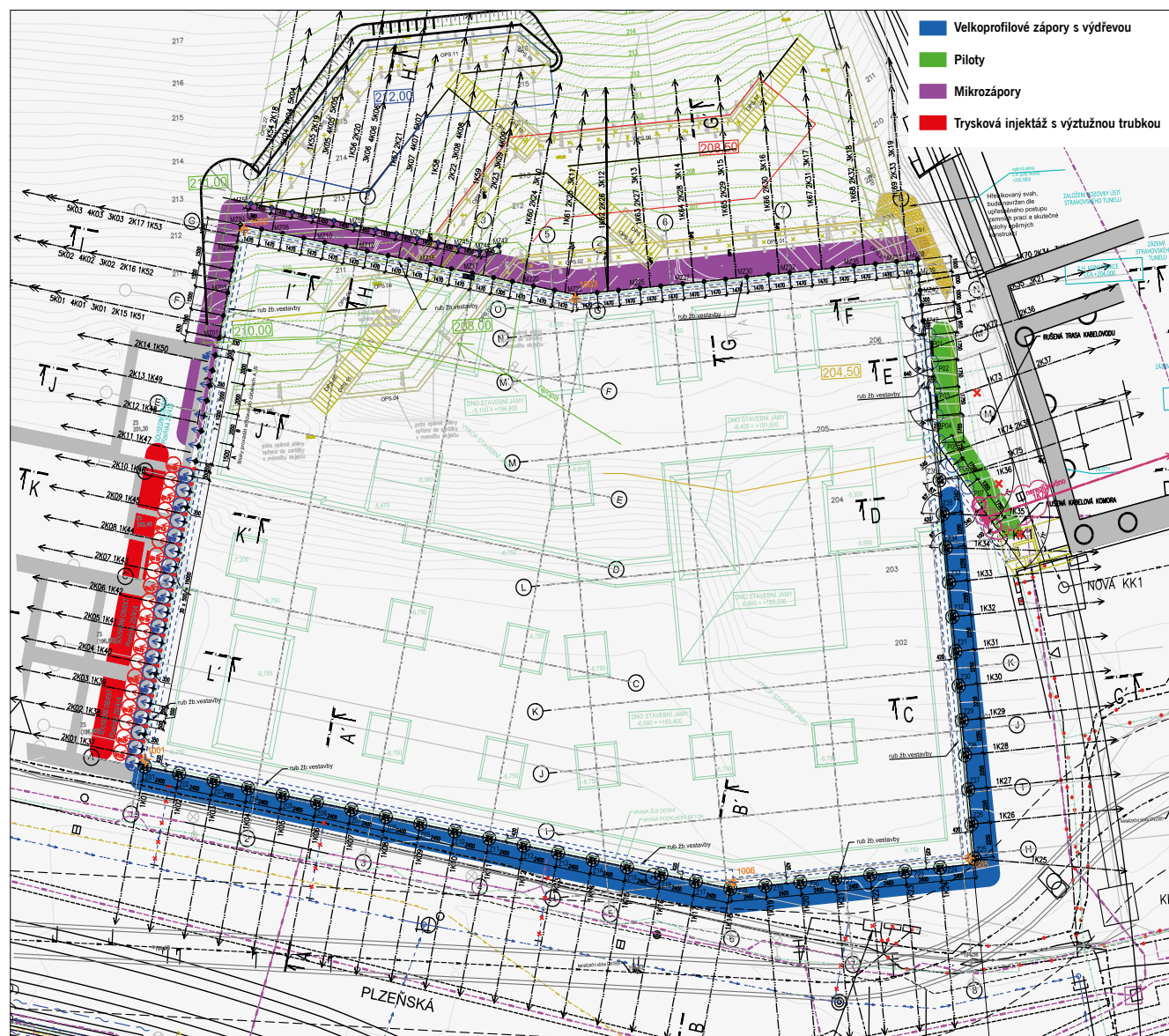
Ve skalních horninách byla mezi mikrozáporami navržena vrstva ze stříkaného betonu místo původně navržených dřevěných pažin, které by se hůře instalovaly a ani by nedokázaly vyrovnat výrobní tolerance pažení. Stříkaný beton byl v tomto případě vhodnější.

Na **západní straně** se nachází objekt čp. 414, který byl před zahájením výkopu stavební jámy odpovídajícím způsobem ztužen.

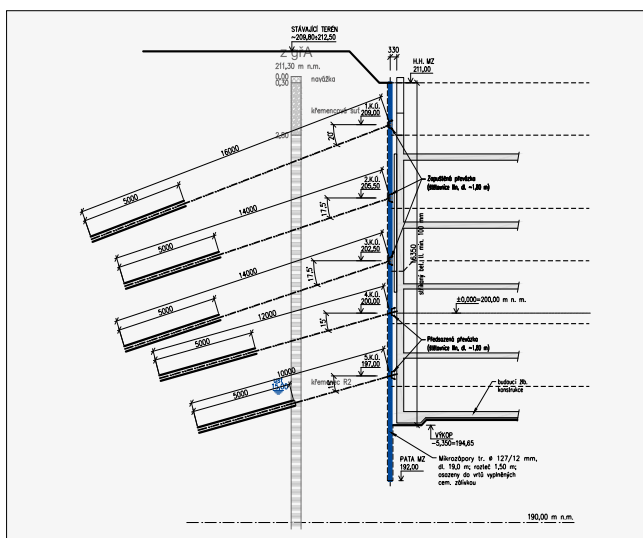
Z větší části je dům podsklepen, v části přilehlé k ACS jsou však sklepy zasypány do úrovně chodníku. Největší rozdíl mezi základovou spárou sousedního objektu a základovou spárou novostavby je 6,9 m. Směrem do svahu je objekt založen přímo na skalním podkladu.

Podél tohoto objektu byla stavební jáma zajištěna pomocí dvou řad sloupů tryskové injecktáže (TI) s vloženou ocelovou trubkou 127/12 mm. Pažení jámy mělo současně i funkci podchycení sousedního objektu. Stěna ze sloupů TI byla kotvena ve dvou úrovních pomocí 3pramencových kotev délek 9 a 10 m. Směrem k SZ rohu pak skalní podloží vystupovalo již blízko k terénu a místo původně navržených zbývajících 6 ks sloupů TI zde bylo nově navrženo MZ pažení z trubek 127/12 mm se stříkaným betonem.

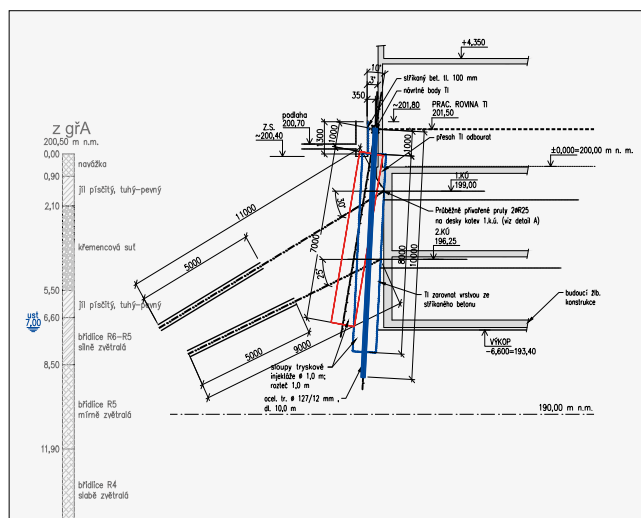
Na **jižní straně** podél ulice Plzeňská bylo navrženo kotvené záporové pažení. Kotvy byly navrženy 4pramencové délky 13,5 m. Limitujícím faktorem při návrhu jižní strany byla



Půdorys stavební jámy AC Smíchov s vyznačením použitých technologií



Zajištění severní stěny kotveným mikrozáporovým pažením

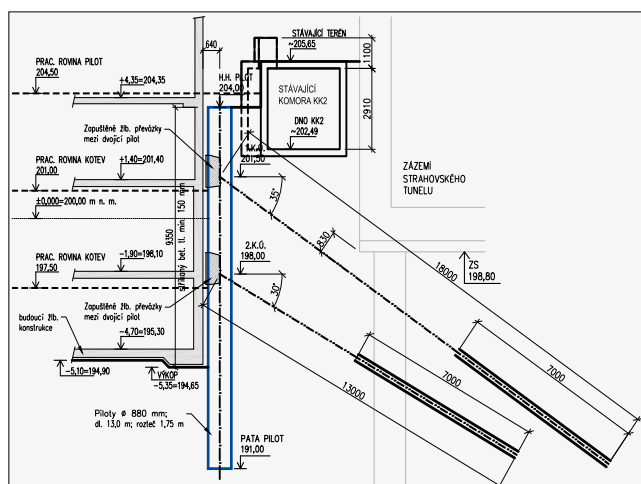


Pažení západní stěny a podchyzení sousedního objektu kotvenými sloupy z tryskové injektáže s výztužnou trubicí

kanalizace, která byla v hloubce až 5,5 m pod terénem, proto musely být kotvy hlouběji, než by bylo staticky ideální, a se sklonem 35 stupňů.

Nejvíce technologií bylo použito na **východní stěně** podél portálu Strahovského tunelu, podzemního zázemí Strahovského tunelu a mostu spojujícího Strahovský tunel a tunel Mrázovka. Podél těchto dopravně důležitých objektů byly předepsány varovné stavy pro sledování deformací. První varovný stav byl stanoven již při posunu sousedních konstrukcí o 1 mm.

V horní části východní stěny v SV rohu byl navržen hřebíkový svah. Dále zajištění pokračovalo pomocí kotveného MZ pažení, stejného jako na severní straně. Mikrozáporové pažení zde bylo zakotveno pomocí tří řad 3pramencových kotev délek 10–14 m. V místě, kde byl dle geologického průzkumu vytipován zlom geologické vrstvy R3, se změnila technologie zajištění a dále bylo pažení zajištěno z dočasně kotvených



Zajištění jižní strany stavební jámy záporovým pažením s výdřevou

velkoprofilových pilot průměru 880 mm délek 11–13 m. Ve střední části východní stěny podél budoucího vjezdu do podzemních garáží pak byly navrženy trvale kotvené piloty. Jižní část východní stěny byla pažena kotvenými velkoprofilovými záporami. Velmi složité byly detaily finálních ostění ze stříkaných betonů. Jelikož se JV směrem nacházejí v nevelké vzdálenosti tubusy trasy B

metra, byly v kontaktní části stavební jámy navrženy vibroizolace. Dále byly po výšce obvodových stěn suterénu požadovány různé tloušťky tepelných izolací. Na základě těchto požadavků byla vypracována celá kniha detailů ostění pažic stěny, kde byl přesně specifikován odstup líce pažení od vestavby. Stříkaným betonem byly vyrovnávány i výrobní tolerance pažení. Aby byl vytvořen hladký líc pažení, bylo nutné část převážek ze štetovnic zapustit. Realizační firma kladla velký důraz na přesnost, proto byly stříkané betony provedeny s přesností ± 10 mm od projektované polohy.

Opěrné stěny

Vzhledem ke členitosti terénu bude ve svahu nad administrativním centrem více než 20 opěrných stěn. Úhlové zdi v prudkém svahu musely být podepřeny dvěma řadami mikropilot. Jako prvky hlubinného zakládání zde byly navrženy trubky $\varnothing 89/10$ mm délek



Pohled na parcelu před zahájením stavebních prací



Pažení severozápadního rohu stavební jámy



Mikrozápory na severní stěně po odkopání

3 a 4 m. Mikropiloty byly přes kotevní desku vetknuty do základů opěrných stěn. Návrh opěrných stěn byl vypracován velmi rychle. Problémy však nastaly až při schvalovacím procesu, kdy musela být navržena i skladba bednicích dílců a musely být navrženy spáry a osvětlení dle požadavků architekta. Než se podařilo vše projednat, vybrat dodavatele pažení a rozmístit spáry a osvětlení architektonicky správně, uběhlo minimálně pět týdnů.

Hlubinné založení

Poslední kapitolou bylo hlubinné založení objektu a věžových jeřábů. Již v průběhu těžby byly zaznamenány odchylky průběhu skalní horniny třídy R3–R2 od geologického průzkumu. Z nově zjištěných podkladů jsme extrapolovali sklon vrstev a stanovili nový

průběh nevrtatelného prostředí. V průzkumu byl výskyt velmi tvrdých hornin zastižen v severozápadním rohu. Při provádění se zjistilo, že toto rozhraní je posunuto jižním směrem o cca 6–9 m. Část prvků hlubinného založení byla statikem objektu proto rovnou nahrazena betonovými plombami. Ostatní piloty navržené na aktualizované geologické poměry byly navrženy v průměrech 750, 880 a 1180 mm a v délkách 6–15 m. Přesto při realizaci těchto pilot nebylo některé možno dovrát dle projektové dokumentace. V problematickém místě, na rozhraní vrtatelných a nevrtatelných hornin, probíhala čilá komunikace mezi realizační firmou a projektantem hlubinného založení. Operativně se reagovalo na zápisy geologa z průběhu vrtání a jednotlivé piloty byly

posuzovány dle skutečných geologických podmínek. S enormním nasazením všech zúčastněných stran (statik budovy, projektant hlubinného založení, realizační firma pilot a TDI) bylo provedeno hlubinné založení objektu dle požadavků investora s max. přípustným sedáním do 15 mm.

Mimo stavební jámu byl navržen základ pro věžový jeřáb, situovaný na patě svahu. Jeho hlubinné založení se podařilo provést v délkách dle projektu. U druhého jeřábu, který byl umístěn ve stavební jámě, byla v místě pat základových pilot zastižena hornina R2. Proto musely být piloty z technologických důvodů zkráceny, ale vždy se realizační firma snažila udělat piloty co nejdelší. Výskyt takto tvrdé horniny způsobil komplikace statikovi objektu, který musel upravit základovou desku, která byla nakonec půdorysně větší. Díky tomu a s ohledem na pevnější skalní horniny vyhovělo založení jeřábu s kratšími pilotami jak na sedání, tak i na natočení.

Spolupráce na tomto projektu byla velmi zajímavá a díky kooperaci všech zúčastněných stran probíhaly návrh a realizace hladce, s výjimkou výše zmíněného problému u opěrných stěn.

Výměry:

Mikrozápory tr. 127/12: v celkové délce 543 m,

Mikrozápory HEB140: v celkové délce 95 m,

Zápory 2xIPE360: v celkové délce 368 m,

Kotvy: v celkové délce 1951 m,

Pažící piloty Ø 880 mm: v celkové délce 112 m,

Sloupy TI: Ø 1000 mm: v celkové délce 390 m,

Základové piloty Ø 750–1180 mm: v celkové délce 658 m.



Západní strana stavební jámy s kotvenými sloupy tryskové injektáže



Kotvená pilotová stěna na východní straně jámy

Ing. Tomáš Ředina, FG Consult, s. r. o.

REALIZACE PRACÍ SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ NA STAVBĚ AC SMÍCHOFF

Společnost Zakládání Group, a. s., byla vybrána jako dodavatel prací speciálního zakládání, tedy kompletního zajištění stavební jámy a založení objektu. Kromě těchto prací byla i dodavatelem zemních prací, včetně demolic, opěrných stěn, připojovacího pruhu pro vjezd do budoucích podzemních garáží a nové vodovodní a kanalizační přípojky. Pozemek byl značně svažité a nacházely se na něm zbytky starých opěrných stěn a základových konstrukcí po původní demolici. Před zahájením prací speciálního zakládání bylo nutné pomocí kopaných sond ověřit reálnou polohu a stav základových konstrukcí sousední budovy Plzeňská čp. 414, provést přeložky kolidujících inženýrských sítí a pasportizace a osazení geodetických bodů pro následný monitoring. Z důvodu prací v ochranném pásmu portálu Strahovského tunelu a navazujícího přemostění k tunelu Mrázovka byla ustanovena Rada monitoringu, která vyhodnocovala, zda práce nemají vliv na statiku portálu a pilířů mostu. Ze stabilitních důvodů bylo nutné nejprve odtěžit korunu svahu a připravit pracovní plošiny pro práce na opěrných stěnách včetně přístupových a příjezdových cest. Opěrné stěny byly založeny na tlakových a tahových mikropilotách, provázaných do budoucích základových pasů opěrných stěn. Opěrné stěny se budovaly na třech pozicích, každá v jiné výškové úrovni. Problémy nastávaly především při dodávce bednění a oceli na vlastní konstrukci prvků opěrných stěn z důvodu značného výškového rozdílu mezi úrovní příjezdové komunikace a úrovní opěrných stěn. Montáž bednění se prováděla ručně, proto musely být bednicí dílce vylehčené. Protože



Realizace 2. k. ú. na mikrozáporovém pažení severní stěny a betonáž opěrných stěn

se jednalo o trvalé konstrukce, byly objednatelem kladeny vysoké nároky na kvalitu a přesnost prováděných prací – jednalo se hlavně o dodržení dilatačních spár, otvorů pro budoucí osvětlení a kvalitu betonu. Betonáž se prováděla pomocí pump.

V souběhu s těmito pracemi probíhaly práce i na podchycení základů sousedních objektů a svislých prvcích zajištění celého obvodu budoucí stavební jámy.

Po dokončení konstrukcí opěrných stěn a zajištění budoucího obvodu stavební jámy započaly práce na vlastním hloubení stavební jámy. Práce probíhaly dle projektem daných

úrovní, kdy byla každá úroveň kotvena pomocí dočasných pramencových kotev předepnutých přes zapuštěné ocelové převázky, umístěné mezi svislými prvky. Železobetonové piloty byly zajištěny přes žlb. převázky, sloupy TI byly kotveny přes ocelové desky. Z důvodu návaznosti dalších prací se obvod stavební jámy vyrovnával pomocí stříkaných betonů. Ty musely být prováděny s maximální přesností – tolerance směrem do stavební jámy byla nulová, směrem ze stavební jámy max. 2 cm. Důvodem takové přesnosti byly hlavně požadavky objednatele ohledně následné aplikace vibroizolací.



Kotvení záporového pažení jižní stěny a betonáž opěrných stěn



Provádění pilotového založení

Celá navazující vestavba je projektována jako tzv. bílá vana, která má zvýšené nároky na krytí výztuže. Po vyhloubení jámy na ochrannou vrstvu – cca 50 cm nad projektovanou základovou spáru – bylo nutné provést založení budoucího objektu na základových pilotách. To byla další obtížnější fáze prací speciálního zakládání. Piloty se vrtaly z úrovně cca 6 m pod úroveň okolního terénu, přitom zde byl pouze jeden sjezd a výjezd ze stavební jámy. Z tohoto důvodu byl kladen důraz především na organizaci práce. Terén ve stavební jámě byl upraven do jedné pracovní úrovně z důvodu pojezdu vrtné soupravy.

Jak již bylo uvedeno v předchozím článku, při vrtných pracích byly zhruba v SV části stavební jámy zastíženy vrstvy prokřemenělých břidlic, které zpomalovaly postup. Posunutí konečného termínu založení stavební jámy by však objednateli způsobilo problémy s nástupem dalších subjektů. Objednatel proto požadoval předání části stavební jámy tak, aby mohl zahájit práce na armování a betonáži základového bloku věžového jeřábu a jeho následnou montáž.

Po dokončení základových pilot v této části pokračovaly práce na dotěžení stavební jámy na základovou spáru, ze které se prováděly drenáže pro odvod puklinových vod do čerpacích studní. Tím bylo možné provést v této části i podkladní betony a vše předat objednateli pro další práce.

Ve zbylé části stavební jámy pokračovaly práce na základových pilotách. Jak se později ukázalo, tato součinnost prací byla velice složitá. Vše se naplno projevilo v momentě, kdy bylo nutné z důvodu dokončení pilot sjezdovou rampu zcela odtěžit. Veškerý materiál (vývrtek z pilot, z drenáží, plomb a úpravy základové spáry) bylo nutné deponovat ve stavební jámě a beton do pilot a na podkladní betony dopravovat pomocí pump. Po dokončení pilot se sjezdová rampa obnovila pro výjezd vrtné soupravy a likvidaci deponovaného materiálu. Mohlo se tak pokračovat v dotěžení stavební jámy na základovou spáru, drenáží a podkladních betonech. Ještě bylo nutné dokončit práce na kotvení a střihaných betonech v prostoru sjezdové rampy.

Práce na dokončování stavební jámy byly poměrně náročné na organizaci. Hlavním důvodem bylo to, že na již předané části probíhaly práce na již zmíněném věžovém jeřábu a armování základové desky budoucí vestavby a na zbylé části probíhala ještě těžba. Jediná komunikace na dopravu materiálu a skládání byla v prostoru kolem Strahovského tunelu. Bylo tedy nutné zavést intenzivní koordinační porady všech zapojených subdodavatelů.

Samostatnou kapitolou byly práce na připojovacímu pruhu do budoucích garáží a nové vodovodní přípojce. Pro obě akce bylo nutné



Dokončování pilotážských prací a betonáž základové desky v severní části jámy

zajistit příslušné zábory a dopravní omezení. U připojovacího pruhu se musela dle předem schváleného technologického předpisu časově snížit základová patka pilíře Strahovského tunelu.

V současné době jsou hlavní práce speciálního zakládání ukončeny a dokončení dosud neprovedených prací (terénní úpravy, zpětné zasypy atd.) bude prováděno vždy na vyzvání objednatele.

Na stavbě ACS se uplatnila řada technologií speciálního zakládání, přeložek, monolitických konstrukcí, pohybovalo se zde několik firem současně. Byla zde i řada problémů – s výškovým rozdílem, geologickými poměry, s pouze jedním vjezdem na staveniště, byly zde vysoké nároky na kvalitu a především přesnost

provedených konstrukcí a plnění termínů harmonogramu, uzlových i konečného. Díky vstřícnosti, ochotě a profesionalitě všech zástupců společností se dílo podařilo dokončit včas a v kvalitě požadované objednatelem.

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.
Foto u celého článku: Libor Štěrba

Investor: Penta Real Estate
TDI: PMGroup CZ
Zajištění stavební jámy a založení objektu: Zakládání Group, a. s., Zakládání staveb, a. s.
Hrubá stavba: Hochtief CZ, a. s.
Generální projektant: Bogle Architects
Projekt speciálního zakládání: FG Consult, s. r. o.

Securing of a building pit for the Smíchov administration center in Plzeňská street in Prague

In space between the portal of the Strahov tunnel and the apartment building Plzeňská No. 414 there was for many years unused site. In the past, this area has already been developed, but the street row of apartment houses had to retreat about 30 years ago to build a Strahov tunnel. At present, the modern building of the Smichoff Administrative Center (ACS) is being built here.

The building site has a trapezoidal shape of about 62x60 m and it was situated in a very steep to a impassable slope. This was also why it was not built for a long time. For its use, it was necessary to make a massive notch into the slope with the corresponding construction of the walls of the building pit. This was to a large extent ensured by micro-girder, large-profile girders support, jet grouting columns and pile walls. The supported height of the building pit ranges from 7 to 15 m. The excavation of the pit on most ground plan extends 7.3 m below the level of the existing pavement in Plzeňská street. Upon completion, ACS offers over 11,800 m² of high AAA-class office space, 91 parking spaces in two basements and a terraced garden in the courtyard, all at green certification at the level LEED Gold. The planned completion of the construction is in the 3rd quarter of 2019.