ZAKLÁDÁNÍ STAVEB®

ZAKLÁDÁNÍ

časopis Zakládání staveb, a. s. 2/2023 ročník 35

- Rekonstrukce **ŽELEZNIČNÍHO MOSTU** a tunelu v **DĚČÍNĚ**
- Prodloužení **TRASY U4** podzemní dráhy v **HAMBURKU**
- Nová **SILNICE R2** Kriváň–Mýtna
- **KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE** na nové trase **METRA D** v Praze

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB®

VÝROBNÍ PROGRAM ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, A. S.

- Podzemní stěny konstrukční, pažicí, těsnicí a prefabrikované
- Vrtané piloty, CFA piloty, pilotové a záporové pažicí stěny
- Mikropiloty a mikrozápory
- Kotvy s dočasnou a trvalou ochranou
- Injektáže skalních a nesoudržných hornin, sanační injektáže, speciální injekční směsi
- Trysková injektáž M1, M2, M3
- Beranění štětových stěn, zápor, pilot apod.
- Zemní práce z povrchu, těžba pod vodou
- Zlepšování základových půd
- Realizace všech typů hlubinného založení objektů
- Pažení stavebních jam
- Sanace rekonstrukce a rektifikace občanských, průmyslových a historických objektů a inženýrských staveb
- Vodohospodářské stavby, rekonstrukce jezů, retenční přehrážky
- Shybky
- Skládky ropných produktů a toxických látek, jejich lokalizace a zabezpečení
- Ochrana podzemních vod
- Geotechnický průzkum, studie, projekty, konzultace
- Zatěžovací zkoušky a zkoušky integrity pilot
- Projekční a poradenská činnost

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.
K Jezu 1, P. S. 21
143 00 Praha 4,
Tel.: +420 244 004 111,
mailbox@zakladani.cz
zakladani.cz

Časopis ZAKLÁDÁNÍ
vydává:

Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. S. 21
143 00 Praha 4 - Modřany
tel.: +420 244 004 111
fax: +420 241 773 713
propagace@zakladani.cz
zakladani.cz

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
RNDr. Ivan Beneš
Ing. Jan Masopust, CSc.
Ing. Jiří Mühl
Ing. Michael Remeš
Ing. Jan Šperger
Redakce:
Ing. Libor Štěrba
Jazyková korektura:
Mgr. Antonín Gottwald
Překlady anotací:
RNDr. Ivan Beneš
Foto na titulní straně:
k článku na str. 16
Design & Layout:
Velorum, s. r. o., a Jan Kadoun
Tisk:
Grafico, s. r. o.

Ročník 35
2/2023
25. 10. 2023
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází třikrát za rok
Pro rok 2023 je cena vydání 90 Kč.
Roční předplatné 270 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.

Objednávky předplatného:
SEND Předplatné spol. s r.o.
Ve Žlíbku 1800/77
193 00 Praha 9 Horní Počernice
tel.: +420 225 985 225
send@send.cz
send.cz
Podávání novinových zásilek
povolila PNS pod č.j. 6421/98

Obsah

Zahraniční stavby

Rekonstrukce přehrady Mosul Dam v Iráku – vítěz Ceny DFI za mimořádný projekt roku 2022 2
Článek „2022 OPA Winer: Mosul Dam Rehabilitation Project" autorů R. Granatové a V. Batemanové z časopisu Deep Foudation, Sept/Oct 2022, přeložil a upravil RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

Prodloužení trasy U4 podzemní dráhy v Hamburku 8
Redakce a Ing. Vladimír Kováč, FG Consult, s. r. o.

Dopravní stavby

Práce speciálního zakládání pro rekonstrukci lávky na návodní straně hráze rybníku Jordán v Táboře 12
Michal Ručka, Zakládání staveb, a. s.

Optimalizace traťového úseku Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb 16
Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.

Rekonstrukce železničního mostu a práce speciálního zakládání 17
Ing. Filip Kutina, SUDOP Praha, a. s., s přispěním Ing. Martina Čejky a Stanislava Čovbana, Zakládání staveb, a. s.

Rekonstrukce Děčínského tunelu 24
Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Lumír Kliš, Amberg Engineering Brno, a. s.

Práce špeciálneho zakladania na rýchlostnej ceste R2 Kriváň-Mýtna 28
Ing. Maroš Zaťko, Zakládání staveb, a. s.

Kompenzační injektáže pro minimalizaci nepříznivých vlivů při ražbě nové trasy metra D v úseku Pankrác–Olbrachtova 36
Ing. Petr Nosek

Realizace kompenzačních injektáží 41
Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.

Šachty z převrtávaných pilot pro provádění kompenzační injektáže 42
Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.

Doprovodné měření při realizaci kompenzačních injektáží objektů v ulici Na Strži 1683/40 v rámci výstavby metra D na úseku Pankrác–Olbrachtova 43
Ing. Vladimír Nosek, Ing. Petr Hlaváček, Ing. Petr Havel

Prodloužení trasy U4 podzemní dráhy v Hamburku

Zakládání staveb, a. s., se již třetím rokem technologiemi speciálního zakládání významně podílí na stavbě podzemní dráhy v Hamburku na stávající trase U4 dále východním směrem. Jedná se především o použití technologie podzemních stěn pro zajištění hloubených tunelů a stanic trasy.

Výstavba trasy U4 podzemní dráhy na 2. úseku v ulici Manshardtstraße technologií podzemních stěn

Hamburské metro je nadzemní a podzemní dráha Svobodného a hanzovního města Hamburk a některých sousedních obcí ve Šlesvicku-Holštýnsku. Systém byl uveden do provozu v roce 1912 a je druhou nejstarší podzemní dráhou v Německu (po berlínské U-Bahn) s délkou trasy 106,4 km. (Pro srovnání – délka tratí pražského metra je cca 65 km).
Celá stavba prodloužení trasy U4 probíhá v geologickém prostředí, kde část tvoří propustné písčité podloží a část nepropustné jílovité podloží. Jednotlivé stavební celky musejí být dokonale utěsněny proti podzemní vodě, jejíž hladina se nachází cca –5 až –8 m pod úrovní terénu.
Úkolem společnosti Zakládání staveb, a. s., na této prestižní zakázce je zajištění hloubených tunelů a stanic pomocí technologie podzemních stěn, které mají především funkci těsnicí a pažicí. V místech, kde trať podzemní dráhy prochází oblastí s písčitým podložím, je nutné dno jámy ohraničené podzemními stěnami následně utěsnit z povrchu terénu horizontálním blokem z tryskové injektáže. Stabilita podzemních stěn je v délce celého budovaného úseku zajištěna ocelovými rozpěrami nebo pramencovými kotvami.

Stavební práce na trase U4 v Hamburku jsou rozděleny do dvou hlavních stavebních úseků:

1. úsek
Na tomto úseku probíhá rozšíření stanice metra Horner Rennbahn, křížení s trasou metra U2 a výstavba tunelu trasy U4, propojující stávající trasu, rozšířenou stanici a křižovatku. Společnost Zakládání staveb, a. s., zde prováděla podzemní stěny tl. 80–100 cm v objemu celkem cca 23 500 m^2 a hloubky až 30 m. Práce probíhaly v období březen 2021 až červenec 2022.

2. úsek
Prodloužení trasy U4 ze stanice Horner Rennbahn pod ulicí Manshardtstraße včetně výstavby dvou nových stanic Stoltenstraße a Horner Geest.

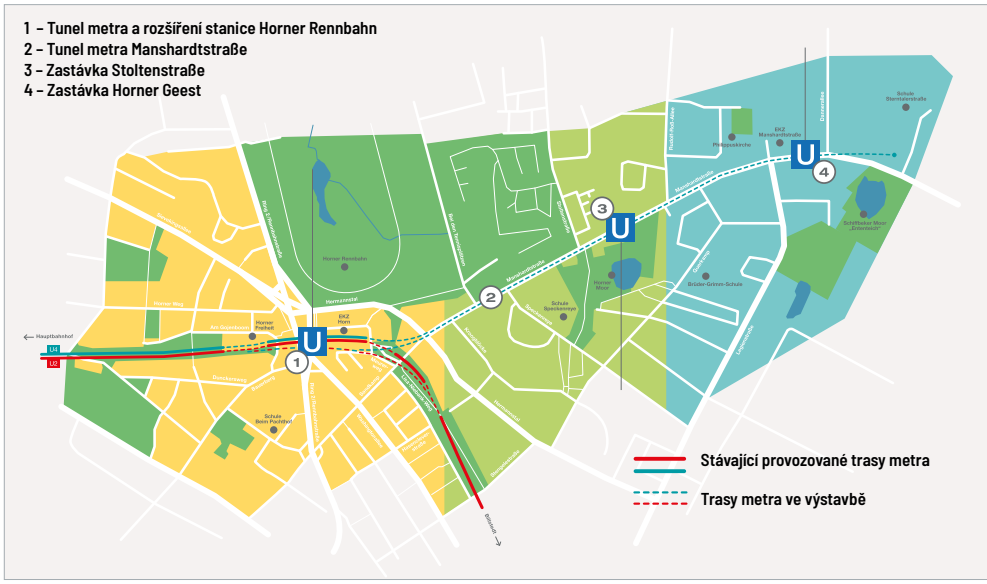
Práce na tomto úseku zahájila společnost Zakládání staveb, a. s., v červenci 2022 s předpokládaným dokončením v roce 2025. Dle projektové dokumentace by mělo být zhotoveno cca 60 000 m^2 podzemních stěn tl. 80–100 cm, hloubky až 30 m. Hodnota celé zakázky, tedy 1. i 2. úseku, dosahuje téměř 6,5 mld. Kč. Jako u většiny zakázek v Německu je Zakládání staveb, a. s., i na této stavbě subdodavatelem německé pobočky rakouské společnosti BeMo Tunnelling GmbH, patřící české stavební skupině Metrostav. Investorem stavby je Hamburger Hochbahn AG.

Poznámky k realizaci konstrukčních podzemních stěn

Pažení budoucího tunelu tvoří dvě paralelní podzemní stěny. Stejnou technologií jsou paženy i objekty budoucích stanic. Stavební úseky jsou členěny do jednotlivých částí, tzv. doků, které jsou mezi sebou rozděleny pracovními přepážkami. Vzhledem k objemu prací a časové náročnosti stavby jsou na této stavbě nasazena dvě kompletní pracoviště technologie podzemních stěn. Obě disponují bagrem, jeřábem a kompletním technologickým zázemím pro výrobu podzemních stěn a pracují paralelně nezávisle na sobě. Přípravné práce pro technologii podzemních stěn zahrnují zřízení jednotky bentonitového hospodářství, tedy výrobny, čištění a skladování bentonitové suspenze, provedení vodicích zídek, zřízení pracovní roviny pro provádění podzemních stěn a zhotovení prefabrikovaných kójí pro mezideponii výkopku. Bentonitová suspenze pro těžbu a její výměnu je skladována v tzv. mokrých silech o celkové kapacitě většinou 450 m^3. Desáté silo, tzv. suché, je použito pro skladování bentonitu v sypkém stavu.
Během 2. světové války byly Hamburk a jeho bezprostřední okolí bombardovány spojeneckými letadly, proto je v rámci přípravných prací prováděn také hloubkový pyrotechnický průzkumu pro vyloučení výskytu nevybuchlých leteckých pum a další vojenské munice.
Hloubení stěn je prováděno pomocí dvou drapáků Stein K 810 HD na nosičích Liebherr HS 8100 a Liebherr HS 855. Výkopek z těžby je ukládán do dumperu, který výkopek převáží do nachystaných

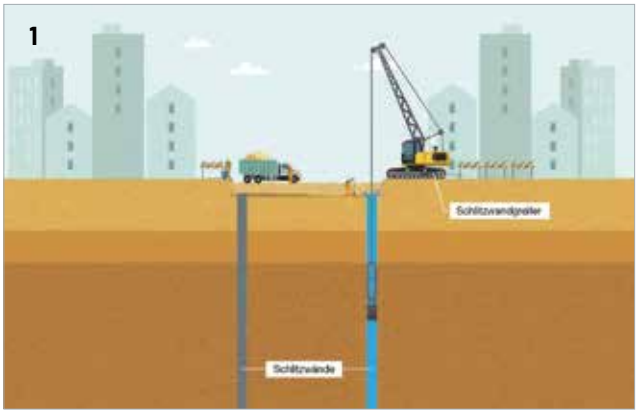
Letecký pohled na Hamburk se sítí kanálů a jezerem Alster

Večerní Hamburk s částí přístavu



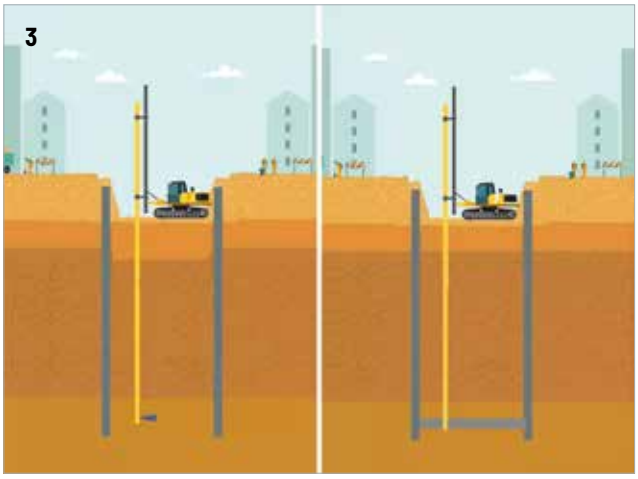
Mapa prodloužení trasy U4

Popis těžby stavební jámy tunelu/stanice

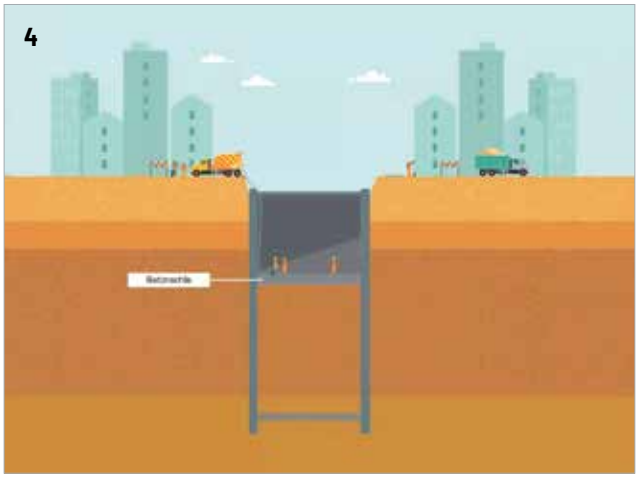


Těžba podzemních stěn tratě metra nebo stanice

Výkop stavební jámy na pracovní úroveň pro provádění těsnicího bloku z tryskové injektáže



Provádění bloku tryskové injektáže



Výstavba vlastního tunelu pod ochranou podzemních stěn a těsněného dna

Doprava armokošů na staveniště

kójí. Lamely podzemních stěn jsou prováděny zpravidla jako třízáběrové. Při hloubení každé lamely je průběžně měřena svislost těžby. Ta musí být striktně dodržována, a pokud se během těžby ukazuje, že se rýha blíží k limitní odchylce, drapák se otočí, resp. jsou provedena další potřebná opatření. Maximální svislá odchylka je určena jako 0,50 % hloubky lamely. Hloubka lamel se pohybuje od 18 do 30 m od horní hrany vodicích zídek.

Po dokončení těžby se suspenze v rýze vyčistí na předepsané parametry. To je obtížné zejména při průchodu těžené lamely rašelinnými vložkami. Když má suspenze předepsané nebo lepší parametry, následuje příprava betonáže – osazení pažnice, armokošů a licích rour. Příprava betonáže a vlastní betonáž lamel je prováděna pomocí pásového jeřábu Liebherr HS 843 nebo Kobelco 60 T.

Těžba rýhy drapákem je využita i pro provedení pracovních přepážek oddělujících jednotlivé pracovní etapy.

V dané geologii, která je dotvořena ledovcovými pohyby se občas objevují bludné balvany. Ty, které jsou větších rozměrů než je vnitřní šíře zídek, jsou velmi obtížně odstranitelné. Při betonáži

Jeřábový nosič Liebherr HS 855 při hloubení rýhy pro podzemní stěnu (vpravo)

Letecký pohled na město v místě budované trasy metra

takto hloubených lamel byly samozřejmě vyšší spotřeby betonu. Pro zajištění kontinuity výroby a plnění harmonogramu prací je nutné zajistit možnost současného provádění těžby rýhy a betonáže. Plánování pohybu mechanizace pro zajištění plynulosti těžby, betonáž lamel a umožnění dalších stavebních prací je každodenním úkolem vedoucího technika. V jeden okamžik se na stavbě může pohybovat až 15 strojů – bagr těžící lamelu, dumper pro odvoz výkopku, bagr pro přípravu pracovní roviny pro těžbu lamel, jeřáb pro přípravu betonáže a vlastní betonáž lamely, autodomíchávače s betonem a další stavební stroje např. pro provádění vodicích zídek.

*Text: Redakce a **Ing. Vladimír Kováč**, FG Consult, s. r. o.*
Foto: Archiv Zakládání staveb, a. s., a BeMo Tunnelling GmbH

Provádění základové desky prodloužení trasy U4 rozpíranými a kotvenými podzemními stěnami

Zajištění trasy a stanice Horner Geest

Extension of the U4 subway route in Hamburg

For the third year now, Zakládání staveb, a. s., has been significantly participating in the construction of the underground railway in Hamburg on the existing route U4 further east with special foundation technologies. In the article, we provide a brief overview of the work carried out on this construction by the company Zakládání staveb, a. s.

Práce speciálního zakládání pro rekonstrukci lávky na návodní straně hráze rybníku Jordán v Táboře

Na přelomu jara a léta letošního roku se Zakládání staveb, a. s., podílelo na rekonstrukci dvou objektů společné investiční akce města Tábor a Správy a údržby silnic Jihočeského kraje. Jednalo se o „Obnovu lávky na návodní straně hráze Jordánu" a „Most ev. č. 603-060 přes přepad z rybníka Jordán". V délce celé hráze 192 m bylo zhotoveno kotvené záporové pažení pro výstavbu nové konstrukce lávky a ve vzniklé stavební jámě postupně provedeno mikropilotové založení jejích podpěr.

Celkový pohled na staveniště

Pro město Tábor představovala tato spojená rekonstrukce lávky a mostu největší letošní investiční akci. Zároveň se jednalo o stavbu, která výrazně ovlivnila průjezd městem. Během stavebních prací není totiž možné používat velmi využívanou silnicí II/603 přes jordánskou hráz z Pražského předměstí do centra města, k níž se lávka přimyká. Je nutné využívat objízdných tras přes Čekanice a tzv. Harfový most přes údolní nádrž Jordán. Výjimku pro průjezd po polovině ponechaného silničního profilu hráze mají pouze vozy IZS a MHD. Zároveň je možné během stavby na povodní straně hráze využívat chodník pro pěší a cyklisty. Dokončení stavby se předpokládá v průběhu listopadu 2023.

Historie lávky

První zmínka o zemní hrázi rybníku Jordán pochází z roku 1492. Jedná se o významné památkově chráněné technické dílo. Lávka pro pěší a pro cyklisty podél silnice nad bermou rybníku Jordán pochází z roku 1929. Jednalo se se o monolitickou železobetonovou konstrukci délky cca 191,50 m. Během svojí životnosti byla několikrát rekonstruována, naposledy v letech 2000 až 2001. Původní deska byla nahrazena železobetonovými filigrány, jež byly osazeny na podélný základový pas a na podélný trám s monolitickým nabetonováním. Zhotovena byla přímopojížděná nátěrová izolace SIKA.

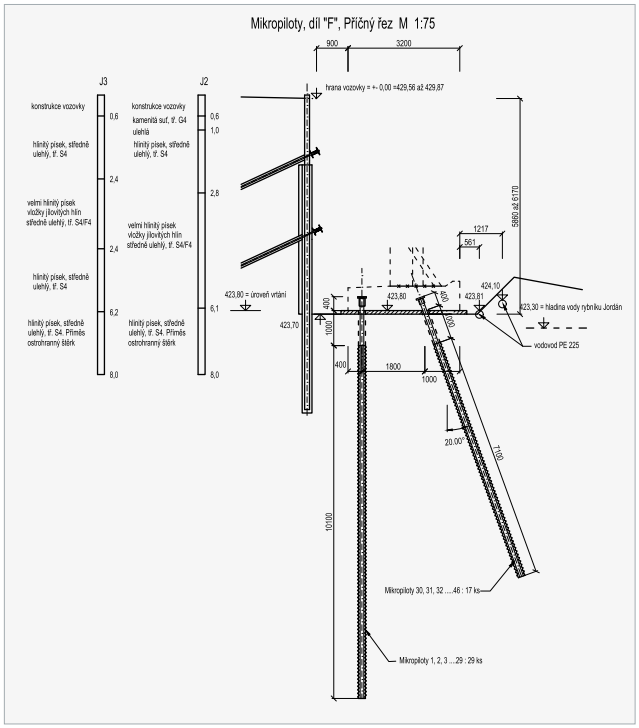
Podoba lávky před současnou rekonstrukcí

Nová lávka

Nová lávka je řešena jako železobetonová monolitická rámová konstrukce, integrovaná s trvalým kotveným záporovým pažením. Tvořena je základovým pasem, šikmým dříkem obloženým kamenným kotveným kyklopským zdivem, štíhlými sloupy a deskou mostovky. Lávka je založena na mikropilotách a je rozdělena na 6 dilatačních celků délky 31,84 m.

Práce speciálního zakládání

Zakládání staveb, a. s., na stavbě provádělo kotvené záporové pažení pro výstavbu nové lávky a následně ve vzniklé stavební jámě mikropilotové založení jejích podpěr. Hloubka stavební jámy byla až 6,2 m.
Niveleta sil. II/603 klesá k jižní straně, základová spára je vodorovná na kótě 423,70 m n. m. Délka zápor z profilu HEB 140 byla až 9,0 m. Zápory byly vrtány maloprofilovou vrtnou soupravou JANO 7 s pažením celé délky vrtu.
Pro kotvení záporového pažení byly použity samozávrtné tyčové kotvy průměru 32 mm injektované přes dutinu v profilu, předepnuté na sílu 80 KN. Zápory jsou kotveny ve dvou kotevních úrovních. Pro převázky byly použity ocel. válcované profily 2x IPE 300, resp. IPE 330. Prostor mezi záporami byl v horní



Kotvené záporové pažení a mikropilotové založení, příčný řez

Hloubení vrtů pro osazení zápor z koruny hráze

Hloubení šikmých vrtů pro základové mikropiloty

Osazování mikropiloty Ø 108/16 do vrtu

části výšky 2 m zajištěn dřevěnými pažinami tl. 80 mm. Spodní část záporového pažení byla zajištěna stříkaným betonem. Základové mikropiloty jsou umístěny ve dvou řadách. V zadní řadě u záporového pažení jsou svislé, v přední řadě šikmé ve sklonu 20 stupňů od svislé. Mikropiloty jsou tvořeny bezešvými trubkami Ø 108/16 s tlakovou hlavicí. Mikropiloty se prováděly v části stavební jámy z podkladního betonu budoucí lávky a v části stavební jámy z pracovní úrovně pro druhou kotevní úroveň. Pro instalaci mikropilot byla nasazena vrtná souprava KLEMM 6.
Práce společnosti Zakládání staveb, a. s., proběhly bez větších problémů, i přes prostorové podmínky omezené na šířku

Vznikající nová konstrukce lávky

Realizace základových mikropilot

jednoho jízdního pruhu. Z důvodu časového tlaku na dokončení prací bylo však nutné práce na mikropilotách provádět v denních i nočních směnách.

Objemy hlavních prací speciálního zakládání:
Mikrozápory: HEB 140, 133 kusů;
Kotvy: ANP, Ø 32 mm, 125 kusů;
Mikropiloty: 108/16 mm, 265 kusů.

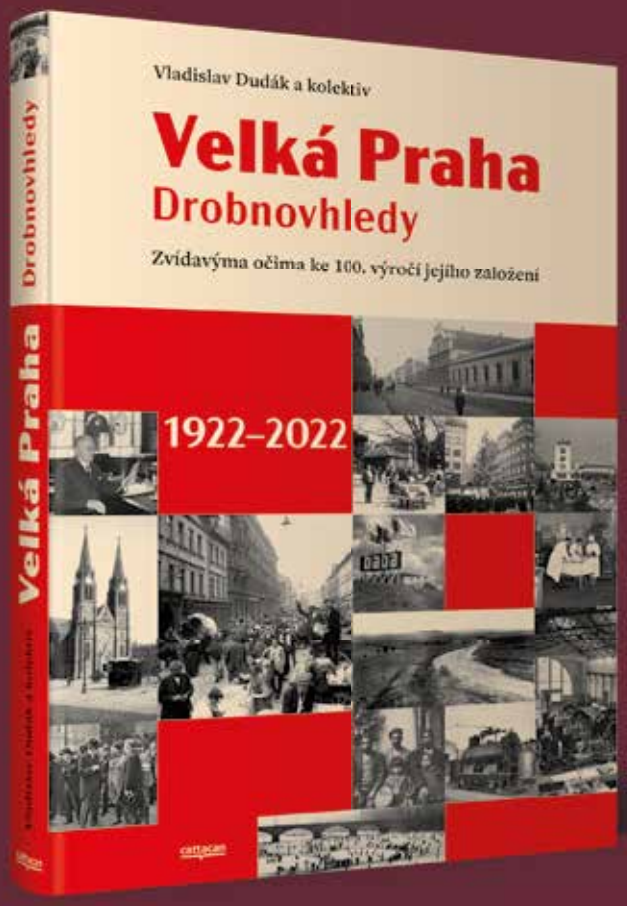
Lávka na návodní straně hráze Jordánu:
Investor: město Tábor
Zhotovitel: Metrostav TBR
Projektant: Pontex

Most ev. č. 603-060 přes přepad z rybníka Jordán v Táboře:
Investor: Správa a údržba silnic Jihočeského kraje
Zhotovitel: Metrostav TBR
Projektant: Sagasta

***Michal Ručka**, Zakládání staveb, a. s.*
Foto: archiv Zakládání staveb, a. s., a Libor Štěrba

Special foundation work for the reconstruction of the footbridge on the water side of the dam of the Jordán pond in Tábor

At the turn of the spring and summer of this year, Zakládání staveb, a. s., participated in the reconstruction of two subjects of the joint investment project of the town Tábor and Road Administration of the South Bohemian Region. It was about „Restoration of the footbridge on the water side of the Jordan pond dam" and „Bridge ev. No. 603-060 over the overflow from the Jordán pond". In the length of the entire embankment, approx. 192 m, anchored rider bracing was made for the construction of a new footbridge structure, and in the resulting construction pit, micro-pile foundation of its supports was carried out gradually.



Šest autorů, známých i méně známých, všichni milovníci Prahy, napsali pozoruhodnou knihu o Velké Praze. Pojali ji netradičně jako sérii 38 takzvaných *drobnovhledů*, tedy jakýchsi „nakouknutí“ za kulisy velkoměsta. Vznikla pestrá, ale promyšlená informační koláž zprostředkující vhled do života Velké Prahy.

Čtenář se dozví leccos podstatného, mnohdy překvapivého, vážné údaje se střídají s různými zajímavostmi, perličkami a informacemi nezřídka velmi překvapivými.

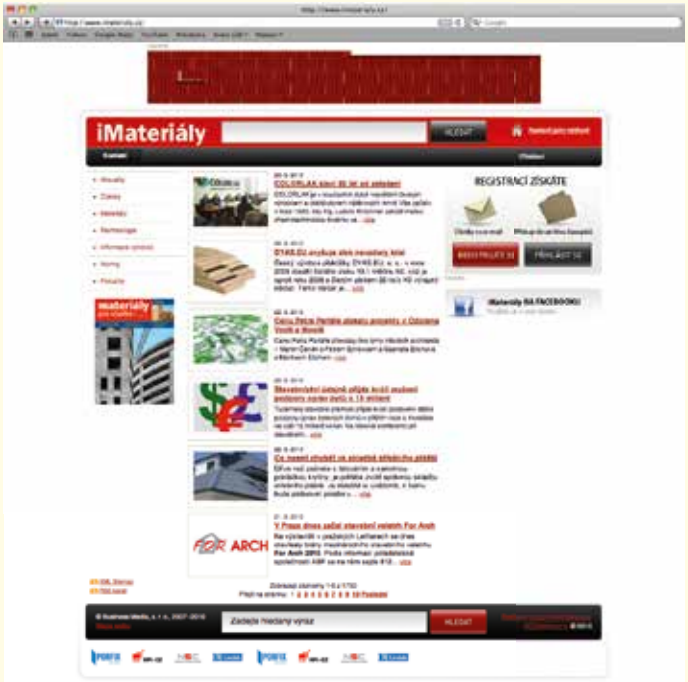
Autoři sledují nejen světla, ale i stíny meziválečné metropole, a tak před námi nakonec v souhrnu jednotlivých drobnovhledů plasticky vystoupí město nám natolik blízké, že stále čerpáme z jeho dědictví, ale zároveň tak vzdálené, že již se stalo zdrojem moderních legend.

Kniha je doprovázena množstvím převážně historických fotografií, dobových inzerátů i map.

cattacan

iMateriály

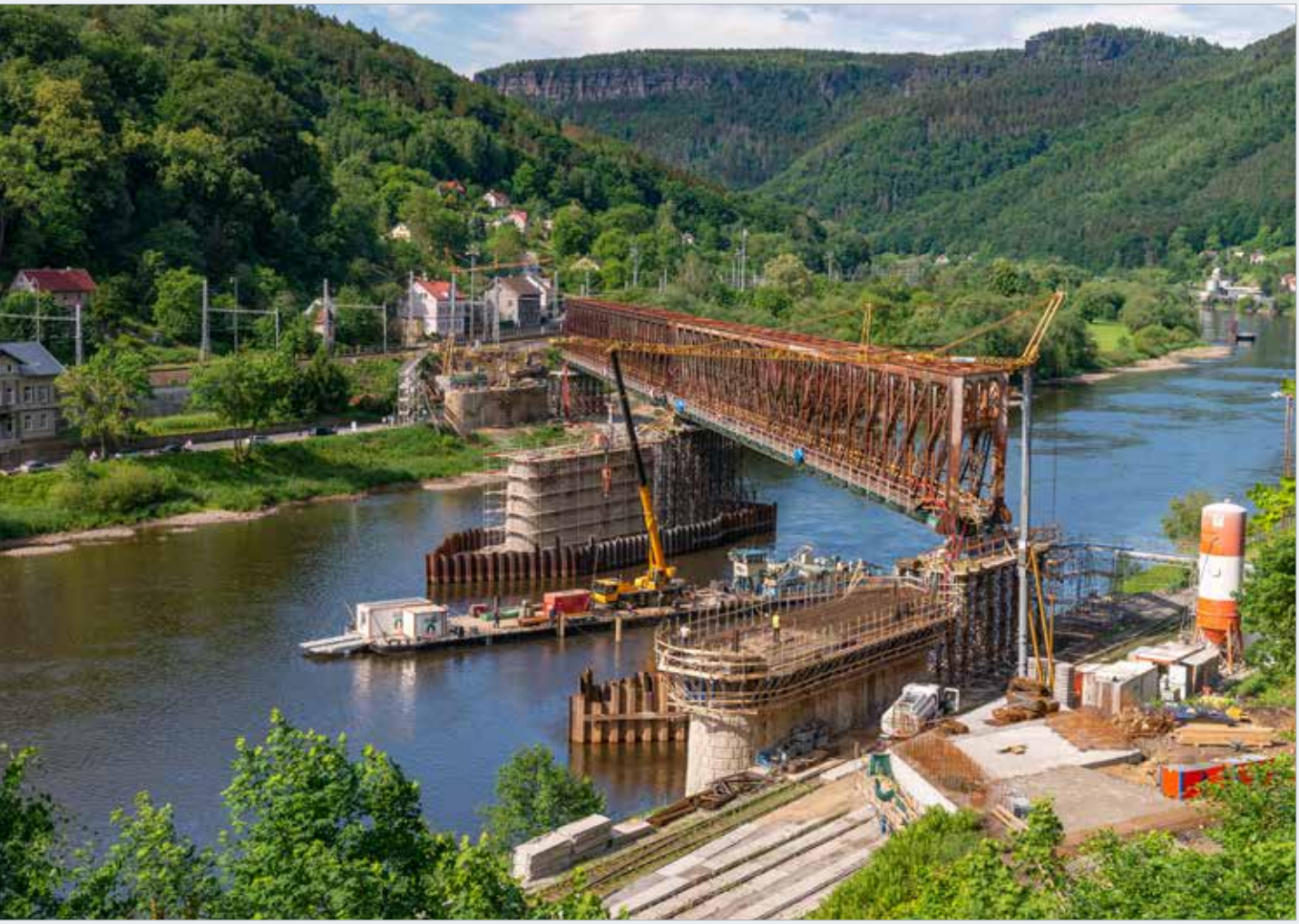
Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace z oboru stavebnictví, novinky v oblasti stavebních materiálů a výrobků a odborné články renomovaných autorů.



www.imaterialy.cz

Optimalizace traťového úseku Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb

Důvodem celkové rekonstrukce železniční trati úseku Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb dlouhé cca 1300 m byl její nevyhovující stavební stav, který limitoval udržitelnost železničního provozu. Na úseku se nachází most přes Labe z roku 1916 a Děčínský tunel z roku 1874. U železničního mostu byla v rámci optimalizace provedena výměna nosných ocelových konstrukcí a sanace základů. U tunelu bylo třeba provést sanaci a rekonstrukci hloubené části přiléhající k městu Děčín v délce cca 110 m. Stavební práce zahrnovaly rovněž náhradu železničního svršku a spodku na celém dotčeném úseku.
V následujících článcích přiblížíme hlavní práce speciálního zakládání provedené v rámci této rekonstrukce.
V případě mostu se jednalo o sanaci všech podpěr mostu a posílení jejich založení pomocí technologie tryskové injektáže a mikropilot. Součástí prací speciálního zakládání zde bylo rovněž zřízení dočasných štětových jímek pro umístění podpěr, nezbytných pro pracovní etapy výstavby nového mostu a odstraňování mostu starého.
V případě tunelu bylo třeba vyměnit 12 původních kleneb tunelových pasů a pro tento účel byla stavební jáma tunelu pažena kotvenou pilotovou stěnou. Ponechané opěry v tunelu byly současně přikotveny trvalými kotvami, situovanými mezi pilotami.



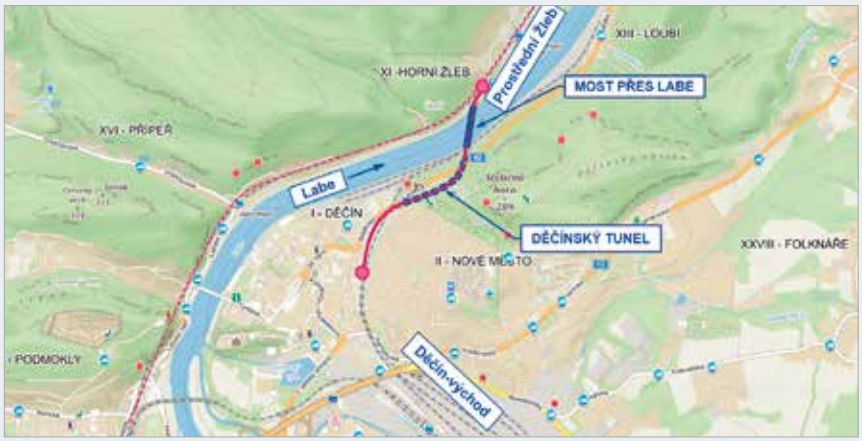
Původní mostní ocelová příhradová konstrukce je přesunuta na podpěry pižmo. Probíhají sanační práce na ploše stávajících pilířů P2 a P3. V řečišti jsou prováděny jímky M1 a M2 pro výsun nového mostu. Dokončena je jímka kolem pilíře P2.

Úvodem

Řešený úsek délky cca 1300 m je součástí nákladního železničního koridoru Kolín – Všetaty – Děčín a je zařazen do mezinárodní transevropské sítě TEN-T Core network a propojuje železniční tratě na pravém a levém břehu Labe. Jedná se tedy z hlediska významu celého pravobřežního nákladního koridoru o klíčový úsek. Obnova dožilých součásti infrastruktury je zcela nezbytná pro zajištění bezpečnosti železničního provozu pro další období.
Součástí stavby byly kromě výše uvedeného i navazující úpravy trakčního vedení, zabezpečovacího a sdělovacího vedení a nezbytné přeložky inženýrských sítí pro realizaci stavby (zejména vodovodu). Poloha trati byla v daném úseku pouze směrově a výškově vyrovnávána, bez zásadních změn oproti původnímu stavu. Výškově se jednalo o vyrovnání nivelety trati, což je dáno pevnými výškovými body napojení – tunel a napojení na levobřežní koridor. V úseku mostu přes Labe byl navržen směrový posun trati do osy původní dvoukolejné trati, tzn. posun o cca 4,5 m vlevo ve směru trati (proti proudu Labe). Rychlost na trati s ohledem na poloměry směrových oblouků ~260 m až 280 m bude 50 km.h^{-1}, což odpovídá stávajícímu stavu na větší části úseku. Trať v řešeném úseku zůstává po rekonstrukci jednokolejná bez výhledové úpravy na její rozšíření. Hlavní stavební činnosti probíhaly v roce 2022. Provoz na optimalizované a rekonstruované trati byl zahájen v březnu 2023.

***Ing. Martin Vlasák**, SUDOP Praha, a. s.*

Vzájemná poloha mostu a tunelu

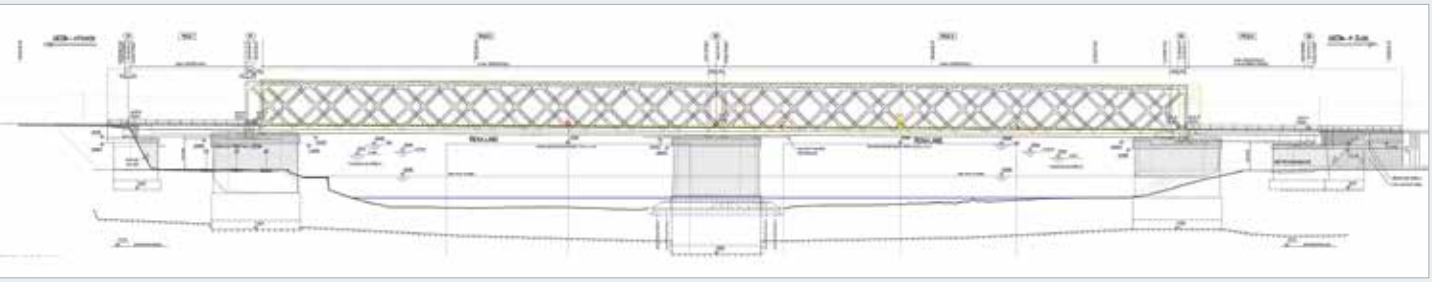


Úsek trati s rekonstruovaným mostem a tunelem

Rekonstrukce železničního mostu a práce speciálního zakládání

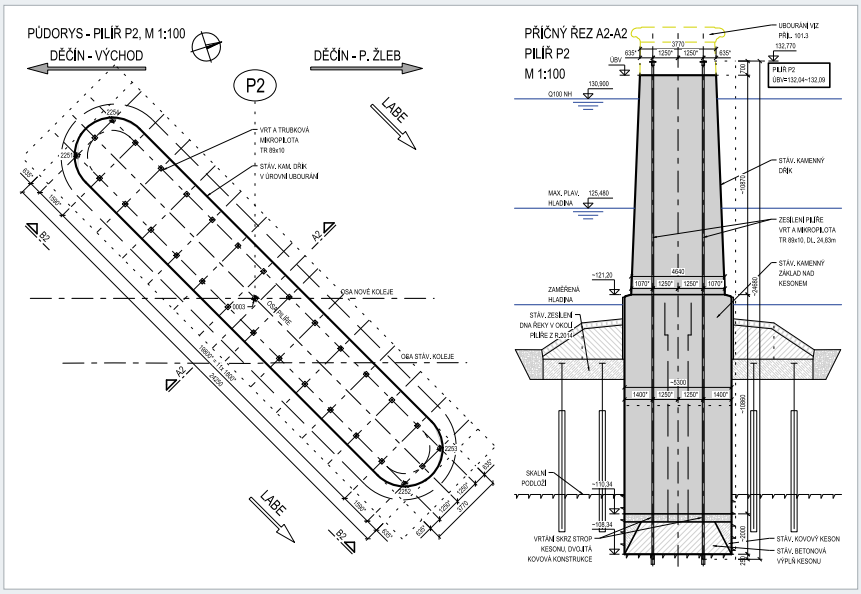
Koncepce rekonstrukce mostu

Nevyhovující stavební stav nosných konstrukcí původního mostu a jejich šířkové uspořádání byly hlavním důvodem pro celkovou rekonstrukci mostu. Stávající přemostění bylo tvořeno čtyřmi samostatnými jednokolejnými ocelovými konstrukcemi uspořádanými jako prosté nosníky o rozpětích 25,0 + 2x 99,4 + 25,7 m. V otvorech č. 1 a 4 se nacházely plnostěnné trámové konstrukce se zapuštěnou horní prvkovou mostovkou, v otvorech č. 2 a 3 překračujících koryto řeky Labe byly přímopásové příhradové konstrukce s horním ztužením a dolní prvkovou mostovkou.
Obě opěry stávajícího mostu i trojice pilířů byly postaveny jako kamenné a založené plošně v případě opěr, resp. na kesonech v případě pilířů. Původní spodní stavba z 2. poloviny 19. století byla svým tvarem a rozměry stavebně připravena na osazení dalších nosných konstrukcí 2. koleje, které však nebylo nikdy realizováno.



Podélný pohled na původní most

Hloubení vrtů pro mikropiloty na pilíři P3



Návrh sanace pilíře P2 pomocí mikropilot

Stavební stav existujících podpěr i díky sanaci založení středního pilíře provedeného po povodních v roce 2013 umožnil jejich další využití (viz Zakládání 4/2015)[1]. Zároveň bylo nutné zohlednit požadavky na omezení plavební dráhy a zachování krajinného rázu stavby umístěné na hranici dvou CHKO. Výsledkem byl návrh nového přemostění tvořeného dvěma spřaženými ocelobetonovými nosnými konstrukcemi v otvorech 1 a 4 a ocelovým přímopásovým příhradovým nosníkem přemosťujícím otvory 2 a 3. Dispozice mostních otvorů zůstala díky rekonstrukci stávajících podpěr zachována. V rámci konstrukčního řešení byla zmenšena šikmost nového jednokolejného mostu z původních 45° na 65° v poli 1, 2 a 3, resp. na 59,3° v poli 4. Most byl navržen pro prostorové uspořádání VMP 3,0 (volný mostní průřez) v oblouku pro rychlost do 50 km.h^{-1}. Důvodem VMP 3,0 v oblouku je situování mostu ve staničním obvodu, kde je vykonáván pravidelný posun.

Nová nosná konstrukce je podélně členěna na prostý nosník o rozpětí 26,2 m, spojitý nosník o dvou polích přes řeku Labe o rozpětí 2x 101,2 m a prostý nosník o rozpětí 27,48 m. Pevné ložisko je situováno na pilíř P2 a dilatace je orientována směrem k opěrám. Krajní pole mají pevná ložiska na krajních pilířích P1 a P3. Toto uspořádání bylo navrženo s ohledem na požadavek převést bezstykovou kolej v průběžném kolejovém loži bez nutnosti vkládání dilatačních zařízení v koleji dle zásad *ČSN EN 1991-2*.

1) Zakládání 4/2015: Oprava středního pilíře mostu přes Labe v obci Prostřední Žleb – Děčín, Ing. Karel Staněk a Jan Vališ, FG Consult, s. r. o., Realizace štětové jímky a železobetonové těsnicí desky u středního mostního pilíře, Martin Kapoun, Zakládání staveb, a. s.

Sanace podpěr mostu a posílení jejich založení

Pro podepření nových nosných konstrukcí s kolejovým ložem a přenesení zatížení stanoveného dle současných norem bylo nutné provést kompletní sanaci stávajících opěr a pilířů včetně posílení jejich založení.

Sanace pilíře P3 pomocí mikropilot

Opěry O1 a O2

Sanace spodní stavby a založení mostních opěr O1 a O2 rekonstruovaného železničního mostu byla navržena pomocí sloupů tryskové injektáže a mikropilot opřených do skalního podloží. Stejným způsobem bylo zesíleno i zemní těleso pod přechodovými deskami na zadních stranách opěr O1 a O2, aby se vyrovnala rozdílná tuhost podepření přechodových desek nasazených zčásti na stávajících opěrách.
Dle projektu byly na opěrách O1 a O2 provedeny sloupy tryskové injektáže prům. 800 mm s požadovanou minimální pevností proinjektované zeminy po 28 dnech 4,0 MPa. Po dokončení tryskání sloupů byl na každém injekčním vrtu snížen injekční tlak na hodnotu 5 MPa a injekční kolona byla plynule vytažena až k ústí vrtu. Tím došlo k injektáži vrtu a dříků opěr v celé jeho délce.
Sloupy TI byly po částečném zatuhnutí převrtány a do vrtů osazeny výztužné ocelové mikropiloty 108/16 mm, dl. cca 19 m. Následně byla provedena cementová zálivka osazeného vrtu.

Pilíře P1, P2, P3

Sanace spodní stavby a založení pilířů P1, P2 a P3 byla provedena již jen pomocí mikropilot 108/16 mm s injektovaným dříkem délek 19,7 m (P1), 24,7 m (P2) a 18,7 m (P3). Při injektáži mikropilot byly vyplněny i případné dutiny a kaverny v dříku pilířů, kesonech nebo podloží kesonových základů. Mikropiloty byly ukončeny osazenou roznášecí hlavou tah – tlak 300x300x40 mm. Délka injektované části je rovna délce mikropiloty ve stávající konstrukci pilířů včetně kesonového založení a průniku do skalního podloží. Injektáž dříku mikropiloty v dané geologii a v kamenném zdivu pilířů byla prováděna pomocí 3 ks injekčních hadiček o průměru 13 mm cementovou směsí CEM II 32.5 R. Určujícím kritériem injektáže bylo dosažení předepsaného injekčního tlaku nebo stanovené kritérium spotřeby injekční směsi, viz tabulka 1.

Typ mikropiloty	Hloubková úroveň – etáž injektáže	Koncový injekční tlak / injekční fáze	Spotřeba injekční směsi na 1 bm / injekční fáze
	Popis úrovně	MPa	l
108/16 mm	Skalní podloží	2,0 – 2,5	5–20
108/16 mm	Prostor kesonu	0,8 – 1,2	max. 100
108/16 mm	Kamenné zdivo základů a dříků pilířů	0,4 – 0,8	max. 50

Tab. 1: Stanovení injekčního tlaku nebo spotřeby injekční směsi

PODPĚRA	POČET VRTŮ	INJEKTÁŽ					TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ			SKLON	POČET MP	DÉLKA 1 MP
		DŘÍK	ZÁKLAD	KESON	PODLOŽÍ	CELKEM	PODLOŽÍ 1	PODLOŽÍ 2	CELKEM	VRTŮ / MP		
	[ks]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[ks]	[m]
OPĚRA O1	8	8,26	2,00			82,1	7,05	0,50	60,4	90	29	17,8
	10	8,04	2,00			100,4	7,05	0,50	75,5	90		
	6	8,26	2,00			61,6	6,15	1,40	45,3	90		
	2	8,04	2,00			20,1	7,05	0,50	15,1	90		
	3	0,00	0,00			0,0	16,30	0,95	51,8	90		
PILÍŘ P1	26	10,77	5,99	2,00	0,50	500,8			0,0	90	26	19,7
PILÍŘ P2	26	10,87	10,86	2,00	0,50	630,0			0,0	90	26	24,7
PILÍŘ P3	26	10,79	4,92	2,00	0,50	473,5			0,0	90	26	18,7
OPĚRA O2	7	6,86	2,00			62,0	10,27	0,50	75,4	90	25	19,6
	11	6,74	2,00			96,1	10,27	0,50	118,5	90		
	3	6,86	2,00			26,6	10,27	0,50	32,3	90		
	2	6,74	2,00			17,5	10,27	0,50	21,5	90		
	2	0,00	0,00			0,0	18,84	0,50	38,7	90		
DÉLKA CELKEM [m]		INJEKTÁŽ				2070,5			534,4	MIKROPILOTY		2645,2

Tab. 2: Rozsah injektáží spodní stavby a základů, zpevnění pomocí mikropilot

Před injektáží dříku mikropilot muselo být kamenné zdivo pilířů P1, P2 a P3 hloubkově přespárováno a otryskáno.

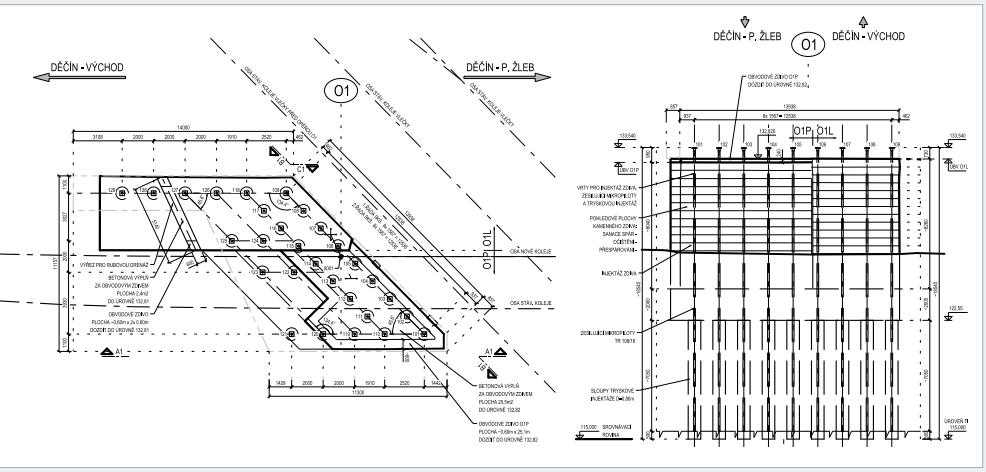
Projektem navržený rozsah injektážních prací shrnuje tabulka 2.

Na sanované dříky opěr a pilířů byly namísto odbouraných kamenných úložných prahů a horních řad zdiva zhotoveny nové masivní železobetonové úložné prahy, na opěrách společně

Beranění jímky M2 pro výsun nového mostu

s přechodovými deskami, závěrnými zdmi a rovnoběžnými křídly. Mikropiloty zpevňující stávající zděné dříky podpěr přispívají také k zajištění propojení mezi dříky a novými úložnými prahy. Tloušťka nových úložných prahů z betonu C 30/37 se v závislosti na jejich umístění pohybuje od 0,9 do 1,8 m. Úložné prahy pilířů P1 a P3, kde se setkávají příhradová a spřažená nosná konstrukce s odlišnou stavební výškou, mají odstupňované úrovně uložení.

Mechanizace pro provedení sanace opěr a pilířů:
Převrty přes stávající pilíře, resp. opěry: vrtná souprava HBM 12 CB, resp. lehčí Wirth-BO na hůře dostupném pilíři P2;
Trysková injektáž: JANO HVS 482- Tecniwell TW 600 (700)
Mikropiloty: vrtná souprava HBM 12 CB,
Injekční stanice: Oberman (2x)

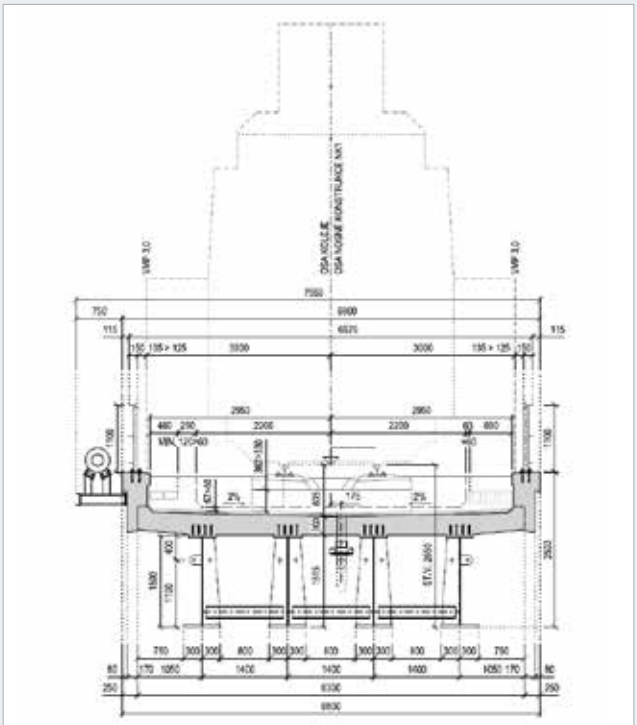


Sanace opěry O1 pomocí mikropilot a tryskové injektáže

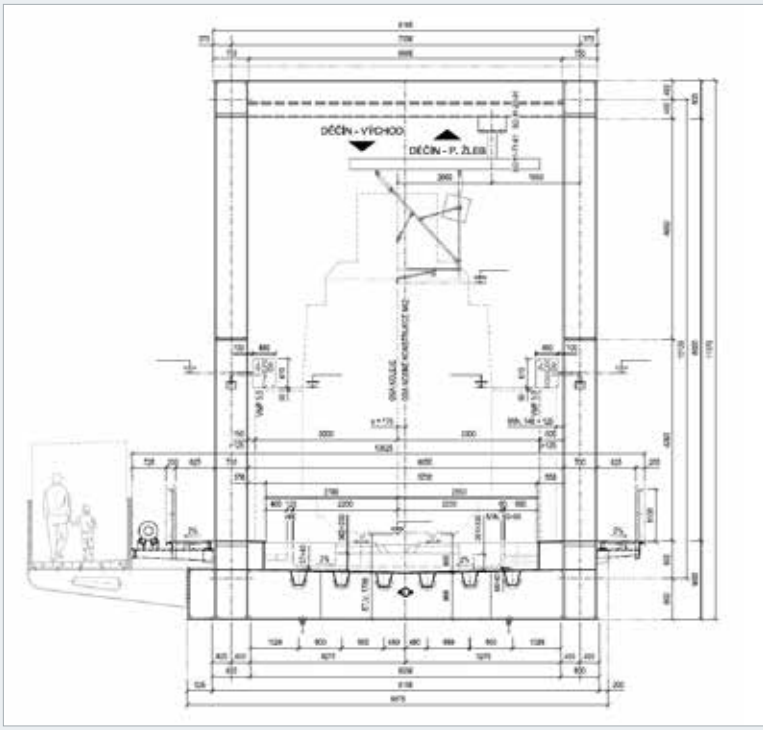
Nové nosné konstrukce

Ocelobetonové spřažené nosné konstrukce NK1 a NK3 v mostních otvorech č. 1 a 4 jsou charakterizovány čtveřicí plnostěnných hlavních nosníků a horní železobetonovou deskou mostovky. Jejich konstrukční výška je 1,845 m (~1/15 L) s výškou ocelového nosníku 1,5 m. Stavební výška pak činí 2,645 m. Železobetonovou desku mostovky tl. 300–350 mm z betonu C 35/45 podpírá čtveřice hlavních nosníků z nesymetrického svařovaného I-profilu s konstantní výškou. Pásnice nosníků jsou dimenzovány z plechů běžných tlouštěk do 50 mm z oceli S355 N (s ohledem na stlačenou stavební výšku). Nosníky jsou vzájemně propojeny pomocí příčných výztuh, umístěných zhruba ve čtvrtinách rozpětí a orientovaných kolmo na směr nosníků. Koncové příčníky byly navrženy jako tuhé spřažené plnostěnné svařované nosníky s ohledem na podepření mostu dvojicí ložisek na každé podpěře. Ložiska jsou umístěna uprostřed mezi krajními dvojicemi nosníků. Smykové spojení mezi deskou a ocelovými nosníky zajišťují spřahovací trny. Na horní pásnici jsou umístěny spřahovací trny Ø 19,2 mm a výšky 175 mm z oceli SD2. Počet a rozmístění spřahovacích trnů jsou upraveny v závislosti na zatížení.

Nosná konstrukce NK2 překračující mostní otvory č. 2 a č. 3 je navržena jako spojitá ocelová celosvařovaná s příhradovými hlavními nosníky a dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem. Příhradová konstrukce je přímopásová, rombické (kosočtvercové) soustavy se svislými portály. Sklon diagonál je 45°. Konstrukce je uzavřená s horním diagonálním ztužením opět rombické soustavy. Svislice jsou umístěny pouze nad podporami. Výška hlavních nosníků spojité konstrukce je 11,370 m s osovou vzdáleností dolního a horního pásu 10,12 m, což odpovídá 1/10 rozpětí. Výška dolního pásu je navržena s ohledem na připojení diagonál v úrovni chodníkového plechu, tzn. 1,65 m. Tato výška je vhodná pro přenos zatížení od mimostyčných příčných výztuh ortotropní mostovky. Vzdálenost příčných výztuh je ve čtvrtinách vzdálenosti styčníků, tzn. 2,53 m. Podélné výztuhy mají trapézový průřez. Profily horního i dolního pásu a svislic jsou navrženy jako uzavřené svařované obdélníkového tvaru. Profily diagonál jsou otevřené, tvaru „H“. Horní vodorovná ztužidla jsou navržena z otevřeného asymetrického I-profilu. Profily příhradového nosníku jsou dimenzovány z plechů běžných tlouštěk do 50 mm. Nosné konstrukce jsou vyrobeny z oceli S355, dílčí



Příčný řez spřaženou ocelobetonovou konstrukcí NK1



Příčný řez ocelovou příhradovou konstrukcí NK2

části nosné konstrukce NK2 byly s důrazem na úsporu množství spotřebovaného materiálu vyrobeny z oceli S460 (kriticky namáhané části u střední podpory a oblasti nejvíce namáhané podélným výsunem ocelové konstrukce).
Vně hlavních nosníků NK2 jsou navrženy chodníkové konzoly pro zajištění možnosti revize i upevnění a údržby osvětlených plavebních znaků. Vodovodní potrubí je převedeno na konzolách po levé (návodní) straně mostu. Výhledově se počítá s možností instalace veřejné lávky pro pěší na návodní stranu nosné konstrukce v mostních otvorech č. 2 a 3 a pro tento účel jsou na vnější straně dolního pásu levého nosníku navrženy konzoly umožňující její připevnění.

Měrná hmotnost samotných ocelových konstrukcí činí 2,2 t/m u nosných konstrukcí č. 1 a č. 3 v krajních mostních otvorech, resp. 8,6 t/m u nosné konstrukce č. 2 v hlavních mostních otvorech 2 a 3. Celková hmotnost ocelových konstrukcí je cca 1870 t.

Postup výstavby nového mostu

Příčný přesun stávající konstrukce mezi pilíři P1, P2, P3

Výstavba nového mostu probíhala dle projektu při jeho úplné výluce. Stávající mostní ocelová příhradová konstrukce, resp. její části nazvané pracovně SOK2 a SOK3, byla příčně přesunuta ve směru toku řeky na podpěry typu pižmo (pilíř železničního mostu), umístěné na povodní straně v těsné blízkosti kamenných pilířů. Tak bylo možné provádět sanační práce na celé ploše stávajících pilířů. Tyto původní konstrukce byly pak využity i pro převedení vodovodu a kabelových vedení během výstavby.
Podpěry pižmo u **pilířů P1 a P3 na březích** byly založeny na žlb. deskách o půdorysných rozměrech cca 10,3 x 6,3 m a tl. min. 0,5 m podporovaných hlubinnými základy – osamělými raženými štětovnicemi umístěnými v řadách. Štětovnice byly v horní úrovni zarovnány a přivařeny k vodorovně uloženým ocelovým nosníkům U300, které posloužily jako tuhá výztuž žlb. desek v místech, kde byly následně umístěny roznášecí

Převoz části NK2 jeřábem Liebherr 1750

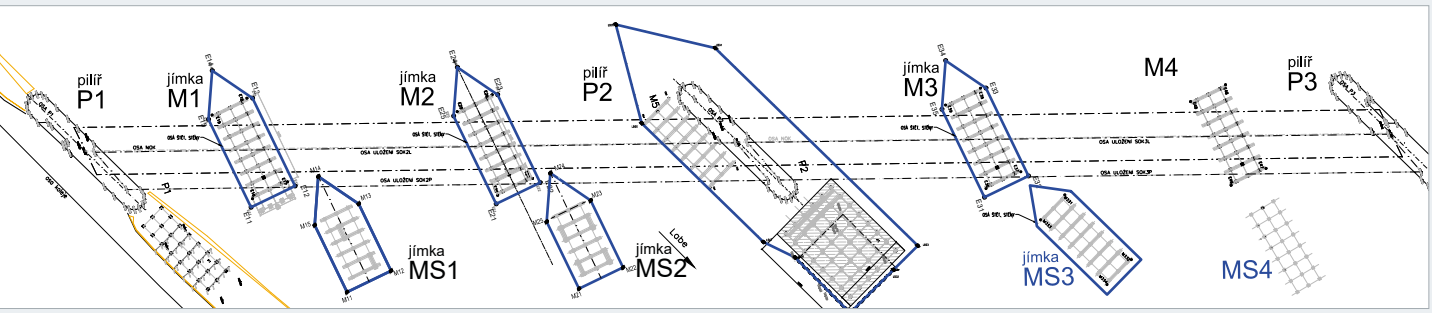
Nově osazená konstrukce mostu a konstrukce původní před rozebráním

Beranění jímky MS3 pro demontáž starého mostu

ocelové rošty pod podpěrami pižmo. U **pilíře P2 umístěného v toku řeky** bylo založení realizováno obdobně s tím rozdílem, že rozměrnější žlb. deska s roznášecím roštem, společná pro obě navazující SOK, byla situována do těsněné obvodové štětové jímky, která obcházela celý střední pilíř mostu. Charakteristické zatížení na každou z krajních dočasných podpěr bylo bezmála 400 t, střední bárka pak musela přenést dvojnásobné zatížení od obou příhradových nosníků.
V horní úrovni podpěr pižmo vysokých zhruba 10 m byly položeny horní roznášecí rošty z ocelových nosníků. Na nich byly s vysokou přesností umístěny individuálně navržené svařované nosníky propojující stávající kamenné pilíře s ocelovými podpěrami pižmo a sloužící jako dráhy pro příčný přesun SOK2 a SOK3. Obě nosné konstrukce (každá o hmotnosti zhruba 760 t) bylo před přesunem do vysunuté polohy nutné nejprve opatřit výztuhami pro přizvednutí z ložisek, vyjmout stávající ložiska a nahradit je kluzáky navrženými pro přesun po dráze. Příčný přesun o délce 17,8 m byl prováděn postupně v pořadí SOK3 a následně SOK2 pomocí hydraulických lisů a kluzáků opatřených teflonovou vrstvou.

Montáž a výsuv nové konstrukce – část mezi pilíři P1, P2, P3 nad řečištěm Labe

Montáž nové příhradové **ocelové konstrukce NK2** byla navržena způsobem postupného podélného výsunu z pravého břehu Labe z prostoru Česko-saských přístavů.
Návrh způsob osazení příhradové nosné konstrukce prošel určitým vývojem. První návrh počítal s osazením konstrukce rozdělené do dvou montážních sestav na jednotlivé mostní otvory pomocí pontonových plavidel. Vysoký faktor nejistoty potřebné výšky plavební hladiny tento záměr nicméně ponechal pouze v teoretické rovině. Nakonec bylo rozhodnuto o kompletaci celé svařované příhradové konstrukce o celkové délce přes 200 m na montážní plošině v přístavišti na pravém břehu Labe. Přitom byly ponechány tři montážní styky zhruba ve čtvrtinách délky nosníku nesvařené a čtyři takto oddělené sestavy o hmotnosti okolo 500 t byly postupně dopravovány nad upravenou spodní stavbu vzdálenou zhruba 450 m ve směru toku řeky pomocí pásového jeřábu Liebherr 1750.
Na montážní plošině situované v definitivní ose mostu na pravém břehu byly jednotlivé sestavy postupně svařovány k sobě a podélně vysouvány do mostních polí nad řekou pomocí hydraulických lisů.
Podélný výsun si v každém mostním poli vyžádal postavení **dočasných podpěr typu pižmo, založených na zhutněném štěrkovém polštáři ve štětových jímkách (M1, M2 – 2. pole, M3 – 3. pole)**. Jímky s montážními bárkami byly postupně přestavovány z jednoho mostního otvoru do druhého, aby byla po dobu výstavby umožněna nepřetržitá obousměrná plavba minimálně v jednom z mostních otvorů. Maximální charakteristické zatížení bárky při výsunu bylo stanoveno na 7,0 MN. Nájezd konstrukce na podpěry při výsunu bez výsuvného nosu byl umožněn prostřednictvím přizvednutí konstrukce na předcházející podpěře, které eliminovalo ohyb vykonzolované části.



Systém jímek pro montáž nového mostu a demontáž starého

Montáž a výsuv nové konstrukce – krajní inundační otvory

V průběhu kompletace příhradové nosné ocelové konstrukce NK2 byly realizovány spřažené **ocelobetonové konstrukce** nad krajními inundačními otvory. Nosná konstrukce NK3 byla betonována přímo v otvoru č. 4, konstrukce NK1 byla postavena vedle opěry O1 a následně byla po ocelových zavážecích drahách, instalovaných na předem zhotovených betonových základových pasech, přesunuta do otvoru č. 1 po dokončení výsunu příhradové NK2.

Závěr rekonstrukce – snesení původní mostní konstrukce

Závěrečnou fázi rekonstrukce mostu představovalo snesení původních příhradových konstrukcí, které mohlo začít po přeložení vodovodu do nové trasy vedoucí na návodní straně nového mostu. Podobně jako v případě výsunu nové konstrukce bylo i pro demontáž stávajících konstrukcí nutné postavit v mostních polích **montážní podpěry (MS1, MS2 – 2. pole, MS3 – 3. pole) založené ve štětových jímkách**. Pro zachování splavnosti řeky proběhla demontáž obou příhradových konstrukcí nad jednotlivými otvory postupně. Jednotlivé konstrukce SOK2 a SOK3 byly nejprve podloženy nízkou podpůrnou příhradovou konstrukcí umístěnou na bárkách a následně byly postupně rozřezávány a po menších částech snášeny mobilními jeřáby do lodí nebo přímo na břeh.

Všechny nové nosné konstrukce obstály při zatěžovací zkoušce provedené dne 21. 11. 2022. Věřme, že most bude na místě sloužit minimálně stejně dlouho jako jeho předchůdce.

Poznámky k výstavbě štětových jímek

Jímka u středového pilíře P2

Obvod jímky byl navržen tak, aby kolem pilíře mohlo být po stranách postaveno lešení na otryskání pilíře, na povodní straně postavena podpěra pižmo pro přesun starého mostu a na levé straně pilíře bylo možné sestavit podpěru pižmo pro výsun nového mostu. Jímka byla tvořena štětovnicemi VL 604 dl. 9 m, celkové plochy 1420 m^2. V místech podpěr pižmo byly provedeny převázky zajištěné táhly z Gewi tyčí pr. 32 mm. U montážní podpěry na pravé straně pilíře P2 byla táhla vedena od převázky na jímce přes příčně převrtaný pilíř. Převázky byly tvořeny profily 2x IPE 360. Veškeré práce probíhaly z pontonové sestavy, na které byl umístěn silniční jeřáb LTM 45 s beranidlem ICE 18.

Jímky M1, M2, M3

V těchto jímkách byly postaveny podpěry pižmo pro vysunutí nového mostu. Použité štětovnice a táhla byly obdobné jako u jímky kolem středového pilíře.
Menší problém nastal u při instalaci jímky M1, když se v místě blízkém pravému břehu narazilo při beranění na skálu. Část štětovnic tak byla zaberaněna cca o 3 m výše, než bylo dle projektu požadováno. Jelikož by tak byla jímka nestabilní, byl z její druhé strany proveden kamenný zához.

Jímky MS1, MS2, MS3

Tyto jímky sloužily pro demontáž starého mostu. Jejich parametry byly stejné jako u jímek sloužících pro výsun nového mostu.

Původně navržené jímky M4 a MS4 na levém břehu se nakonec nerealizovaly, neboť zde pozvolně spadající břeh nedovoloval provádět stavební práce z lodních mechanismů. Břeh zde byl rozšířen násypem a bárky byly založeny obdobným způsobem jako výše popsané založení montážních podpěr u pilířů P1 a P3.

Celkové provedení všech jímek bylo ztíženo tím, že se část prací prováděla pod mostní konstrukcí v řece s nestálou úrovní hladiny. Provádění prací speciálního zakládání probíhalo v období 09/2021 až 11/2023.

Investor stavby: Správa železnic, s. o., Stavební správa západ
Projektant objektu: SUDOP Praha, a. s.
Zhotovitel: Strabag Rail, a. s.
Ocelové konstrukce: DT Mostárna, a. s.

***Ing. Filip Kutina**, SUDOP Praha, a. s.,*
*s přispěním **Ing. Martina Čejky** a **Stanislava Čovbana**,*
Zakládání staveb, a. s.

Foto: Autor, Libor Štěrba a archiv Zakládání staveb, a. s.

Nový most, probíhají práce na demontáži jímek MS1 a MS2

Rekonstruovaná část tunelu s novou železobetonovou klenbou ve stavební jámě zajištěné pilotovými stěnami

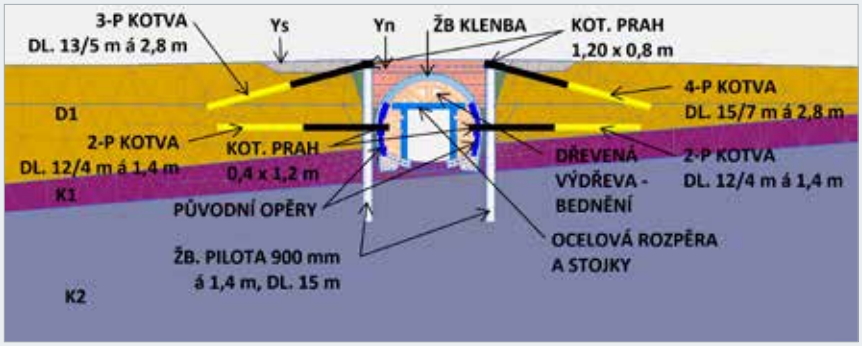
Rekonstrukce Děčínského tunelu

Historie výstavby a stavebně-technické řešení tunelu

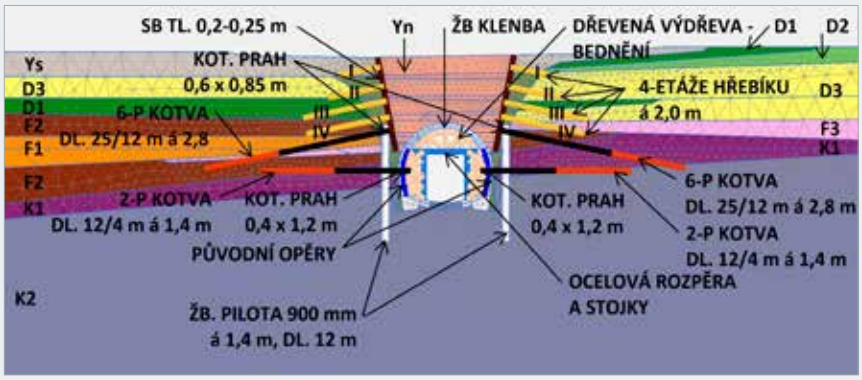
Děčínský tunel byl vybudován jako dvoukolejný v roce 1874. Podle aktuálního zaměření je skutečná délka tunelové trouby 400,20 m. Tunel byl do roku 1968 provozován jako dvojkolejný. V letech 1968–1971 proběhla generální rekonstrukce tunelu, od té doby je provozován jako jednokolejný. V roce 1986 byla provedena elektrifikace trati.

Stavební jáma rekonstruované části tunelu zajištěná kotvenou pilotovou stěnou

Podle dílčích informací z archivních podkladů a na základě výsledků průzkumných prací lze usuzovat, že tunel byl vybudován jako hloubený ve stavební jámě délky cca 120 m a dále jako ražený. Nadloží v hloubené části je cca 0,2–7,4 m, maximální nadloží v ražené části je cca 41 m. V hloubené části tunel kříží místní komunikace, v ražené části pak silnici I/62. Tunelovou troubu tvoří celkem 53 pasů. Zdivo kleneb je převážně z pískovcových kvádrů, část pasů v ražené části je pak z cihelného zdiva. V rámci rekonstrukce v letech 1968–1971 byl celý povrch ostění v pasech P1–TP27 a TP49–P2 překryt sanační vrstvou stříkaného betonu. V pasech TP28–TP36 byl stříkaný beton proveden pouze v klenbě.



Model konečných prvků řezu č. 1 v km 458,180 (mělké nadloží), popis zajištění a geologie



Model konečných prvků řezu č. 2 v km 458,275 (vysoké nadloží), popis zajištění a geologie

Geologické a hydrogeologické poměry

Zájmovým územím prochází od severozápadu k jihovýchodu hlavní poruchová linie děčínského zlomového pole, za kterou jsou směrem k jihozápadu, tedy do hloubené části, uloženy svrchnokřídové slínovce. Tato tektonická dislokace probíhá dle historických pramenů pravděpodobně v úseku s mimořádně zkrácenými tunelovými pasy a protiklenbou v TP14–TP17. Hloubená část je dle archivních podkladů zasypána pískem s jílem. Podloží hloubené části je dle archivních podkladů tvořeno tuhým jílovcem; vrtným průzkumem byl ověřen jílovec, silně až zcela zvětralý R6 (opěra mezi pasy TP12/13), pod protiklenbou degradovaný na písčitou hlínu F3. Přechodová část s protiklenbou v pasech TP14–TP20 byla dle archivních podkladů ražena v tuhém jílovci (slínovci). Zbývající úsek tunelu v pasech TP21–P2 je dle archivních podkladů ražen v pískovci s místními prameny.

Průzkumné práce

V rámci projektové přípravy rekonstrukce trati byl proveden i průzkum tunelu. Nejzávažnějším zjištěním průzkumu byl fakt, že v hloubené části nebyla před zasypáním provedena hydroizolace tunelové klenby. Při rekonstrukci v letech 1968–1971 byl líc klenby uzavřen vrstvou stříkaného betonu a částečně bylo zdivo proinjektováno cementovou injektáží. Tím bylo znemožněno prosychání zdiva zevnitř. Pískovcové zdivo klenby v hloubené části bylo vlivem prosakující vody degradované a mělo výrazně sníženou pevnost.

V rámci doplňkového stavebního průzkumu byly provedeny vrty do klenby ve všech tunelových pasech **hloubené části tunelu**. Ve vrtných jádrech byly zjištěny polohy rozpadlého pískovce; z odebraných vzorků měla velká část pevnost kamene v tlaku menší než 10 MPa. V některých částech klenby chybělo pojivo mezi kameny.

Tunel po odbourání starých klenebních pasů ve stavební jámě zajištěné pilotovou stěnou

Nová železobetonová klenba tunelu v zajištěné stavební jámě

Zajištění stavební jámy a rekonstrukce tunelu

V pasech, ve kterých byla průzkumem zjištěna nízká pevnost kamene zdiva (většinou 4–15 MPa), byla provedena výměna klenby. Jedná se o pasy P1–TP12. Původní kamenná klenba byla vybourána a nahrazena železobetonovou konstrukcí. Výměna klenby byla prováděna z otevřeného výkopu. Výkopu předcházely zajišťovací práce v tunelu a stabilizace prostředí okolo tunelové trouby tak, aby bylo možno zachovat původní opěry v úseku výměny tunelové klenby.
Zajištění stavební jámy bylo provedeno kotvenými pilotovými stěnami. V úseku s **mělkým nadložím klenby** se jednalo o vrtané piloty prům. 900 mm v rozteči 1,4 m, dl. 15 m v trvalém provedení, kotvené dočasnými předpjatými pramencovými kotvami délky 15/7 m vlevo tunelu a 13/5 m vpravo tunelu. Rozteč kotev je shodně 2,8 m. Potřebné zaručené síly se pohybují v rozmezí 365–380 kN.
Ve zbývající části hloubeného tunelu s **vyšším nadložím klenby** cca 3,5–7 m je kotvená pilotová stěna s pilotami délky 12 m ukončena přibližně ve vrchlíku klenby. Kotvení je navrženo 6pramencovými kotvami délky 25/12 m v rozteči 2,8 m. Potřebná zaručená síla je 885 kN. Na korunu pilot v tomto hlubším úseku navazuje horní část stavební jámy zajištěná kotveným svahem. Vzhledem k potřebným silám zde byly navrženy tyčové samozávrtné prvky průměru 32, 38 a 51 mm, kotvené přes kotevní prahy v líci stavební jámy. Délka kotev je 6–12 m podle intenzity zatížení. Kryt povrchu stavební jámy je ze stříkaného betonu tl. 200–250 mm.
Ponechané opěry v tunelu byly přikotveny trvalými 2pramencovými kotvami délky 12/4 m, situovanými mezi pilotami. Kotvení probíhalo přes monolitické kotevní bloky rozměrů min. 1,2x1,2x0,26 m s osou kotvení ve výšce cca 2,04 m nad osou nové koleje. Celkem bylo takto provedeno 146 kotev. Potřebné zaručené síly v kotvách v úseku s malým nadložím jsou 220 kN, v úseku s vyšším nadložím pak 110–140 kN.
Před zahájením zemních prací nad tunelem bylo kromě přikotvení opěr provedeno rozepření tunelu cca 0,6 m pod bouranou částí klenby pro zajištění stability konzoly tunelové obezdívky. Rozepření bylo realizováno společně s bedněním nové klenby. To sloužilo po dobu výstavby jako ochrana bednicího systému před poškozením bouraným materiálem a v hluboké části stavební jámy v úseku TP8–TP12 i jako podpora stávající klenby po dobu zajištění stavební jámy. Rozepření a bednění bylo provedeno systémovými prvky bednění PERI. Jedná se o vodorovné vzpěry VARIOKIT v rozteči 1,25 m, podepřené dvěma věžemi stejného systému. Vzpěra byla podpůrnými věžemi zajištěna proti vybočení ve všech směrech – nutná eliminace vzpěru. Vzpěry byly opřeny do ostění přes roznášecí ocelové prahy z válcovaných profilů. Přípustné síly v rozpěrách byly stanoveny hodnotou 170 kN. Tímto způsobem byla nahrazena původně navrhovaná klasická výdřeva tunelu, navržená ve statickém posudku.

Ponechané opěry v tunelu jsou přikotveny trvalými 2pramencovými kotvami přes monolitické kotevní bloky

Statický výpočet

Statický výpočet byl proveden numerickým výpočtem pomocí deformační metody v programu Plaxis. Výpočtem byly ověřeny dva úseky, jeden s nízkým nadložím a druhý s vyšším nadložím. Výpočtový model byl zhotoven jako metrový výsek. Pro modelování horninového prostředí, tunelu a pilot byly použity plošné prvky s vloženými pruty o velmi nízké pevnosti, to z důvodu zobrazení vnitřních sil. Kotvy a rozpěrná rámová a příhradová konstrukce byly modelované pomocí prutů. Pro výpočet se použil,

podle *ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1 Obecná pravidla*, návrhový přístup 2. Pro návrh a posudek bylo stěžejní okrajovou podmínkou dodržení přípustné excentricity vnitřních sil v kamenném ostění, která musí být podle *ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce* menší než 1/6 tloušťky konstrukce. Výpočet zohledňuje všechny fáze výstavby a jako nejkritičtější pro dodržení excentricity se ukázaly dvě fáze, a to fáze při demolici části klenby a poté fáze odbednění nové části klenby. Obě tyto fáze překračovaly povolenou excentricitu, a proto autor musel navrhnout potřebná opatření. Při rozpojování klenby se ukázalo důležité použití pevného a nepoddajného podskružení klenby. Byla navržena tuhá rámová ocelová konstrukce nesoucí dřevěnou příhradovou nosnou konstrukci podskružení klenby, na které byly uložené vyklínované fošny, které měly za úkol co nejpevněji a s co možná nejmenšími deformacemi podepírat kamenné ostění. Toto opatření se prokázalo jako velmi efektivní k udržení excentricity vnitřních sil v ostění v požadovaných mezích. Pro fázi odbednění naopak hrál velmi významnou rolu účinek zemních tlaků na tunel. S ohledem na geologii byly zemní tlaky působící na hloubený tunel částečně eliminované navrženou vnější kotvenou pilotovou stěnou. Bohužel, toto opatření se ukázalo jako nedostatečné a nepomohla ani úprava kotevní síly, neboť kotvy byly z realizačních důvodů umístěné v koruně pilot a nedokázaly významně ovlivnit deformace pilotové stěny o několik metrů níže, v místě opěří tunelu. Projektant musel pro redukci deformací a tím i vnitřních sil navrhnout uvnitř tunelu v místě opěří výše popsané kotvené bloky a až na základě jejich zahrnutí do výpočtu se podařilo redukovat vnitřní síly v kamenném ostění hloubeného tunelu tak, aby excentricita vnitřních sil byla v povolených mezích a nedošlo tak k porušení spár kamenného zdiva a tím i ovlivnění únosnosti celého ostění.

Monitoring po dobu výstavby

Jelikož se jedná o mimořádně složitou stavbu v nepříznivých geologických podmínkách, byly zřízeny dva měřicí profily v km cca 458,220 a 458,260. V uvedených řezech byla provedena měření na konstrukcích v rozsahu:

- Inklinometrické měření v pilotách. Inklinometry byly osazeny do armokošů před betonáží.

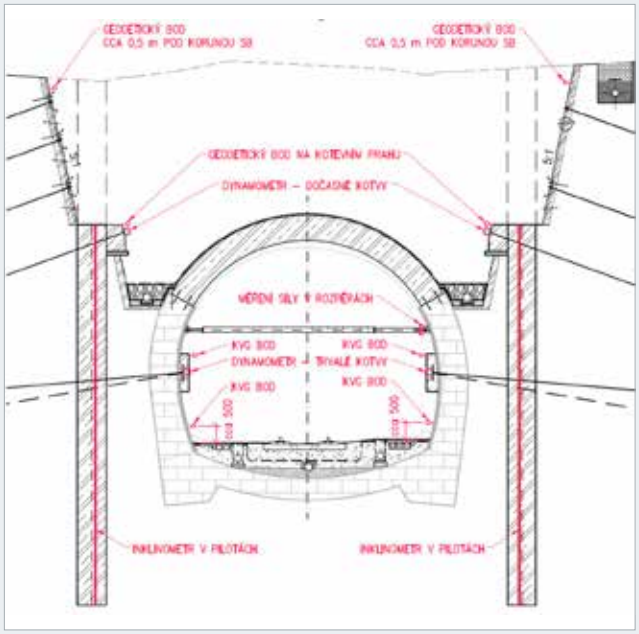


Schéma měřených prvků v rámci monitoringu stavby

- Měření deformací pilotových stěn na osazených geodetických bodech. Přípustné deformace pilotových stěn byly 15 mm.
- Měření deformací kotvených svahů na geodetických bodech osazených cca 0,5 m pod horní hranu stříkaného betonu. Přípustné deformace byly 40 mm.
- Měření kotevních sil na kotvách v osazených dynamometrech.
- Konvergenční profily v obou řezech s body na kotevních blocích v tunelu – celkem 7 profilů. Přípustné deformace pouze 4 mm. Tato měření nebyla z důvodu nepřístupnosti profilů realizována.
- Měření sil v rozpěrách – celkem 7 profilů.
- Měření vývoje šířky trhlin v klenbě vjezdového portálu.

Výsledky měření prokázaly správnost návrhu. Většina naměřených hodnot byla na úrovni 50–80 % I. varovného stavu.

***Ing. Jaroslav Lacina**, **Ing. Lumír Kliš**,*
Amberg Engineering Brno, a. s.

Optimization of the track section Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb

The reason for the overall reconstruction of the Děčín East – Děčín-Prostřední Žleb section, which is approx. 1,300 m long, was its unsatisfactory construction condition, which limited the sustainability of railway traffic. The section includes a bridge over the Elbe from 1916 and the Děčín Tunnel from 1874. As part of optimization, the load-bearing steel structures were replaced and the foundations rehabilitated at the railway bridge. At the tunnel, it was necessary to rehabilitate and reconstruct the excavated part adjacent to the town of Děčín in a length of approximately 110 m. The construction work also included the replacement of the railway top and bottom on the entire affected section.
In the following articles, we are describing the main special foundation works carried out as part of this reconstruction. In the case of the bridge, it involved rehabilitation of all bridge supports and strengthening of their foundation using jet grouting technology and micropiles. Part of the special foundation works here also included the establishment of temporary coffer-dams for the placement of supports, necessary for the work stages of the construction of the new bridge and the removal of the old bridge.
In the case of the bridge, 12 original vaults of the tunnel stretches had to be replaced, and for this purpose the tunnel construction pit was lined with an anchored pile wall. The supports left in the tunnel were simultaneously anchored with permanent anchors located between the piles.

Práce špeciálneho zakladania na rýchlostnej ceste R2 Kriváň–Mýtna

V tomto článku budú popísané práce špeciálneho zakladania na práve budovanom úseku R2 Kriváň–Mýtna celkovej dĺžky 9104 m. Ide o veľmi technicky náročný úsek, ktorého súčasťou bude takmer 4,3 km dlhá mostná estakáda v údolí Krivánskeho potoka, ktorá je najdlhšia na Slovensku. Táto estakáda s označením SO 209-00 je situovaná vo výške 15–45 m ponad trasu cesty I/16, v tesnej blízkosti vysokého napätia a existujúcej zástavby. Na tomto objekte realizovala spoločnosť Zakládání staveb, a. s., špeciálne geotechnické práce na vybraných základoch. Estakáda je rozdelená na dva objekty: SO 209-01, kde Zakládání staveb, a. s., realizovalo práce na dilatačnom celku DC3, a na SO 209-02 s dilatačnými celkami DC3 a DC4. Práce boli realizované pre jedného z členov združenia realizačných firiem Strabag, s. r. o.

Pohľad v smere na Mýtnu, zľava pilier P19 až P27, SO 209-01/DC3

Rýchlostná cesta R2, niekedy nazývaná tiež Južná diaľnica, je najdlhšia rýchlostná cesta na Slovensku. Jej trasa vedie v koridore bývalej cesty I/50, dnes ciest I/9 a I/16. Trasa rýchlostnej cesty začína v križovatke s diaľnicou D1 v Chocholnej neďaleko Trenčína a pokračuje na východ stredným a južným Slovenskom smerom cez Bánovce nad Bebravou, Nováky, Prievidzu, Žiar nad Hronom, Zvolen, Lučenec, Rimavskú Sobotu a Rožňavu až do Košíc, kde je ukončená znovu v križovatke s diaľnicou D1 v Rozhanovciach. Trasa R2 sa historicky viackrát menila. Po R2 budú vedené trasy európskych ciest E58, E77, E571 a E572.

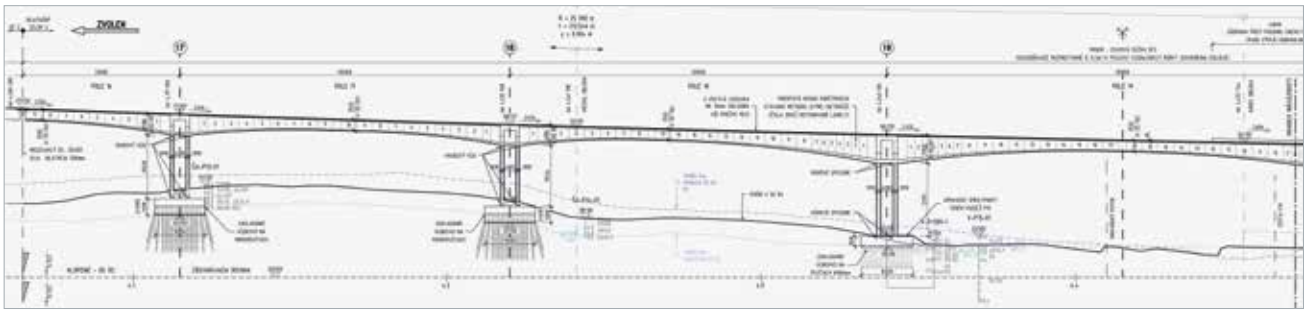
Začiatok tejto trasy nadväzuje na predchádzajúci úsek R2 Pstruša-Kriváň v dočasne upravenej mimoúrovňovej križovatke Kriváň. Koniec úseku sa pred obcou Mýtna napojí na úsek R2 Mýtna–Lovinobaňa, Tomášovce. Motoristi po dostavbe získajú bezpečné diaľničné spojenie z Bratislavy až po Lučenec s výnimkou úseku Zvolen, západ – Zvolen, východ. Moderná, kapacitne vyhovujúca štvorprúdovka prevezme tranzitnú dopravu z okolitých obcí a odľahčí aj cestu prvej triedy. Trasa je vedená medzi pohoriami Slovenského Rudohoria, Poľany a Javoria.

Letmá betonáž mostovky – zárodky na P22 a P21, váhadlá na P20 a P19, vzadu zárodok na P18

Objekt estakády SO 209-01

Návrh konštrukcie SO 209-01 zohľadňoval potrebu minimalizácie preložiek existujúcej cesty I/16. Postup jej výstavby letmou betonážou bol zvolený vzhľadom na vedenie mosta vo veľkej výške, ekonomiku a estetiku mosta. Objekt pozostáva zo štyroch dilatačných celkov, mostovka má jednokomorový prierez s veľmi vyloženými konzolami z predpätého betónu. Výška nosnej konštrukcie je v strede rozpätia 3,55 m a nad podperou až 9,05 m. Celková šírka mosta je 27,5 m. Dilatačný celok DC3 zahŕňa podpery P17 až P22, na ktorých spoločnosť Zakládání staveb, a. s., realizovala zaistenie stien výkopov a následné samotné špeciálne zakladanie či už na veľkopriemerových pilótach (P19), alebo na mikropilótach (P17, P18, P21 a P22).

Piliere P17 a P18 boli navrhnuté v zosuvnom území s potenciálnym frontálnym zosuvom v pravom svahu údolia, v úseku medzi železničným násypom a pätou svahu. Spodná časť svahu bola erodovaná povrchovým tokom, strmšia s aktívnymi zátrhmi. Podložie predstavovalo delúvium zastúpené piesčitým siltom a ílovito-kamenitými suťami do hĺbky 4 m. Hlbšie prevládala suť kamenitá až balvanitá. **Pilier P19** bol navrhnutý v päte svahu a v jeho podloží prevládali kvartérne íly hrúbky 3,6 m, do 5 m piesčité štrky, pod nimi nastupovali silno zvetrané ruly, ktoré od hĺbky 7,4 m prechádzali nepravidelne do pevnosti R3 až R1. V mieste **pilire P20**, ktorý sa nachádzal na ľavej strane potoka v jeho blízkosti, bol pod navážkou hr. 2,3 m zachytený fluviálny štrk hrúbky 2 m a pod ním bola kremitá rula vysokej pevnosti. **Piliere P21 a P22** boli situované v ľavom strmom svahu, kde skalné podložie miestami vystupovalo na povrch vo forme

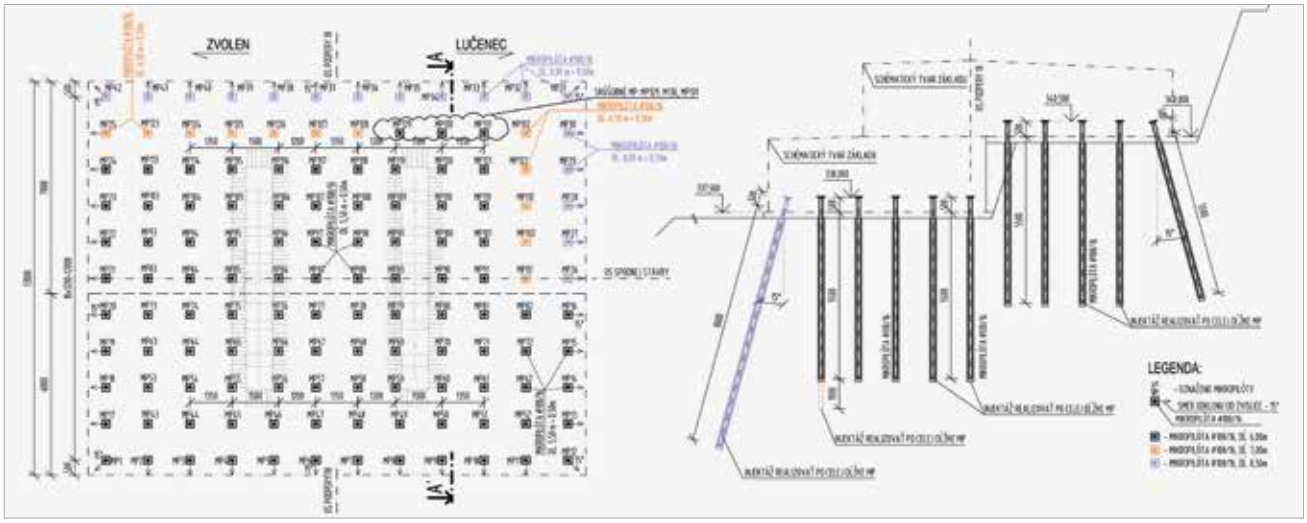


Pozdĺžny rez stavbou v mieste pilierov P17, P18, P19

Vŕtanie mikropilót hornej úrovne základu P21

brál a blokov. Hrúbka deluviálneho pokryvu sa pohybovala okolo 1,5 m. Svah bol zasutený kameňmi a balvanmi metamorfovaných hornín. Skalné podložie tvorili kremité ruly, bridlice a granitoidy. Práce na objekte SO 209-01 začali v októbri 2021 zaistením odkopu na najvyšších etážach **pilierov P21 a P22**.

Išlo o extrémne exponovaný terén vo výške 24 m (P22) nad budúcim základom. Betonážne hadice na striekaný betón boli ťahané ručne po strmých svahoch a materiál sa po malých častiach vozil manipulátorom. Fázy odkopu a zaisťovania sa striedali na dvoch susedných pilieroch, aby práce prebiehali kontinuálne bez zbytočných presunov techniky. Vrtné práce boli realizované súpravou JANO5, neskôr HBM 12 CB. Na pilieri P21 boli vŕtané 8 m a 7 m dlhé klince a na pilieri P22 klince dĺžky 11 m, 10 m a 9 m. Na nižších etážach bol obnažený skalný masív, čo predpovedalo pri budúcom odkope možnosť použiť typ zaistenia 2, tzn. zádržnými oceľovými sieťami, takže boli navŕtané zvislé, 2 m dlhé tŕne, na ktoré sa neskôr zádržné siete upevnili. Najnižšie etáže v slabo zvetraných až zdravých granitoidoch boli ponechané bez zabezpečenia – typ zaistenia 3 v zmysle projektu. Základ na P21 bol dvojstupňový, založený na mikropilótach v počte 121 kusov prevažne dĺžky 5,5 m



Pilier P18 – pôdorys založenia a rez základom

Pilótovacie práce na základe P19

okrem prvého radu dĺžky 8 m, najbližšie ku klesajúcemu svahu. Všetky mikropilóty použité na SO 209-01 boli priemeru 108/16 mm S355 s etážami po 0,5 m. Založenie jednostupňového základu P22 bolo možné optimalizovať na 30 ks mikropilót dĺžky 3,5 až 5 m. Na celej ploche základovej škáry sa nachádzal slabo zvetraný až zdravý granodiorit a rula pevnosti R2-R1až R0.

Odkopané pilóty na základe P19

Pilier P20 bol navrhnutý na plošnom základe v 4,5 m hlbokej jame paženej rozopieranými dočasnými štetovnicovými stenami. Baranenie štetovníc VL604 dĺžky 6 m prebiehalo pomocou kolesového žeriavu Liebherr LTM40 s hyhraulickým agregátom ICE335 pre baranidlo ICE1223. V úseku susediacom s vozovkou bolo nutné zhotoviť predvýkop nebaraniteľnej starej vrstvy vozovky v podloží. Po zabaranení nasledoval výkop na dve úrovne rozperných rámov z oceľových profilov HEB360. Podkladný betón C 16/20 hr. 300 cm vystužený 2x KARI sieťou prevzal funkciu rozopretia štetovnicových stien v úrovni základovej škáry. Spodný rozperný rám sa následne zdemontoval, aby neprekážal výstavbe mostného základu. Po jeho zabetónovaní sa zdemontoval horný rám a vytiahli sa štetovnice. Zároveň boli vedľa jamy zrealizované 4 ks mikropilót dĺžky 8,5 m pod vežový žeriav.

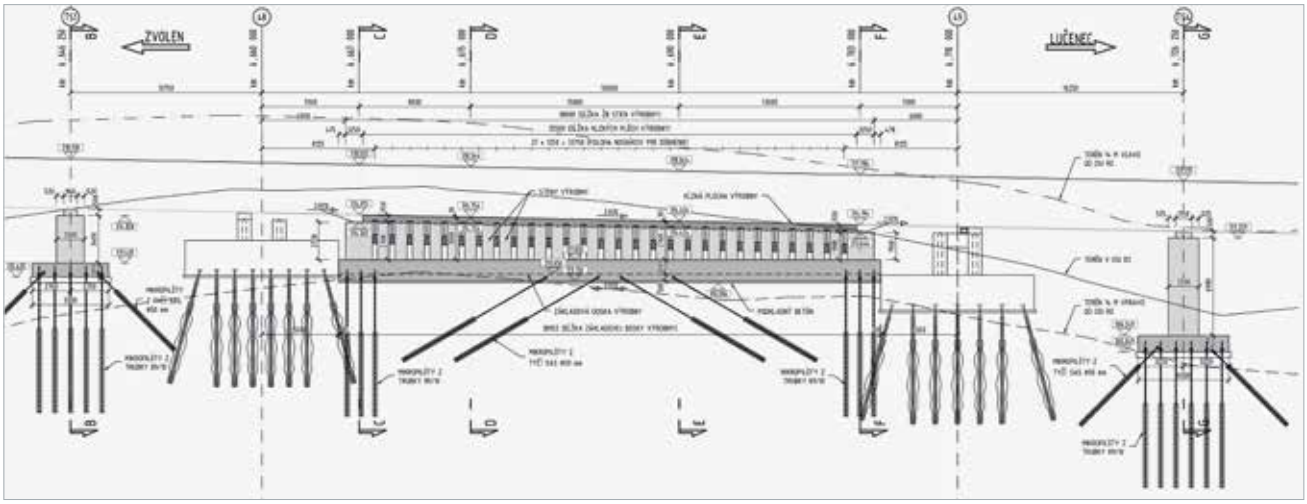
Výkop **piliera P19** bol zabezpečovaný kombináciou trvalých lanových kotiev a zemných klincov. Na najvyššej etáži bol vybudovaný prvý kotevný prah, cez ktorý sa vŕtali 19 m dlhé trvalé 4pramencové kotvy. Po napnutí kotiev sa pokračovalo v odkope a zaisťovaní svahu klincami dĺžky 10 a 9 m a striekaným betónom. Na dolnej hrane tejto etapy bol vybudovaný druhý kotevný prah. Kotvy druhej úrovne mali dĺžku 14 m. Na každej kotevnej úrovni boli osadené dva dynamometre pre dlhodobý monitoring sily v kotve. Z tejto úrovne sa vŕtali veľkopriemerové pilóty aj klince najnižšej úrovne s hluchým predvrtom, ktoré by po zhotovení pilót nebolo možné navŕtať. Základ piliera bol založený na 76 veľkopriemerových pilótach priemeru 900 mm, dĺžky 7 m. Na realizáciu bola nasadená súprava BG36 s obslužným čelným nakladačom Volvo 70. Skalné podložie bolo navŕtané vyššie, ako predpokladal prieskum. Požiadavka projektanta bola dodržať dĺžky troch pilót v každom rohu základu, pričom ostatné pilóty mohli byť skrátené po zajadrovaní 1 m do skalného podložia. Vedľa základu boli zrealizované štyry pilóty pre založenie vežového žeriavu v blízkosti Krivánskeho potoku. Svahy zárezov pre **piliere 17 a 18** boli zaisťované klincami vystuženým striekaným betónom s výnimkou prvej etáže piliera P18, kde bolo realizovaných 6 trvalých 4pramencových kotiev dĺžky 11–14 m cez kotevné prahy. Nižšie etáže boli zabezpečené klincami a striekaným betónom. Mikropilótové základy boli v oboch prípadoch dvojstupňové. Po zrealizovaní mikropilót hornej úrovne bola odťažená nájazdová rampa a dokončilo sa založenie dolného stupňa. Mikropilóty boli podľa pozície v pôdoryse dĺžok 6 m, 6,5 m alebo 8,5 m, pričom ich vystrojenie s privarenou roznášacou hlavou vždy vyčnievalo 0,5 m do základu.

Zárodok P19, P18 s vahadlami

Montáž výrobne

Výrobňa pre výsuv mostovky SO 209-02

Na objekte SO 209-02 spoločnosť Zakládání staveb realizovala najprv zabezpečenie stien výkopov a založenie tzv. **výrobne pre výsuv mostu** vrátane pomocných pilierov TS1 a TS4 a následne trvalých pilierov P42 až po oporu P55 s výnimkou plošne založených P50 a P51. Na mikropilótach boli založené piliere P42 až P49 vrátane TS1, TS4 a opory P55, na veľkopriemerových pilótach boli založené piliere P52 až P54.
Dilatačné celky DC3 a DC4 na objekte SO 209-02 sú realizované technológiou výsuvu, kedy všetky výrobné procesy ako debnenie, armovanie, betónovanie alebo predpínanie nosnej konštrukcie prebiehajú po segmentoch na jednom mieste, vo výrobni mosta. Hotový segment sa pripojí k predchádzajúcim a následne je celá mostovka vytiahnutá alebo vysunutá pomocou hydraulických zariadení a položená na dokončené piliere, čím sa uvoľní priestor pre nový segment. Tento proces sa opakuje v jednotlivých taktoch až do dokončenia dilatačného celku. To si vyžaduje náročnejšiu prípravu zariadenia výrobne, ale následne už nie je v takej výraznej miere výstavbou zaťažené okolie budúcej trasy mosta, logistika je jednoduchšia a práce idú rýchlejšie, pretože celá výroba prebieha v jednom mieste.
Výrobňa mostu obsahuje súbor dočasných objektov a pomocných konštrukcií v priestore medzi podperami P48 a P49 slúžiaci na podoprenie debnenia, hydraulických zdvíhacích lisov, betonáž jednotlivých segmentov nosnej konštrukcie mosta a podopretie počas vysúvania. Súčasťou projektu výrobne sú aj **pomocné podpery TS1** medzi piliermi P47 a P48 a **TS4** medzi piliermi P49 a P50, slúžiace na zaistenie stability vysúvanej konštrukcie v počiatočných fázach vysúvania. Ďalej eliminujú natočenie a nadvihnutie koncov nosnej konštrukcie vo výrobni.



Pozdĺžny rez založením výrobne mosta

Zaisťovanie svahov výrobne klincami a striekaným betónom

Základová doska výrobne mala rozmery 39x10,6 m, hrúbku 1,0 m (ľavá časť) a 1,5 m (pravá časť), bola založená na mikropilótach priemeru 89/10 mm. Na základe výrobne boli vybetónované stĺpiky výsuvných stien. Pôdorysné rozmery boli navrhnuté tak, aby boli stĺpiky využiteľné pre výsuvnú skruž DC3 ako aj DC4. Z tohto dôvodu mali stĺpiky nepravidelný tvar. Medzery medzi stĺpikmi zohľadňovali geometriu priečnych nosníkov debnenia. Začiatočný a koncový stĺpik mal väčší pôdorysný rozmer a slúžil k umiestneniu rektifikačných lisov, prípadne vytváral plochu pre podopretie debnenia čela mostovky. Začiatočný a koncový priečnik bol vybavený bočným vedením. Pri hornom povrchu výsuvných stien boli navrhnuté klzné plochy, uložené na žlb. pozdĺžnom nosníku, ktorý sa nadbetónoval ponad stĺpiky stien. Klzné plochy mali inú geometriu pre výsun DC3 a DC4. Z toto dôvodu bolo nutné klzné plochy vrátane žlb. nosníkov po vysunutí DC3 odstrániť a vybetónovať v novej geometrii pre DC4. Montážne podpery TS1 a TS4 boli tvorené dvojicou žlb. stĺpov obdĺžnikového prierezu 1,2x2,0 m (TS1) a 1,2x2,2 m (TS4), základovými blokmi a boli založené na mikropilótach. Základové bloky výšky 1,0 (TS1) a 1,2 m (TS4) boli po zmene projektu jednostupňové. Tvar driekov a úložných blokov bol uspôsobený umiesteniu hydraulických lisov pred a za výsuvné ložisko. Aktuálne rozmiestenie hydraulických lisov a rozmer platní odsúhlasoval projektant. Montážne podpery TS1 a TS4 boli vybavené bočným vedením. Založenie bolo tvorené systémom zvislých a šikmých mikropilót. Zvislé tlakové mikropilóty boli z oceľové trubky Ø 89/10 S 355, dĺžok 7 m alebo 10 m. Šikmé ťahové mikropilóty boli z tyčí so závitom SAS 550 priemeru 50 mm, dĺžok 8 m alebo 10 m. Steny výkopov boli zabezpečené striekaným betónom hr. 150 až 200 mm s dvomi KARI sieťami a zemnými klincami SAS550 priemeru 32 mm s roznášacou platňou a hlavicou dĺžok 7 alebo 6 m. Na projektovanej úrovni približne 8 m nad výrobňou bol založený základový blok pre vežový žeriav na štyroch mikropilótach dĺžky 2x6 m a 2x9 m.

Práce predchádzajúce samotnému zabezpečovaniu svahov výrobne mosta začali na kopci nad budúcou trasou diaľničnej estakády. Po výrube stromov a odstránení lesného porastu nasledovalo vybudovanie prístupových komunikácii a hrubé terénne úpravy pre zariadenie staveniska. V rámci schválenej Geologickej úlohy začali práce na výrobni v marci 2021. Výkopy boli realizované po etážach výšky približne 2,5 m, pričom celková výška stavebnej jamy v najvyššom mieste bola až 14 m. Po každom odkope nasledovalo vŕtanie a osadenie klincov do cementovej zálievky. V danej rozpukanej geológii bolo potrebné zmes priebežne dopĺňať k ústiu vrtu. Následne prebehla montáž KARI sietí a drenážnych plastových rúr a nástrek prvej vrstvy, na druhý deň montáž druhej vrstvy siete a druhý nástrek. Zatorkrétovanie nadvýlomov v skalných a poloskalných horninách si nevyhnutne vyžiadalo výrazne väčšie množstvo betónu, ako bolo projektované. S postupujúcim výkopom sa menila geológia, rozdeľovanie horniny bolo čím ďalej tým náročnejšie. Bolo potrebné nasadiť ťažké búracie kladivá a nakoniec došlo aj k trhacím prácam. Na niektorých svahoch bolo možné z tohto dôvodu zjednodušiť zabezpečenie v rastlej skalnej hornine na jednu KARI sieť s torkrétom a menším počtom kratších zemných klincov, prípadne sa klince vynechali úplne.
Po doťažení na základovú škáru výrobne boli zhotovené podkladné betóny, z ktorých sa realizovali zaťažovacie mikropilóty. Na výrobni boli predpísané štyry zaťažovacie skúšky a na TS1 a TS4 po jednej skúške, vždy na systémových mikropilótach. (Skúšky vykonávala spoločnosť Analysis, s. r. o.). Po vyhodnotení skúšok bolo možné pokračovať v realizácii mikropilót. Na vedľajšom základe P48 a TS1 bolo nutné časť horniny navŕtať a odstreliť. Po dokončení mikropilót výrobne boli zrealizované mikropilóty piliera TS1. Realizácia mikropilót pomocného piliera TS4 prebehla až po kompletnom dokončení betonárskych prác konštrukcie výrobne a pilierov TS1 a P48 o 6 mesiacov neskôr, nakoľko cez ne viedla jediná prístupová cesta.

Objekt estakády SO 209-02

Na jeseň 2021, kedy bolo zabezpečenie svahov a založenie výrobne dokončené, sa v rámci geologickej úlohy pokračovalo v smere plánovaného výsuvu DC3 výkopmi a zabezpečovaním budúcich stavebných jám **pilierov P48 až P42** v smere na Zvolen a **neskôr pilierov P49, P50 a P51**, pričom dva posledné boli založené na plošných základoch. Jednotlivé výkopy boli z hľadiska geologického aj priestorového usporiadania veľmi podobné. Pracovníci sa museli hlavne na vyšších etážach vyrovnať s náročným terénom, strmými svahmi a problémovou dopravou materiálu na pracovisko. Pri každej odkopanej etáži posúdil geotechnik stavby zastihnuté geologické pomery. Prevažovali bridlice, ruly a granitoidy, pričom stupeň zvetrania klesal s postupujúcou hĺbkou zárezov ku slabo zvetranej až zdravej hornine. Väčšinou bol raster klincov 2,5 m horizontálne a 2 m vertikálne, pričom v horných úrovniach boli klince dĺžky 7 m a od lavice smerom dole mali dĺžku 6 m. Steny boli obložené drenážnou georohožou prepojenou po etážach a na spodnej hrane zvedenou do drenážnej rúry. Nasledovala montáž KARI sietí a nástrek torkrétu. Najnižšia etáž stavebnej jamy bola niekedy v tak tvrdých granitoidoch, že

po náročnom dobúraní alebo odstrelení sa ponechala nezabezpečená.
V januári 2022 začala realizácia systémových zaťažovacích mikropilót na jednotlivých **pilieroch P48 až P42**, postupne vždy po vyhodnotení výsledkov skúšok sa ďalej pokračovalo v realizácii ostatných mikropilót. (Zaťažovacie skúšky na pilieroch tu realizovala firma Geotechnik SK). Na základe priaznivých výsledkov bolo založenie niektorých pilierov optimalizované za účelom zjednodušenia a urýchlenia výkopov a zakladania vo veľmi tvrdom horninovom prostredí. Na jednom základe bolo priemerne 70–80 ks mikropilót dĺžky od 6,0 do 8,5 m, pr. 108/16 mm. Do základu vždy vychádzal presah mikropilóty dĺžky 0,5 m a na konci bola privarená oceľová roznášacia hlava 300x300x25 mm so štyrmi výstuhami.

Výsuvný nos na P43 a mostovka na P44 a P45

Tento typ mikropilóty bol použitý na všetkých základoch. Obvodové mikropilóty bližšie ku klesajúcemu svahu boli uklonené o 5 ° alebo 15 ° od zvislice a boli prevažne dĺžok 8,5 m až 9 m, pričom vnútorné mikropilóty mali 6 m. Základy pilierov P43 až P49 boli všetky jednostupňové, základ P42 bol dvojstupňový.

V októbri 2022 začali práce na založení **pilierov P52, P53 a P54**, ktoré patria pod DC4, vysúvaný z výrobne smerom na Lučenec. Pod každým pilierom bolo navrhnutých 30 veľkopriemerových pilót priemeru 900 mm, dĺžky 6 m na P52 a P53 a 7 m na P54. Pilóty boli realizované s predvrtom dĺ. 2–2,3 m. Na základe skutočne zastihnutej geológie boli pilóty premenlivých dĺžok až do 10 m podľa polohy skalného podložia, do ktorého mali byť spoľahlivo opreté pri zachovaní minimálnej predpísanej dĺžky drieku.
Po dokončení realizácie pilót nasledovalo baranenie štetovníc VL604 dĺ. 6 m na P52, ktoré boli čiastočne rozopierané rámom a čiastočne stabilizované tiahlami zakotvenými do pomocných štetovníc po vonkajšom obvode jamy, aby nemuseli byť namontované diagonálne rozpery v dvoch rohoch, čím sa zjednodušil výkop jamy. Výkopy pre P53 a P54 boli svahované bez zaistenia. Po výkope a podkladaných betónoch sa odbúrala prebetonávka pilót a zrealizovali sa skúšky integrity na všetkých pilótach.

Realizácia mikropilót základu opory P55

Baraniaci pokus na základe P52

Dokončené zaistenie zárezu pre pilier P50

Pilier P51

Dokončné mikropilóty na pilieri P50

Na jar roku 2023 boli začaté výkopové práce na opore P55, situovanej vo svahu pahorku na pravom brehu Krivánskeho potoka, ktorej základová škára má terasovitý charakter. Zdĺhavé a náročné trhacie a výkopové práce prebiehali v slabo zvetraných, hlavne zdravých granodioritoch a boli vykonávané so zvýšenou opatrnosťou vzhľadom na neďalekú železničnú trať. Po dotvarovaní základovej škáry prebehlo vŕtanie skúšobných mikropilót a zaťažovacia skúška. Jej priaznivé výsledky a vhodné geologické pomery umožnili redukciu počtu mikropilót. V apríli 2023 bolo zrealizovaných 61 mikropilót dĺžky 8,5 m na štyroch terasách na strane od Krivánskeho potoka, pričom zvyšné terasy ostali plošne založené na zdravom horninovom masíve.
Dobrá koordinácia prác vytvorila dostatočný predstih prác špeciálneho zakladania pred prácami na mostovke, či už letmo betónovanej alebo vysúvanej, aby sa počas tejto doby stihli dobudovať všetky drieky pilierov. Do konca augusta 2023 bol dokončený výsuv všetkých 13 segmentov DC3 v smere na Zvolen. Následne sa začalo s prerábkou výrobne a otočením technológie výsuvu smerom na Lučenec tak, aby bolo možné realizovať segmenty dilatačného celku DC4 do konca roku 2024. Diaľničiari sľubujú dodržať plánovaný termín dokončenia v júni 2025, pričom sa hovorí, že momentálne práce nie sú oneskorené. Na pomerne krátkom úseku je 14 vežových a 25 kolesových žeriavov a práce prebiehajú veľmi intenzívne, takže vodiči, ktorí frekventovaným úsekom prechádzajú, sú denne svedkami toho, ako táto technologicky výnimočne rozmanitá stavba rastie pred očami. Úsek R2 Kriváň–Mýtna je ambiciózna a vizuálne lákavá moderná stavba, ktorá v kontraste s krásnym prírodným prostredím ponúkne zážitovú jazdu Slatinskou dolinou v korunách stromov a pripomenie, že aj cesta je cieľ.

Spolu spoločnosť Zakládání staveb, a. s., zabudovala na tejto stavbe takmer 9,6 km mikropilót, 12 km zemných klincov, 1400 m^3 striekaného betónu, 1055 m veľkopriemerových pilót, 460 m kotiev. Bolo tiež zrealizovaných 875 m^2 dočasného paženia štetovnicami. Práce Zakládání staveb, a. s., celkovo trvali od 3/2021 do 6/2023.

Investor: Národná diaľničná spoločnosť, a. s.
Zhotoviteľ: Združenie R2 Mýtna – Doprastav, a. s., Strabag, s. r. o., Eurovia SK, a. s., Eurovia CS, a. s.
Zmluvná doba výstavby úseku: 03/2020 až 06/2025

***Ing. Maroš Zaťko**, Zakládání staveb, a. s.*
Foto: autor, Libor Štěrba, Jan Králík a archív Zakládání staveb, a. s.

Nová cesta R2, pohľad v smere na Kriváň

Special foundation work on the R2 Kriváň–Mýtna expressway

This article is describing the special foundation work on the section R2 Kriváň–Mýtna, which is currently under construction, with a total length of 9104 m. This is a very technically demanding section, which will include an almost 4.3 km long bridge overpass in the valley of the Krivánsky potok, which is the longest in Slovakia. This overpass with the designation SO 209-00 is located at a height of 15–45 m above the route of road I/16, in close proximity to high voltage and existing buildings.
The company Zakládání staveb, a. s., implemented special geotechnical works on selected foundations on this object. The overpass is divided into two objects: SO 209-01, where the Zakládání staveb, a. s., carried out work dilation unit DC3, and on SO209-02 with dilation units DC3 and DC4. The works were carried out for one of the members of the association of realization companies Strabag, s. r. o.

Kompenzační injektáže pro minimalizaci nepříznivých vlivů při ražbě nové trasy metra D v úseku Pankrác–Olbrachtova

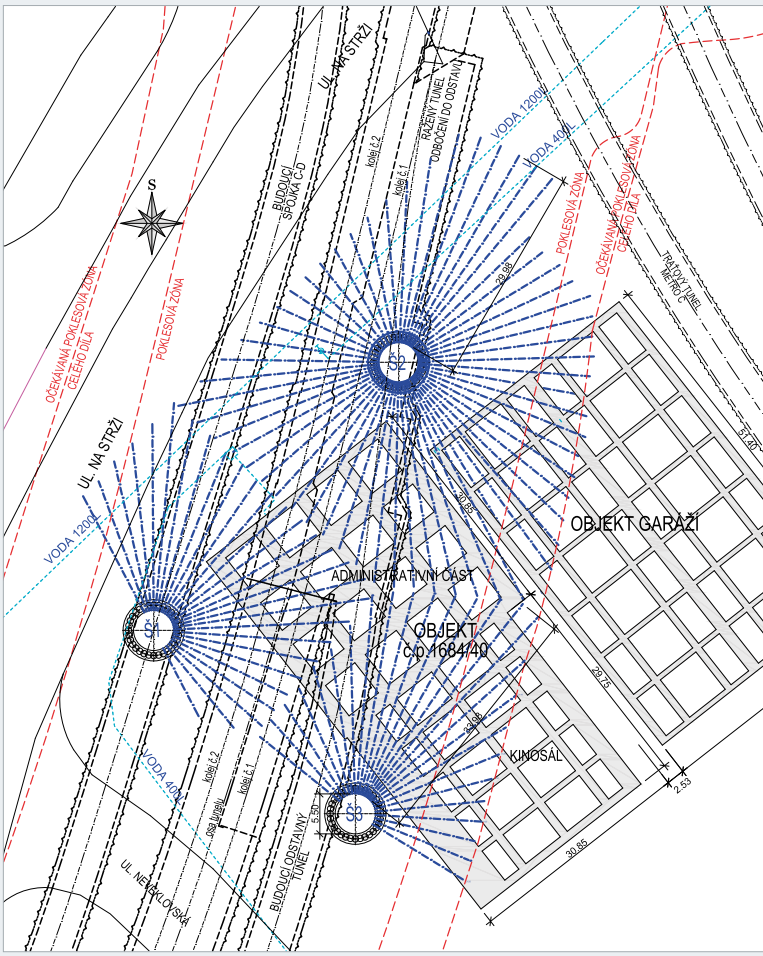
Pro omezení nepříznivého vlivu ražeb trasy metra D na povrchové objekty v místě části stavebně složitého úseku Pankrác–Olbrachtova bylo rozhodnuto o provedení pasivních a aktivních opatření. Jedním z aktivních opatření je tzv. kompenzační injektáž, s jejíž pomocí je možné vyrovnávat případné poklesy vznikající při vlastní ražbě podzemních děl. V tomto konkrétním případě byly pro provádění kompenzační injektáže zhotoveny tři hluboké šachty. Z nich byly hloubeny tři úrovně vějířů vrtů s postupně prováděnou přípravnou, tzv. aktivační fází kompenzačních injektáží. V následujících příspěvcích je popsán návrh této přípravné fáze injektáže, její realizace na stavbě a doprovodná kontinuální měření svislých posunů, která jsou nedílnou součástí této technologie.

Výstavba nové linky metra D v úseku Pankrác–Olbrachtova prochází břidlicemi bohdaleckého a královodvorského souvrství, které mají v různých horninových vrstvách odlišné fáze zvětrání. Součástí budovaných tunelů metra je i část trasy, která je stavebně velmi členitá: vzájemné přechody mezi jednokolejnými tunely na dvoukolejné pomocí rozpletu, spojovací tunel na provozovanou linku C, odstavný a vzduchotechnický tunel. Nad těmito budoucími podzemními objekty se na tomto místě na povrchu nachází v současnosti administrativní budova Na Strži 1683/40 a přilehlý objekt garážových stání.
Pro minimalizování nepříznivého vlivu ražeb na tyto objekty jsou realizována ochranná pasivní a aktivní opatření. Pasivním opatřením je vyztužení budovy v úrovni suterénu ocelovými rozpěrami mezi sloupy. Aktivní opatření představují **zpevňující injektáže horninového nadloží tunelu** pro zlepšení jeho geomechanických vlastností a **kompenzační injektáže** pro vyrovnání poklesů vznikajících při vlastní ražbě složitého tunelového profilu. Principem kompenzačních injektáží je možnost opakovaných řízených vysokotlakých injektáží prováděných postupně z injekčních polí zřízených pod vybranými objekty, v našem konkrétním případě ze tří šachet umístěných poblíž objektů ve třech etážích. Injektáž dokáže cíleně vyvolat zdvih objektu, který je monitorován na měřicích bodech osazených na nosných konstrukcích budovy. Tento postup minimalizuje jeho sedání vyvolané ražbou. S tímto cílem jsou kompenzační injektáže rozděleny do tří fází:

- přípravná fáze před zahájením ražby tunelu,
- fáze při průchodu čelby dotčenou oblastí,
- fáze po průchodu čelby po kompletaci ostění tunelů (minimalizace „dozvuků“).

Princip fungování kompenzačních injektáží je již odborné veřejnosti znám – byl detailně popsán např. v článku „Silnice I/42 Brno, VMO Dobrovského B, Pomocná opatření pro ražbu tunelu“, ZAKLÁDÁNÍ 4/2008, nebo v příspěvku „Tunel Mrázovka, kompenzační injektáž v ul. Ostrovského“, předneseném na mezinárodní konferenci Podzemní stavby Praha 2000 a otištěném v příslušném sborníku. Dodavatelem obou těchto děl byla v letech 2007–2008, resp. 2000, společnost Zakládání staveb, a. s.

Nyní prezentovaný příspěvek je věnován pouze konkrétním podmínkám a přípravě kompenzačních injektáží aktuálního projektu navázaného na výstavbu trasy metra D s realizací v období 12/2022 až 05/2023. V době uveřejnění příspěvku je realizována tzv. **přípravná fáze kompenzačních injektáží** v kompletním půdorysném i výškovém rozsahu.



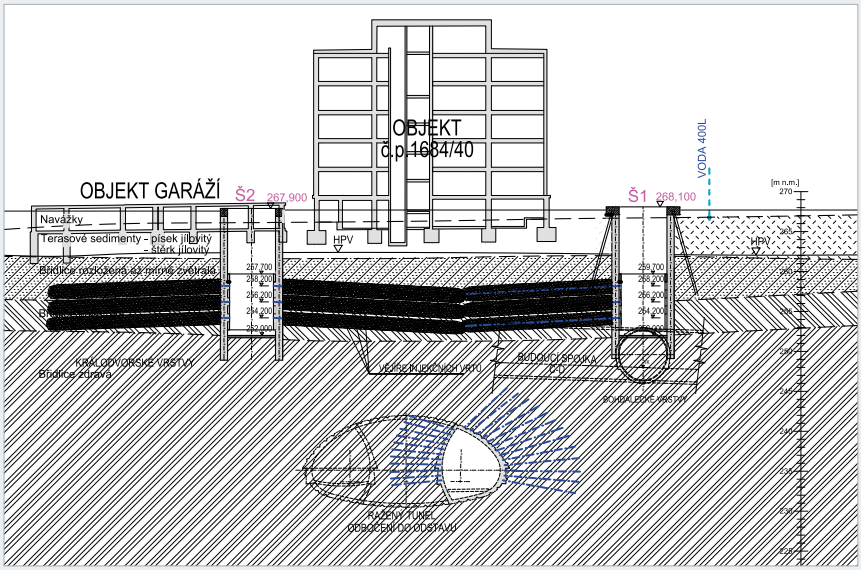
Situace v oblasti provádění kompenzační injektáže z šachet Š1, Š2 a Š3 s vyznačením vějířů injekčních vrtů a polohy podzemních objektů

Situace v zájmovém území a základní přijatá opatření pro minimalizaci vlivu ražeb na povrch

Nová linka pražského metra s označením D křižuje na Pankráci tunely linky C a podchází ul. Na Strži, přičemž v tomto prostoru je trasa navržena jako dvoukolejný tunel a ražba je dále výrazně komplikována napojením rozpletu do odstavu.
Ražbou díla v km cca 42,300 až 42,420 (kolej č. 1) budou na povrchu v ul. Na Strži ovlivněny tyto objekty:

- Administrativní budova č. 1683/40. Byla postavena na začátku 80. let minulého století v brutalistním stylu jako železobetonový montovaný skelet se šesti podlažími nadzemními a jedním podlažím podzemním, její založení je plošné prostřednictvím monolitického železobetonového roštu v kvarterních sedimentech. Zadní nižší část objektu slouží jako promítací sál. V současnosti je budova ve vlastnictví města Prahy a správce pak budovu dále pronajímá. Na samotný objekt se nevztahuje žádná památková ochrana. Nejmenší vzdálenost klenby výrubu od úrovně založení je cca 20 m.
- Přilehlý objekt garáží je jednopodlažní, částečně podzemní nosná konstrukce, v principu identická s budovou kancelářskou.

Poklesovou zónou dále procházejí inženýrské sítě – vodovodní řady DN 400 a DN 1200.



Zalomený svislý řez mezi šachtami Š2 a Š1 s vyznačením vějířů injekčních vrtů

Důvody a cíle nasazení technologie kompenzační injektáže, limity deformací objektů

Cíle navržených kompenzačních injektáží, resp. limity deformací, byly v projektové dokumentaci stanoveny podle expertních posudků konstrukcí dotčených povrchových objektů a výpočtů přípustných deformací vodovodních potrubí.
Matematickým modelováním dvou příčných profilů v oblasti je odhadnuto ovlivnění povrchu území formou průběhu poklesové zóny během ražeb, přičemž v daném případě je bez kompenzačních opatření i při uvažování zpevnění prostředí sanačními injektážemi předpovídáno celkové maximální sedání 10–42 mm při nerovnoměrném sedání 1 : 600, a poklesová zóna dosahuje šířky až 72 m.
V průběhu injekčních prací přípravné fáze byly tyto hodnoty vícekrát upravovány podle skutečné odezvy konstrukcí obou výše popsaných budov, které se nacházejí v konkávní části linie poklesové zóny, kde jsou povrchové objekty z hlediska porušení vždy nejvíce ohroženy.
Vlivem zpevnění skeletu v podzemním podlaží administrativního objektu byly vytvořeny tuhé vazby, které „vyhladily" nerovnoměrné pohyby a eliminovaly tak možné porušení konstrukčního systému i při vzniku vyšších svislých deformací základů.
Výsledným kritériem pro administrativní objekt je tak hodnota svislé deformace měřeného místa/uzlu nosné konstrukce, a sice 8,0 mm ve stavu mezní přijatelnosti a hodnota 15,0 mm ve stavu kritickém. Pro nerovnoměrné deformace je pak hodnota kritického stavu stanovena poměrem 1 : 600.

Hloubení druhé úrovně vrtů pro kompenzační injektáž

Přípravné práce pro provádění injektáží

Na předmětné kompenzované objekty byly před zahájením prací vypracovány znalecké posudky a provedeny paspor-tizace. Hlavní administrativní objekt byl v prostoru podzemního podlaží, jak zmíněno výše, vybaven v rámci SO „Sanace zástavby před ražbou" ztužením ocelovými konstrukcemi.
Před zahájením vrtných prací kompenzačních injektáží ze šachet byly dotčené objekty instrumentovány a bylo zahájeno sledování pohybů konstrukcí (viz následující článek k tomuto tématu).

Pohled do šachty Š3 při injektáži třetího posledního vějíře

Inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry v zájmové oblasti

Geologické a hydrogeologické poměry byly ověřeny a detailně popsány několika etapami průzkumů v letech 2010 až 2021.
Z hlediska výskytu hornin **palezoika – ordoviku** je oblast zájmu zhruba na stratigrafické hranici mezi horninami bohdaleckého a královodvorského souvrství. Petrografický i geotechnický charakter břidlic obou souvrství je podobný, v nezvětralém stavu se jedná o břidlice jílovité až jílovitoprachovité. V obou formacích je dobře patrná vrstevnatost s poněkud širším rozptylem orientace jejich ploch.
Svrchní polohy břidlic jsou v hloubkách 6,0–9,0 m rozložené na eluvium až zcela zvětralé, třídy R6–R5. V hloubkové úrovni 9,0–12,5 m jsou břidlice velmi zvětralé třídy R5, zvětralé až mírně zvětralé břidlice pak byly zastiženy v hloubkách do 17,5 m. V úrovni 17,5–20,0 m pak lze břidlice hodnotit jako slabě zvětralé až zdravé.
Tektonické poměry předkvarterního podkladu nejsou z hlediska provádění kompenzačních injektáží významné vzhledem k jejich hloubkovému situování.
Kvarterní pokryvné útvary s bází v hloubce cca 6 m jsou zastoupeny fluviálními sedimenty vyšších terasových stupňů Vltavy a na povrchu pak sedimenty antropogenními. Tyto sedimenty vzhledem k hloubce jejich uložení provádění kompenzačních injektáží v podstatě neovlivňují.
Volná až mírně napjatá **hladina podzemní vody** je dokumentována v horninách skalního podkladu s puklinovou propustností. Hloubka hladiny zjištěná v prostoru stanice Pankrác se pohybuje v hloubce 5–8 m a je ovlivňována drenážním účinkem okolních staveb. V kvarterních formacích je terasa zvodnělá pouze lokálně, a to při bázi v mocnosti do 1 m. Jedná se o průlinové zvodnění, které je však dotováno pouze atmosférickými srážkami. Oblast je odvodněna zřejmě drenážním účinkem trasy C metra. Vzhledem k hloubkovému situování vějířů kompenzační injektáže podzemní voda v prostředí s nízkou hodnotou hydraulické vodivosti v řádu 10^{-7} m/s provádění technologie injektáže v podstatě neovlivňuje.

Návrh kompenzačních injektáží

Kompenzační injektáže byly navrženy v reakci na prognózu chování nadloží tunelů v předmětné oblasti a v návrhu je zohledněn způsob založení ovlivněných objektů a uložení dotčených inženýrských sítí.
Ve formacích rozložených až navětralých břidlic jsou vzhledem k jejich heterogenitě navrženy tři výškové úrovně vějířů tak, aby injektáže v kterékoli výškové úrovni s maximální pravděpodobností deformačně ovlivnily objekty zájmu na povrchu území.
Vějíře byly prováděny v mírném sklonu od vodorovné ze tří kruhových šachet Š1 až Š3 hloubek do 17 m předem vybudovaných pomocí technologie převrtávaných pilot. Šachty jsou umístěny tak, aby injekční vrty v max. délce 34,5 m pokryly dosah poklesové zóny pod předmětnými objekty.
Vlastní injektáž stabilizovanou cementovou injekční směsí v hloubkovém horizontu zvětralých až rozložených břidlic vede k vytvoření klakáží s následným pohybem vrstev nadložních.
Geometricky jsou vějíře navrženy ve výškových distancích 2,0 m, délky vrtů jsou jednotlivě 13,5–34,5 m, návrtné body v lícové ploše šachet po obvodu jsou umístěny ve vzájemných vzdálenostech 200–300 mm (vrtání s lafetou na speciálním stativu pro práce v kruhových šachtách), max. teoretická vzdálenost vrtů na jejich konci činí 2,75 m (bez zohlednění tolerance přesnosti vrtání), vrty jsou instalovány se sklonem 2° úpadně.
Vzhledem k výškovému situování vějířů nebylo nutné oproti obvyklému postupu v kvarterních horninách „obětovat" horní vějíř jako roznášecí desku, všechny úrovně vějířů jsou v daném případě uvažovány jako kompenzační.
Osazení vrtů je provedeno ocelovými injekčními trubkami Ø 35/5 mm s manžetami à 0,5 m, jednotlivé injektované etáže jsou navrženy délky 1,0 m. Trubky jsou instalovány do maloprofilových vrtů vyplněných cementovou zálivkou.

Pohled do injekční stanice s čerpadly Obermann

Injekční směs je navržena cementová, stabilizovaná bentonitem. Již během první, tj. přípravné, fáze bylo nutné podle reakce horninového masivu a povrchových objektů upravovat jak objemovou hmotnost směsi, tak pevnostní třídu použitého cementu s cílem urychlení náběhu pevnosti.
Vlastní **injekční práce** jsou prováděny dvojitým necirkulačním obturátorem dl. 1,0 m v principu vzestupně. Množství injektované směsi a limitní tlaky byly již v průběhu přípravné fáze upravovány dle aktuální odezvy injektovaného prostředí.
Sled a rozsah **jednotlivých fází provádění** bylo nutno upřesnit podle návrhu postupu a posloupnosti ražby obou tunelů.
Nicméně **v první přípravné fázi**, tedy před zahájením ražeb pod dotčeným územím, bylo nutné přistoupit k aktivaci celého systému. V období 12/2022 až 05/2023 byly provedeny injektáže všech kompletních vějířů všech výškových úrovní s cílem „rozhýbání" podchytávaných povrchových objektů. Oproti předpokladu bylo nutno provádět injektáže ve více injekčních fázích v jednotlivých etážích injekčních trubek a práce byly ukončovány až při zjištění reakce příslušných konstrukcí na povrchu. Částečně tak bude tato první fáze injekčních prací v dalším postupu prací využita jako „kalibrační".
V **následných dvou fázích** kompenzací se předpokládá efektivní provádění kompenzační injektáže především ve středním vějíři každé šachty. V případě potřeby však může být injektováno i ve spodní či horní úrovni vějířů.
Rovněž lze předpokládat, že k úpravám technologie dojde v dalších fázích kompenzací. Řízení injekčních prací v jednotlivých krocích bude i nadále prováděno striktně na podkladě aktuálního vyhodnocení pohybů podchytávaných objektů a konvergencí tunelového díla; dosahované tlaky a spotřeba injekčních hmot mají podružný význam.

Monitoring povrchové zástavby

Monitoring pohybů je nedílnou součástí technologie kompenzační injektáže, úspěch metody je založen na okamžitém vyhodnocování měřených informací během vlastní injektáže i ražby tunelů a jejich aplikaci v procesu injektování. Všechny zmíněné objekty jsou zahrnuty do programu geotechnického monitoringu a jsou pravidelně sledovány při provádění injektáží a ražeb v podzemí.
Povrchové objekty jsou v daném případě sledovány automatickým trigonometrickým měřením 3D zvenku objektů, manuálním trigonometrickým měřením v části objektu garáží, hydrostatickou nivelací v suterénu administrativního objektu a části garáží a trigonometrickým měřením povrchových znaků na vodovodech.
Monitoringu jako součásti kompenzačních injektáží je věnován následující samostatný příspěvek.

Realizace a výsledky první přípravné fáze kompenzační injektáže

Jak zmíněno výše, v období šesti měsíců 12/2022 až 5/2023 byla realizována první, aktivační fáze kompenzačních injektáží v plném rozsahu instalovaných injekčních vějířů.
Aby bylo dosaženo plánovaného efektu reakce povrchových objektů na provádění injekčních prací, byly práce organizovány až ve třech injekčních fázích s celkovým objemem 740,5 m^3 injekční směsi. K této instalaci bylo nutno vynaložit celkem 5,5 tisíce injektohodin a z teoreticky proinjektovaného prostoru 24 500 m^3 činí spotřebovaný objem injekční směsi cca 3,0 %.
Prakticky ve všech vějířích bylo dosaženo reakce povrchových objektů, a to s celkovým, kumulovaným přizvednutím objektů až v řádu vyšších jednotek milimetrů. Lze tak předpokládat, že aktivační fáze splnila svůj účel a systém je připraven k provádění vlastních kompenzací v následných fázích.

Investor: Hl. m. Praha
Projektant trasy metra D vč. předmětných technologií: Metroprojekt, a. s.
Generální dodavatel stavby: Hochtief CZ, a. s.
Dodavatel měření při realizaci kompenzačních injektáží: Angermeier Engineers, s. r. o.
Dodavatel kompenzačních injektáží: Zakládání staveb, a. s.

Ing. Petr Nosek
Foto: archiv Zakládání staveb, a. s., a Libor Štěrba

Realizace kompenzačních injektáží

Od prosince 2022 do června 2023 prováděli pracovníci společnosti Zakládání staveb, a. s., práce spojené s první přípravnou aktivační fází kompenzačních injektáží. Práce byly zahájeny realizací injekčních vrtů ze tří šachet, jejichž ostění bylo provedeno z převrtávaných pilot. Injekční vrty byly prováděny ve třech výškových úrovních; vždy se odvrtala stejná úroveň ve všech šachtách, následovala injektáž. Po dokončení injektáže všech vrtů v úrovni jednoho deštníku se šachty prohloubily na další úroveň a celý proces se opakoval.
Pro injekční vrty byla použita vrtná souprava MSV-CASAG, která byla upravena speciálně pro tento účel. Na stavbu musela být dopravena v několika dílech, montáž se prováděla přímo v místě použití. Technologie vrtání byla přizpůsobena podmínkám jednotlivých šachet a geologickým poměrům v zájmové oblasti. Do jednotlivých vrtů vyplněných cementovou zálivkou byly instalovány manžetové injekční trubky 35/5 mm v délkách od 13,5 m do 34,5 m. Pro přesuny vrtné soupravy a obsluhu pracoviště byl využíván pásový jeřáb Kobelco BH 700. Pro aktivační injektáž byly použity injekční stanice osazené několika čerpadly Obermann, které prováděly injektáž více vrtů současně. Injektáž jednotlivými čerpadly byla řízena počítačem. Výroba směsi se prováděla v automatizovaném míchacím centru TWM 30. Parametry injektáže byly průběžně upravovány na základě nepřetržitého vyhodnocování prováděného monitoringu a výsledků laboratorních zkoušek použité směsi. Injektáž probíhala vzestupně, třífázově, mezi jednotlivými fázemi byla přestávka min. 8 hodin. Vzhledem k časové náročnosti aktivační injektáže (2470 injektovaných etáží) byly práce prováděny v nepřetržitém provozu. Značná část prací probíhala v zimním období, proto bylo nutné vytápět výrobny směsi, injekční stanice i pracoviště v jednotlivých šachtách.

Vrtná souprava MSV-CASAG speciálně upravená pro provádění vrtů pro kompenzační injektáž ze šachet Š1, Š2 a Š3

Přípravná fáze kompenzační injektáže byla ukončena na základě odezvy monitorovaných objektů, kdy jednotlivé kontrolní body reagovaly na prováděnou injektáž.
K dalšímu pokračován kompenzačních injektáží bude přikročeno, pokud nadzemní objekty budou vykazovat reakci na prováděnou ražbu tunelu metra.

***Vladimír Malý**, Zakládání staveb, a. s.*

Compensatory grouting to minimize adverse effects during the excavation of the new metro line D in the Pankrác–Olbrachtova section

In order to limit the adverse effect of excavations of metro line D on surface objects at the location of part of the structurally complex section Pankrác–Olbrachtova, it was decided to implement passive and active measures. One of the active measures is the so-called compensatory grouting, with the help of which it is possible to compensate for possible subsidence arising during the actual excavation of underground works. In this particular case, three deep shafts were made to perform compensation grouting. Three levels of fan of drills were drilled from them, with a preparatory, so-called activation phase of compensatory grouting carried out gradually. In the following contributions, the design of this preparatory phase of grouting, its implementation on the construction site and the accompanying continuous measurements of vertical displacements, which are an integral part of this technology, are described.

Šachty z převrtávaných pilot pro provádění kompenzační injektáže

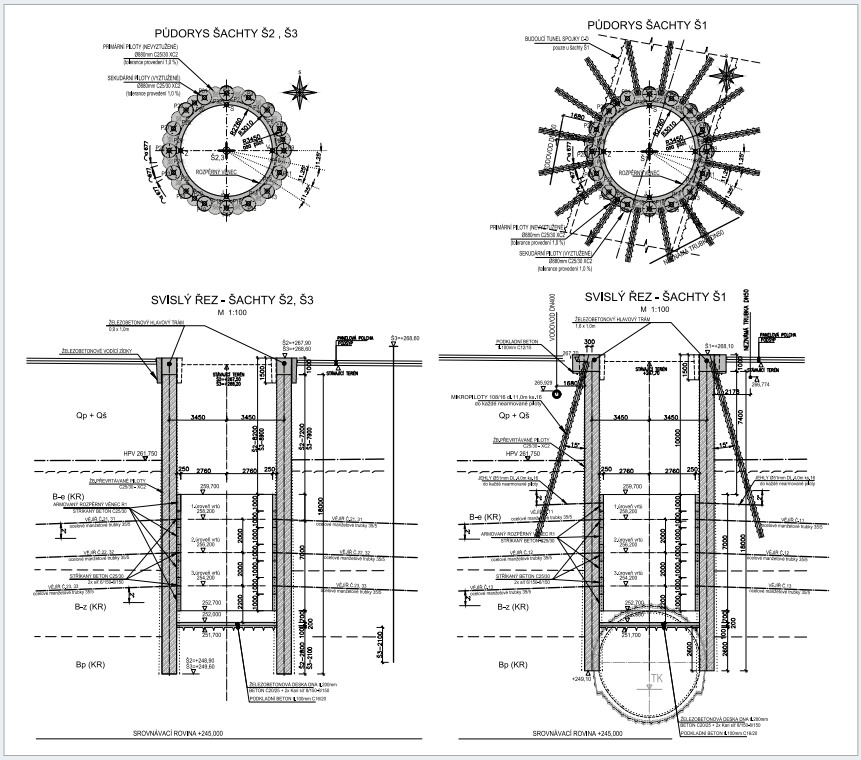
Realizace šachty Š2 z převrtávaných pilot a její podoba po vytěžení během provádění vějířů pro kompenzační injektáž

Pro realizaci kompenzačních injektáží byly v předstihu připraveny tři šachty Š1, Š2, Š3. Umístěny jsou v prostoru staveniště PAD4 v okolí objektu Na Strži 1683/40. Šachty jsou kruhového průřezu o poloměru 3,45 m s hloubkou 17,0 m. Pro zajištění šachet byla navržena technologie převrtávaných pilot. Jedná se o vhodné řešení pro tento typ konstrukce, které společnost Zakládání staveb, a. s., úspěšně realizovala v minulosti na mnoha typech dopravních staveb nebo například na stavbách kabelových tunelů.

Pažení šachet zajišťuje stěna z převrtávaných pilot o průměru 880 mm, které jsou prováděné po kružnici o průměru 6,9 m. Polovina z 32 ks pilot v délce 18,0 m je primárních – bez výztuže –, polovina pilot je sekundárních – vyztužených armokošem. Vrty byly hloubeny velkoprofilovou vrtnou soupravou Bauer BG 33 s pažením na celou hloubku pomocí ocelových pažnic 880 mm. V průběhu vrtání bylo prováděno kontrolní měření svislosti pomocí svislého laseru. Předepsaná maximální odchylka svislosti vrtu byla dána hodnotou 1,0 % z délky piloty. Dodržení této tolerance je určující pro správné fungování tohoto typu konstrukce. Vrtání se provádělo přes vodicí zídky, které zajišťovaly správnou polohu a směrové vedení jednotlivých vrtů pilot.

Stabilita šachty je zajištěna bez nutnosti provádění kotev svým příznivým kruhovým tvarem. V hlavách pilot byl proveden železobetonový trám, ve spodní části šachty bylo na líci pilot zhotoveno sedm prstenců ze stříkaného betonu z toho čtyři byly armované. Dno šachty je zajištěno železobetonovou deskou.

***Ing. Jan Šperger**, Zakládání staveb, a. s.*
Foto: Archiv Zakládání staveb, a. s., a Libor Štěrba



Půdorysy a řezy šachtami Š1, Š2 a Š3

Doprovodné měření při realizaci kompenzačních injektáží objektů v ulici Na Strži 1683/40 v rámci výstavby metra D na úseku Pankrác–Olbrachtova

Automatické doprovodné kontinuální měření svislých posunů (sedání a zdvih) je nedílnou součástí kompenzačních injektáží, s nimiž dohromady tvoří aktivní bezpečnostně-technická opatření, která snižují vliv dopadů výstavby na okolí. Prováděno je na statikem vytipovaných nosných konstrukcích objektu ve stanoveném poklesovém území za účelem zjištění absolutní výškové deformace.
Kompletní systém doprovodného měření sestává z několika geodetických metod a principů měření, které jsou buďto mezi sebou vzájemně propojeny, anebo se provádí samostatně. Hlavní měřickou metodou je hydrostatická nivelace, která je provázána s automatickým trigonometrickým měřením. Jako doplňkové měření se pak provádí manuální trigonometrické měření, které je nezávislé na předchozích metodách. Začátek měření a aktivačních prací byl v polovině měsíce prosince roku 2022.

Hydrostatická nivelace (HN)

S ohledem na stavební konstrukci objektu, která neumožňuje klasické geodetické sledování v celém jeho rozsahu, byl pro zjišťování absolutních svislých posunů uvnitř objektu použit koncept systému měření hydrostatickou nivelací s celkovým počtem 20 ks snímacích senzorů Glötzl GHD 200 W. 18 senzorů je monitorovacích a 2 senzory jsou referenční – na nich je deska základního monitorovacího senzoru rozšířena o zásobník kapaliny, čerpadlo a jiné komponenty. Referenční senzory jsou umístěné na obvodovém sloupu objektu, který je zároveň měřen trigonometricky (viz dále). Monitorovací senzory jsou osazeny na nosných prvcích uvnitř objektu v úrovni suterénu, kde jsou i pomocné ocelové výztuhy. Pro objekt bylo navrženo sériové zapojení senzorů do dvou samostatných větví po 9 senzorech v hlavní části objektu a 9 senzorech v části kinosálu. Při instalaci senzorů byla zvýšená pozornost věnována výškové úrovni, ve které jsou čidla připevněna k pilířům. Námi použité senzory mají maximální výškový měřicí rozsah 20 cm, což je pro tento projekt dostačující. Z důvodu stavebního uspořádání sledovaných budov jsme každou měřicí větev instalovali do jiné výškové hladiny. Odečty na senzorech probíhají automatizovaně a kontinuálně podle jednotlivých stavebních fází a požadavků stavby. Odečty hydrostatických tlaků na čidlech jsou řízeny průmyslovým počítačem Observerbox, kde je instalován ovládací program, který se senzory komunikuje a zajišťuje vzdálené ovládání. V našem případě jsou referenční/vztažné senzory obou měřicích větví umístěny v oblasti ovlivněné injektážemi.

Totální stanice Trimble S9 HP

Ocelové výztuhy v suterénu

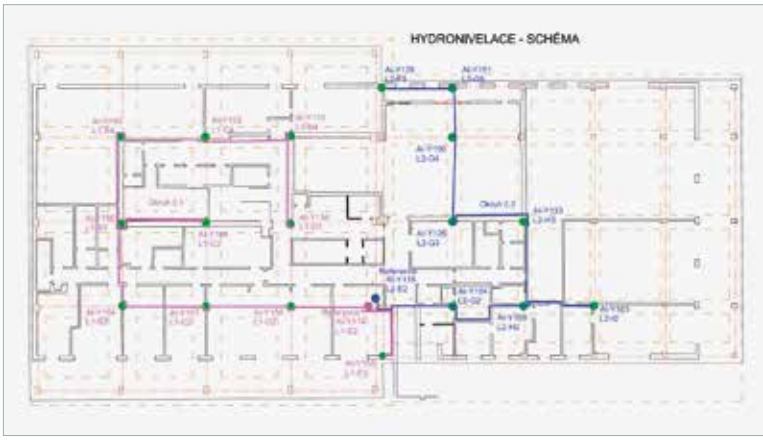


Schéma zapojení hydrostatické nivelace

Z toho důvodu je připojení na pevné (neovlivněné) body realizováno přes automatické trigonometrické měření. Cyklus trigonometrického měření je časově delší, měří se několik bodů ve dvou polohách dalekohledu, a aby byl zachován stejný počet etap měření u obou metod, byla četnost jednotlivých odečtů sjednocena na 15 minut.

Senzor GLÖTZL GHD 200 W

Již od starověkého Egypta je znám postup, kdy se kravské střevo naplněné vodou používalo k přenášení vodorovné polohy a k měření výšky takto definované vodní hladiny. Toto je princip hadicové vodováhy, která definuje koncept samotné hydrostatické nivelace.
V současnosti se stále více prosazuje myšlenka tuto „starou" metodu inovovat pomocí nejnovějších dostupných prostředků. Firma Glötzl vyvinula senzor, kde kapalinový vyrovnávací systém je na jedné straně uzavřený a na druhém konci je opatřen tlakovým čidlem. U přístroje je hydrostatický gravitační tlak určen jako rozdílová hodnota k referenčnímu měřicímu bodu a změny relativní hladiny kapaliny jsou aritmeticky kompenzovány. Výsledné hodnoty jsou poté přepočteny na výškové rozdíly od referenční základny. Jednotlivé senzory ve větvi jsou propojeny třemi linkami (1 – hadice s nemrznoucí kapalinou, 2 – vzduchová hadice, 3 – elektronický kabel). Tento systém hydrostatické nivelace je schopen provést až 40 odečtů měření za vteřinu. Maximální výškový rozsah senzorů závisí na typu, ale může být až 100 cm. Relativní přesnost měření senzorů je udávaná hodnotou 0,01 mm.

Hydrostatický senzor Glötzl GHD 200W

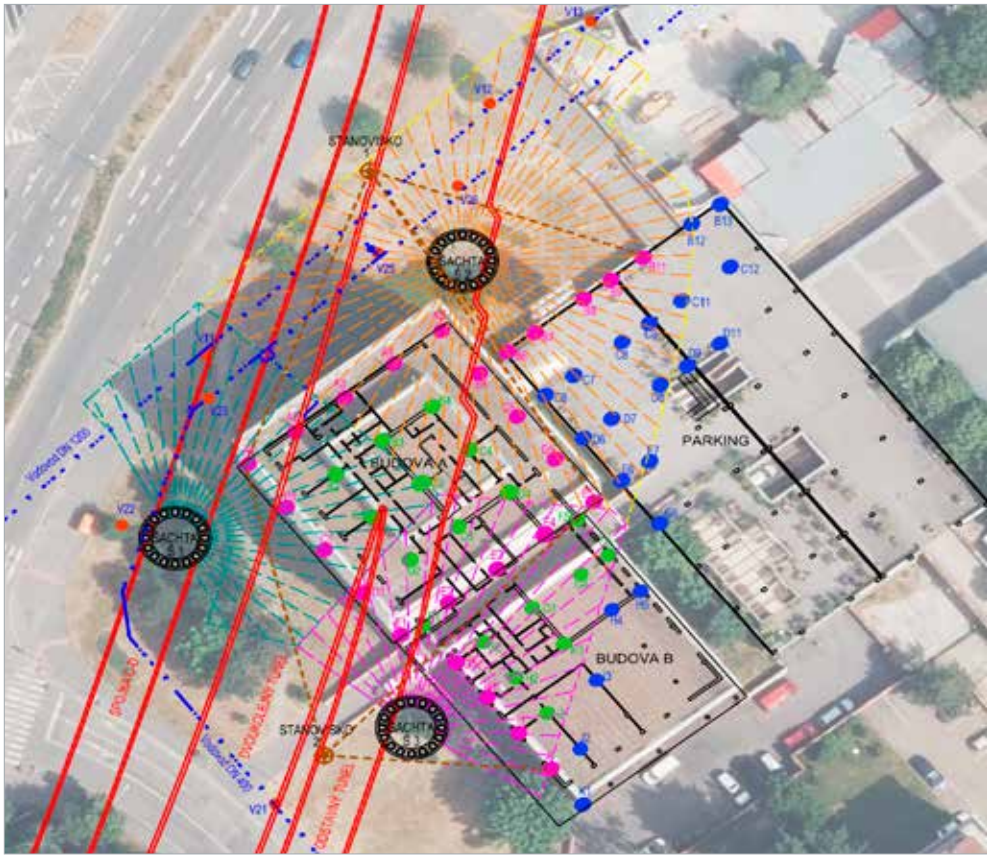
Observer box

Automatické trigonometrické měření výšek (3D)

Měření systému hydrostatické nivelace, které probíhá uvnitř budovy, je doplněno systémem automatizovaného kontinuálního trigonometrického měření.
V jeho rámci jsou měřené body stabilizovány skleněnými hranoly, které jsou na vnějších obvodových sloupech objektu v počtu 25 ks, další dva body slouží k vzájemnému propojení dvou měřicích stanic do jedné ucelené měřické sítě. Podle možností jsou na blízkých budovách (mimo poklesovou kotlinu) umístěny připojovací pevné body.
K trigonometrickému měření je použito dvou velmi přesných monitorovacích totálních stanic Trimble S9 HP s deklarovanými přesnostmi: úhlu 0,5" a vzdálenosti 0,8 mm + 1 ppm. Každá z totálních stanic je připojena opět na počítač Observerbox s programem Observer. Tyto počítače (včetně počítačů ovládajících HN) shromažďují měřená data a umožňují přes internetové mobilní připojení vzdálený přístup, ovládání a nastavení systému. Celý měřicí systém je řízen a kontrolován centrálním počítačem, který se nachází mimo stavbu a komunikuje s jednotlivými Observerboxy. Na něm probíhají výpočetní a vyhodnocovací práce. Součástí systému je i automatická kontrola sledování a funkčnosti celého systému a výstupů na webové rozhraní.
Trigonometrické měření je prováděno na zmíněných 25 bodech umístěných v oblasti přímého deformačního vlivu, a i na dalších bodech stabilizovaných mimo oblast vlivu, které jsou pro vyhodnocení referenční. Ovládací program si pro každý měřicí cyklus stahuje z místní hydrometeorologické stanice aktuální atmosférické údaje (teplotu, tlak), o které automaticky upravuje měřené vzdálenosti. Totální stanice jsou umístěny na vybudovaných měřických pilířích a nacházejí se v oblasti přímého deformačního vlivu, který bude potřeba eliminovat měřením na referenčních bodech a automatizovaným vyrovnáním tohoto měření. To znamená, že ve výpočtu nemají ani tato stanoviska pevné souřadnice a po každém cyklu měření dojde k novému vyrovnání sítě a určení nových souřadnic i u nich. Z důvodu stavební činnosti, ale i počasí, dochází k náklonům pilíře a tím i totální stanice. Přístroj je schopen náklon do určité míry kompenzovat. Nicméně pokud dojde k výraznému posunu mimo možnosti přístroje, program Observer pošle zprávu a musí dojít k manuální horizontaci přístroje obsluhou údržby. U obou stanic je zajištěna mechanická ochrana Tachylock proti jejich neoprávněnému odcizení. Přístroje pak chrání proti povětrnostním vlivům a vandalismu plastový válcový kryt.
Pro případ výpadku elektrické energie má měřicí systém velmi omezený zdroj záložní baterie, který ukončí probíhající procesy a standardně počítač vypne. Po opětovném obnovení elektrické energie celý systém automaticky nastartuje měřicí procesy a pokračuje v měření bez zásahu údržby.

Manuální trigonometrické měření výšek (3D)

Součástí vedlejšího objektu je také část autoservisu a přilehlá budova s garážovými stáními pod spojovací terasou pošty. I tato část se nachází ve vlivu prováděných ochranných opatření. Především s ohledem na typ konstrukce a na skutečnost, že se na rozdíl od hlavního objektu nenachází přímo nad raženými objekty, bylo automatické kontinuální sledování nahrazeno manuálním. Na nosných konstrukcích jsou umístěny skleněné hranoly pro trigonometrické měření výšek v počtu 21. Měření je rozděleno do dvou oblastí, které jsou definovány objekty. Ve sledovaných objektech není trvale umístěn měřicí přístroj, ale měření probíhá na vyzvání stavby, kdy měřič dojde osobně sledované body zaměřit.
Četnost měření je závislá na stavebních pracích a je nastavena pro dva režimy. Ve fázi aktivační a kompenzační injektáže probíhá cyklus měření každých 15 minut. U manuálního měření v oblasti garáží probíhá cyklus i 3krát denně. Oblast autoservisu je z důvodu přístupu možné měřit pouze 2krát za den, a to v běžné pracovní době. V režimu udržovací fáze probíhá automatické měření ve 12hodinových cyklech. Manuální měření bude probíhat z důvodu návaznosti výsledků jednou za měsíc nebo na základě zaznamenaných deformací u nejbližších automaticky sledovaných bodů.



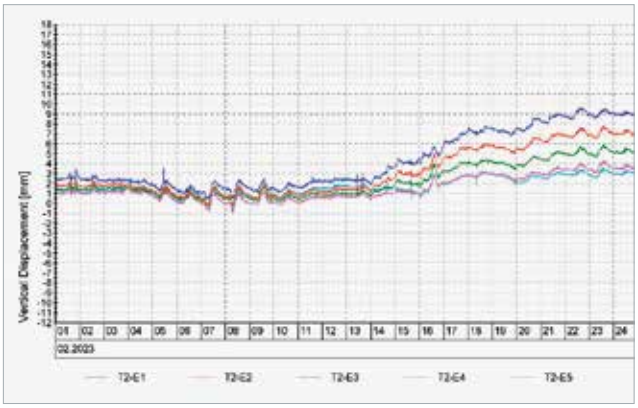
Situační náčrt tachymetrického měření

Vyhodnocení grafů

Centrální počítač, který se nachází mimo stavbu, si z Observer boxů přes GSM spojení automaticky stahuje trigonometrické a hydrostatické měření. Trigonometrická měření z obou stanovisek jsou přes společné body dohromady síťově vyrovnána. Vyrovnání projde kontrolou vnitřní přesnosti sítě, zda měření na referenčních bodech neobsahuje hrubé chyby. Pokud měření projde touto kontrolou kvality, je postoupeno k dalšímu zpracování. K těmto výsledkům se přidá výpočet hydrostatické nivelace, kde jsou odečty tlaků přepočítány na výškové rozdíly. Výsledné hodnoty jsou pak prezentovány přes webové rozhraní ve formě grafů a tabulek. Po osazení a instalaci probíhala nultá fáze, při které se z několika měření definovaly výchozí nulové hodnoty, ke kterým jsou následná měření vztahována. Ve výstupech nejsou zohledněny už prošlé deformace objektů zaznamenané v průběhu geotechnického monitoringu. V průběhu realizace aktivačních injektáží bylo z důvodu lepší čitelnosti grafů přistoupeno k vyhodnocení ve dvou časových intervalech (3denní a měsíční). Web slouží i k archivaci výstupů a dokumentů.

GKSPro®

Tento koncept vyvinula německá společnost pro geomechaniku a stavební měřicí techniku, firma GGB GmbH. GKSPro je komplexní a zavedené řešení pro moderní správu dat a vyhodnocování geotechnických a geodetických měření pro monitoring a dokumentaci postupu výstavby. Základní program má podle požadavků klienta několik modulových nadstaveb, čímž obsáhne velmi široký záběr geotechnických činností. V našem případě využíváme modul pro vyhodnocení a prezentaci dat na webovém rozhraní, kde po přihlášení do systému mají přístup všechny zainteresované osoby.



GKSPro® - grafický výstup na webu

Závěr

Aktuální průběh realizace projektu naznačuje, že spojení trigonometrického měření s hydrostatickou nivelací funguje bez závažnějších problémů. Výsledky systému věrně dokladují reakci budovy v závislosti na probíhající kompenzační injektáže. Celý systém má pak velmi vysokou absolutní přesnost měření posunů v řádu submilimetrů.
Prozatím největším problémem se jeví ovlivňování vnější stavební konstrukce denní teplotou oproti zbývajícím vnitřním částem. Obvodové pilíře u hlavní budovy jsou v otevřeném prostoru a zejména na jižní a západní straně fasády dochází k jejich ovlivnění z důvodu oslunění. Roztažnost betonových sloupů přes den dosahuje až 2 mm na rozdíl od nočních měření a s vyšší průměrnou teplotou dochází k lineárnímu nárůstu rozdílu měření mezi zimním a letním obdobím. Doprovodné měření je natolik přesné, že pro projekt budoucích realizací je nutné brát v potaz i tyto, dříve zanedbávané aspekty.

Měřický pilíř pro tachymetrické měření

Ing. Vladimír Nosek**, **Ing. Petr Hlaváček**, **Ing. Petr Havel
Foto: autoři

Accompanying measurement during the implementation of compensatory grouting of objects in Na Strži 1683/40 street as part of the construction of metro D on the Pankrác–Olbrachtova section

Automatic accompanying continuous measurement of vertical displacements (settlement and rise) is an integral part of compensatory grouting, which together form active safety and technical measures that reduce the impact of construction on the surroundings. It is carried out on the load-bearing structures of the building selected by the structural engineer in the specified subsidence area in order to determine the absolute height deformation.
The complete system of accompanying measurement consists of several geodetic methods and principles of measurement, which are either interconnected with each other, or are carried out separately. The main measuring method is hydrostatic leveling, which is linked to automatic trigonometric measurement. As an additional measurement, a manual trigonometric measurement is performed, which is independent of the previous methods. The start of measurement and activation work was in the middle of December 2022.

ZAKLÁDÁNÍ® STAVEB

Přes 50 let historie firmy

Zakládání stěžejních staveb v ČR

Silné technologické a strojní zázemí

Působení v regionu celé střední Evropy

Široké spektrum technologií speciálního zakládání

Pružnost a variabilita při optimalizaci technických řešení

@zakladanistavebas

#zakladani_staveb

#zakladanistaveb

Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. S. 21
143 00 Praha 4 - Modřany

zakladani.cz

Poskytujeme kompletní škálu technologií speciálního zakládání

Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. S. 21, 143 01 Praha 4
Tel.: 244 004 111, info@zakladani.cz
zakladani.cz