

ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

1/2013

Ročník XXV



- TRASA V. A PRAŽSKÉHO METRA – TRAŤOVÝ ÚSEK SOD 02, DEJVICKÁ–BOŘISLAVKA
- ZAJIŠTĚNÍ RAŽBY PŘÍSTUPOVÉHO TUNELU KANADSKÁ
- PRŮZKUM, MONITORING A SANACE PODLOŽÍ VOZOVKY POD EVROPSKOU ULICÍ
- PILOTOVÉ ZALOŽENÍ PŘÍSTAVNÍCH MOL PRO TRAJEKTOVÝ TERMINÁL GAŽENICA V ZADARU





Časopis ZAKLÁDÁNÍ
vydává:
Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P.S. 21
143 01 Praha 4 - Modřany
tel.: 244 004 111
fax: 241 773 713
E-mail: propagace@zakladani.cz
<http://www.zakladani.cz>
<http://www.zakladani.com>

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
RNDr. Ivan Beneš
Ing. Martin Čejka
Ing. Jan Masopust, CSc.
Ing. Jiří Mühl
Ing. Michael Remeš
Ing. Jan Šperger

Redakce:
Ing. Libor Štěrba
Jazyková korektura:
Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:
Libor Štěrba
Překlady anotací:
Mgr. Klára Koubská

Design & Layout:
Jan Kadoun
Tisk:
H.R.G. spol. s r.o.

Ročník XXV
1/2013
Vyšlo 10. 5. 2013 v nákladu 1000 ks
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2013 je cena časopisu 90 Kč.
Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,
balného a poštovního.

Objednávky předplatného:
ALL PRODUCTION, s. r. o.
Areal VGP
Budova D1 F V. Veselého 2635/15
193 00 Praha 9 – Horní Počernice
tel.: 234 092 811,
fax: 234 092 813
E-mail: obchod@allpro.cz
<http://allpro.cz/>
<http://predplatne.cz/>

Podávání novinových zásilek
povolila PNS pod č.j. 6421/98

OBSAH

AKTUALITY

**Publikace Navrhování základových a pažicích konstrukcí
– příručka k ČSN EN 1997-1** 2
Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

Stavební veletrh GEOFLUID 2012 4
Petr Brandejs, Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

Odstraňování starých pilot v Londýně 6
Podle článku Clayre Symes: Removing obstructions to redevelopment,
Europaen Foundation, Autumn 2012, napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

TEORIE A PRAXE

Statická studie konstrukce únikového výklenku a jejího vlivu na sousední budovu 8
Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.

OBČANSKÉ STAVBY

**Ekologické centrum Botanické zahrady hl. m. Prahy,
dokončení 1. etapy rekonstrukce – zajištění opěrné zdi** 11
Ing. arch. Jan Němec

Statické zajištění a sanace stávající opěrné zdi 12
Petr Vokrouhlík, Zakládání staveb, a. s.

DOPRAVNÍ STAVBY

Trasa V. A pražského metra – traťový úsek SOD 02, Dejvická–Bořislavka 14

Zajištění ražby přístupového tunelu Kanadská (SO 02-29/02) 15
Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

Zajištění stavební jámy pro hloubený sdružený objekt (SO 02-28/01) 21
Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

**Průzkum, monitoring a sanace podloží vozovky pod Evropskou třídou
v traťovém úseku Dejvická–Bořislavka** 23
Ing. Miroslav Kochánek, Metroprojekt Praha, a. s.

Průzkum a monitoring Evropské třídy při ražbách technologií TBM EPB 24
Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D., ARCADIS Geotechnika, a. s.,
Ing. Stanislav Liška, INSET, s. r. o.

Sanace podloží vozovky 25
Ing. Miroslav Kochánek, METROPROJEKT Praha, a. s.,
Ing. Michael Remeš a Josef Černý, Zakládání staveb, a. s.

Chemické injektáže předpolí ražeb ze stanice Dejvická (objekt SO 01-22/01) 26
Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.

ZAHRANIČNÍ STAVBY

Pilotové založení přístavních mol pro trajektový terminál Gaženica v Zadaru 28
Ing. Ivan Gajski, Zakládání staveb, a. s., Podružnica Zagreb
RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

DOPRAVNÍ STAVBY

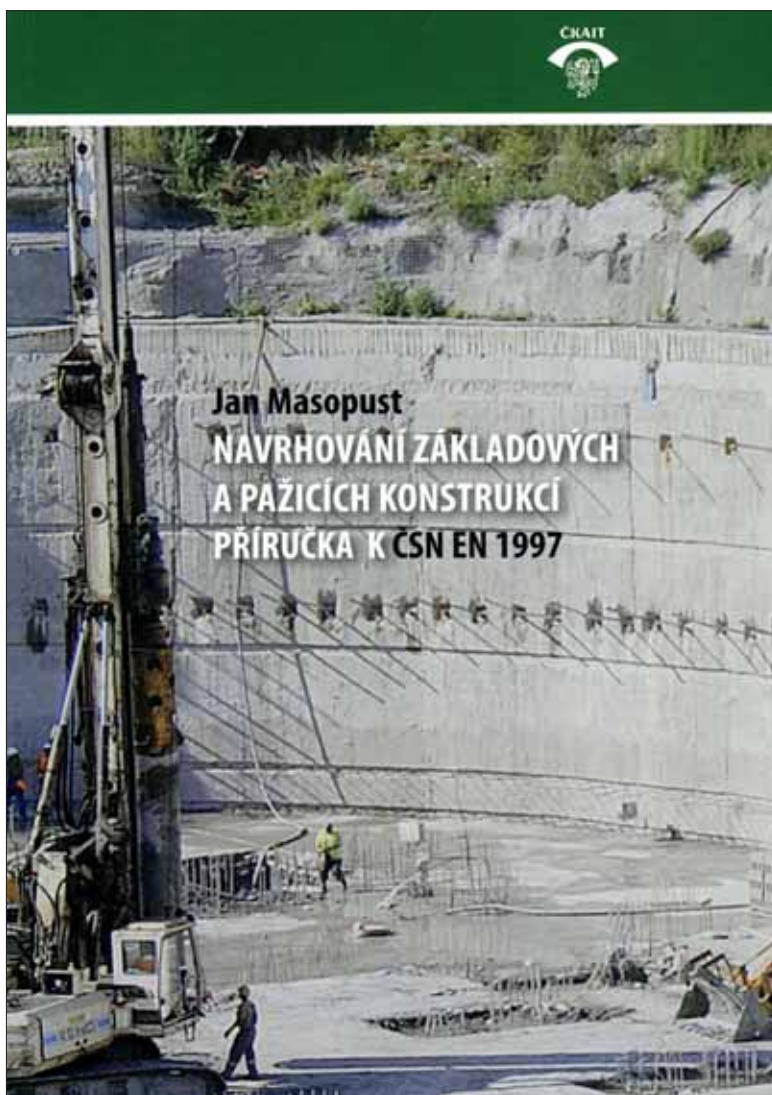
Sanační opatření na silnici I/48, Rychaltice–Frýdek-Místek 32
Ing. Pavel Mühl, Zakládání staveb, a. s.

PUBLIKACE NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH A PAŽICÍCH KONSTRUKCÍ – PŘÍRUČKA K ČSN EN 1997-1

V následujícím článku seznamujeme s nedávno vydanou publikací edice Technické knižnice ČKAIT autora doc. Ing. Jana Masopusta, CSc., která přispívá k praktickému využití nejdůležitější geotechnické normy v oboru zakládání staveb ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, z roku 2006.

ČSN EN 1997-1, Eurokód 7, se od 1. 4. 2010 stala v České republice v podstatě jedinou platnou návrhovou geotechnickou normou. Má dvě části: **Část 1 – Obecná pravidla a Část 2 – Průzkum a zkoušení základové půdy.**

Rozhodující je z hlediska návrhu základových konstrukcí část 1. Ta popisuje obecné zásady a požadavky pro geotechnický návrh z pohledu bezpečnosti, životnosti a použitelnosti geotechnických konstrukcí. Samozřejmě se neomezuje pouze na konstrukce základové, ale platí i pro zemní konstrukce dopravních, vodních a environmentálních staveb a rovněž pro konstrukce podzemní a ostatní, přicházející do styku se základovou půdou, jako jsou opěrné a zárubní zdi apod. Tato norma vychází ze dvou základních Eurokódů, a to ČSN EN 1990 (Eurokód 0): Zásady navrhování konstrukcí a ČSN EN 1991 (Eurokód 1): Zatížení konstrukcí. Pro oblasti se seismickou aktivitou má vztah k ČSN EN 1998 (Eurokód 8): Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení. Naše odborná geotechnická veřejnost je však v posledních letech vystavena problémům spojeným s neexistencí adekvátního Národního aplikačního dokumentu (NAD, nazývaného také Národní přílohou), který každá členská země CEN/CENELEC vytváří zejména za účelem uplatnění dosavadních tradičních a ověřených postupů a zvyklostí. Ten ve striktně vyjmenovaných člancích EC 7-1 nejen připouští, ale přímo předpokládá. Náš současný, formálně vytvořený NAD, je však pouhým překladem základního rámce normy



a pro svou přílišnou obecnost je nedostatečný. Nejedná se tedy o tolik potřebný NAD, jenž by využil dosavadních, resp. osvědčených, místních zkušeností a dal tak velký prostor pro aplikaci zaběhlých návrhových metod. Takový u nás bohužel nebyl zatím vydán, přestože prakticky všechny evropské státy tuto možnost již dávno dokonale využily. Problémy kolem NAD se v poslední době v důsledku nedosažené shody mezi zpracovatelem – katedrou geotechniky ČVUT – a posuzovatelem – TNK č. 41 Úřadu pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví – natolik zkomplikovaly, že odhad doby

vydání tohoto NAD je nejasný. To má ovšem negativní důsledek zejména pro praktické projektanty, například v tom, že pro různé geotechnické konstrukce není doporučen a schválen žádný z návrhových přístupů pro základní posouzení mezního stavu porušení v případech označovaných normou jako GEO a STR. Ve svém důsledku to vede nejen k potřebě málo produktivního posuzování navržených konstrukcí množstvím opakovaných výpočtů, ale také k celkové nechtuti řídit se důsledně touto normou a to přesto, že žádný jiný platný předpis v tomto oboru neexistuje.

Asociace dodavatelů speciálního zakládání staveb (ADSZS), jež zastupuje velkou část geotechnických odborníků, na něž se tento nový předpis vztahuje, se proto ujala v roce 2009 iniciativy ve prospěch vydání nového NAD a požádala o spolupráci doc. Ing. Jana Masopusta, CSc. Bohužel ani po několikaletém společném usilování nedošlo v této záležitosti k výraznějšímu obratu.

Na tomto místě je třeba velmi ocenit roli ČKAIT, která ve snaze pomoci autorizovaným inženýrům a technikům činným ve výstavbě vyvíjela tlak na vydání publikace obdobně těm, jež pro jiné obory navrhování, jako beton, ocel atd., již dlouho existují. Záměrem bylo shrnout hlavní zásady EN 1997-1 a hlavně pak pomoci je aplikovat na běžné a každodenně používané případy posuzování základových konstrukcí výpočtem. Při uvážení všech zmíněných okolností bylo šťastnou přízní osudu, že úsilí ČKAIT našlo svého nanejvýš kompetentního adresáta v autorovi této příručky. Výsledkem je předložená publikace, která představuje určitý životaschopný kompromis ve snaze popisované problémy překonat.

Neobvykle důležitou částí příručky je **předmluva**, v níž autor reaguje na výše uvedené

závažné problémy se zaváděním NAD. Oprávněně zde zdůrazňuje, že Euro kód 7 má v rámci evropských návrhových norem poněkud zvláštní postavení. To je dáno jednak značným rozsahem a rozmanitostí geotechnických konstrukcí, hlavně však tím, že geotechnické konstrukce jsou realizovány v základové půdě, jejíž vlastnosti nejsou předepsány, jako je tomu u jiných stavebních materiálů, ale je třeba je nejprve zjistit, přičemž možnosti jejich stanovení jsou značně omezené. Při realizaci vlastních geotechnických konstrukcí pak vždy dochází k interakci se základovou půdou, ovšem možnosti předpovědi této interakce jsou rovněž omezené. A to nejen nejistotami ve vstupních údajích, týkajících se vlastností základové půdy, ale zejména vlivy technologickými.

Z uvedených skutečností se odvíjí řada problémů i pro metodologii zakládání staveb. Autor zde upozorňuje na současné vyhraňování dvou směrů k řešení návrhu. Jedním je metoda matematického modelování a druhým je inženýrský pragmatický přístup. V předmluvě se poznamenává, že kritická syntéza obou přístupů se zatím objevuje bohužel jen v náznacích. Přidejme naší domněnku, že i tento nedořešený vnitřní rozpor oboru je faktorem v obtížné diskusi o potřebě lepšího NAD k Eurokódu 7.

Pro ujasnění je zde vhodné uvést, že Eurokód 7, v souladu s přijatou evropskou praxí, využívá metodiku mezních stavů, přičemž zcela preferuje 1. mezní stav (porušení, únosnosti) a 2. mezní stav (použitelnosti) uvádí vesměs pouze stručně a omezeně. Vychází dále ze dvou základních principů a to:

- pro každou geotechnickou návrhovou situaci se musí ověřit, že není překročen žádný příslušný mezní stav definovaný v ČSN EN 1990;
- komplexnost každého geotechnického návrhu se musí určit spolu s odpovídajícím rizikem.

Zatímco první princip definuje v normě požadavky z pohledu návrhových situací a příslušných mezních stavů, druhý princip umožňuje definovat v NAD minimální požadavky pro splnění prvního principu.

Vlastní publikace se skládá ze dvou částí. První se týká navrhování základových konstrukcí, druhá pak navrhování konstrukcí pažicích a opěrných. Pro běžně využívané geotechnické konstrukce jsou uvedeny hlavní zásady jejich provádění, popř. technologického postupu výroby, neboť to je zcela zásadní a nedílnou součástí návrhu. Dále pak běžně používaná metoda výpočtu obou příslušných mezních stavů, jež je u nás obvyklá, a konečně je doplněn početní příklad. Neexistence

naplněného NAD se negativně projevila tím, že pro většinu příkladů je výpočet uveden pro návrhový přístup 1 i 2, (NP1, NP 2), zatímco NP 3 je uveden pouze obecně, neboť je zřejmé, že pro popisované geotechnické úlohy nebude v ČR doporučován.

První část publikace s názvem **Navrhování základových konstrukcí** sestává ze čtyř kapitol: Geotechnický průzkum, Zásady navrhování základových konstrukcí, Plošné základy a Hlubinné základy. Kapitola Plošné základy obsahuje početní příklad týkající se návrhu obecně zatížené základové patky a jejího posouzení z hlediska mezního stavu porušení i použitelnosti, kdy je vypočítáno celkové sedání této základové konstrukce. V rozsáhlé kapitole 4, Hlubinné základy, je stručně pojednáno o druzích běžně využívaných hlubinných základů, přičemž hlavní pozornost je pochopitelně věnována pilotám, mikropilotám a tryskové injektáži, tedy metodám, jejichž využití je v našich podmínkách pro hlubinné základy staveb dominantní. Kapitola je doplněna šesti početními příklady: únosnost pilot CFA, sedání osamělé vrtané piloty, příčně zatížená piloty, výpočet skupiny pilot spojených v hlavách tuhou patkou s obecným zatížením, únosnost piloty Franki a únosnost trubní mikropiloty. Tato část je uzavřena seznamem běžně dostupné a využívané literatury, jakož i seznamem souvisejících platných ČSN.

Druhá část publikace **Navrhování pažicích konstrukcí** má šest kapitol: Stavební jámy, Kotvení stavebních konstrukcí, Navrhování pažených stavebních jam, Opěrné zdi, Zásady odvodňování stavebních jam a Monitoring pažicích konstrukcí. Obsahuje osm početních příkladů: stanovení návrhové únosnosti dočasné pramencové kotvy, výpočet záporového pažení 1x kotveného pomocí nosníkové úlohy s předem stanoveným zatížením, výpočet 2x kotvené podzemní stěny metodou závislých tlaků, výpočet 2x kotvené podzemní stěny metodou konečných prvků (program PLAXIS), stanovení vnitřní stability kotvené pažicí konstrukce, posouzení úhlové železobetonové opěrné zdi, stanovení přítoku podzemní vody do stavební jámy pro případ povrchového odvodnění a rovněž pro případ odvodnění hlubinného (podpovrchového). Na konci je také seznam nejvíce využívané literatury a soupis souvisejících platných ČSN.

Příručka je určena zejména všem projektantům a technikům činným ve výstavbě, a to nejen autorizovaným geotechnikům. V žánrovém případě si neklade za cíl shromáždit veškeré dostupné poznatky v tomto oboru, neboť není ani vědeckým dílem, ani učebnicí. Měla by pomoci praktickým inženýrům zorientovat se v problematice Eurokódu 7-1, který je dosti obecný a v podstatě neobsahuje podrobný návod, jak jednotlivé geotechnické konstrukce konkrétně „počítat“. Týká se tedy pouze metodiky, ale nikoliv vlastní metody.

Předsednictvo ČKAIT rozhodlo o tom, že tato publikace s ohledem na svoje široké praktické uplatnění bude poskytnuta zdarma všem autorizovaným inženýrům oborů Statika a dynamika staveb, Mosty a inženýrské konstrukce a Geotechnika. Věříme, že díky autorově erudici a hluboké znalosti oboru u nich naleznou ocenění v každodenní práci. Pozitivní potenciál publikace spočívá rovněž v tom, že poskytuje vynikající ucelený náhled do problematiky navrhování zakládání staveb i všem pracovníkům příbuzných, spolupracujících oborů a snad i investorům.

Pro čtenáře této recenze je vhodné poznamenat, že ADSZS pokračuje nadále ve své snaze napomoci v diskusi mezi zpracovatelem a posuzovatelem NAD k jejímu zdárnému zakončení. Naši snahou je mimo jiné, aby náročný intelektuální výkon zpracovatele návrhu měl svůj efektivní řídicí rámec také v tom, že bude předem provedena přehledná revize úplnosti podkladů geotechnického průzkumu z hlediska potřeb projektanta, podle nároků geotechnické kategorie. Nedostatečnost těchto podkladů je v současnosti jedním z nejpálčivějších problémů praxe v navrhování. Jako přílohu NAD jsme proto doporučili velmi jednoduchý revizní formulář, který je syntézou z evropských i světových norem, připravenou Evropskou federací dodavatelů zakládání staveb (EFFC). Ten však naráží na nepochopení ze strany pracovníků průzkumných organizací, kteří v tom vidí omezení svých zájmů. Nezbývá než doufat, že cesta vzájemného porozumění ve prospěch uživatelů ČSN EN 1997-1 bude v dohledné době nalezena.

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

Publication on Designing foundation and sheeting structures – instructions for CSN EN 1997-1

The following article provides information about a recently published material by doc. Ing. Jan Masopust, CSC., discussing practical solutions for the most important geotechnical standard in the field of special foundation engineering – CSN EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, published in 2006 in the Technická knihovna ČKAIT edition.

STATICKÁ STUDIE KONSTRUKCE ÚNIKOVÉHO VÝKLENKU A JEJÍHO VLIVU NA SOUSEDNÍ BUDOVU

V předminulém čísle ZAKLÁDÁNÍ (3/2012) jsme se mohli seznámit se zajímavým a neobvyklým postupem ražení výklenků pro únik osob v tunelu Blanka. Článek ing. O. Špinky popisuje postup, použité technologie a uvádí vše do kontextu projektu celého tunelu. Nezmiňuje však, že kromě netypického provádění jde také o konstrukci složitou staticky. Předem bylo třeba nějak ověřit, že konstrukce výklenku je ve výsledku dostatečně odolná vůči zemním tlakům, ale také že změny napjatosti vzniklé během stavby nevyvolají nepříznivý účinek na sousední 8podlažní dům. Za tímto účelem bylo tedy třeba vypracovat statickou studii, (zpracovatel FG Consult, s. r. o.), z níž čerpá předkládaný článek. Celý problém je výrazně prostorový (3D).

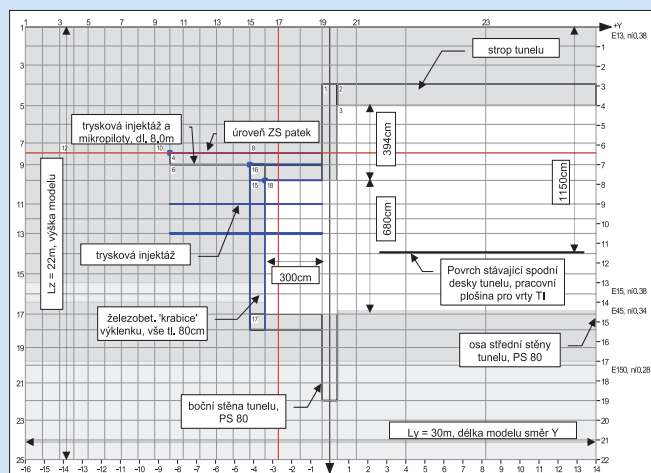
Statická studie používá 3D statický model, který zahrnuje:

1. **stěny a strop stávajícího tunelu** – střední stěna a boční stěna s budoucím výklenkem, obojí PS 80 cm, monolitický strop s náběhy do tl. 120 cm, průměrná tl. stropní desky – 110 cm;
2. **konstrukci výklenku** – zajištění stropu a stěn pomocí TI a mikropilot, v konečném stadiu žlb. krabicová nosná konstrukce – strop, stěny boční a zadní (čelní), spodní deska; ražba v záběrech po 0,5 m a zajištění v každém záběru ocelovým rámem, válc. profil I240 mm;

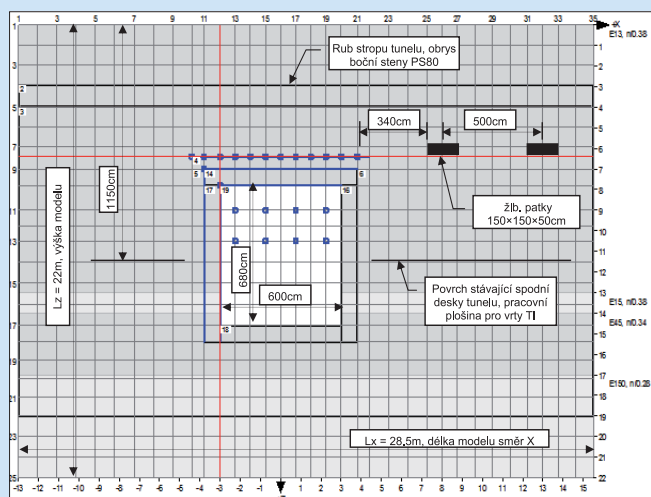
3. **patky sousedního domu** – 6 nejbližších patek půdorysného rozměru 1,5×1,5 m, modelová tloušťka patek 50 cm; základová spára patek 60 cm nad rubem stropní desky výklenku, nejbližší řada patek (ve štítu) půdorysně vzdálená 420 cm (osy patek) od rubu žlb. stěny výklenku;
4. **blok podloží** – hluboký 22 m, délky 28,5 m a šířky 30 m; horní podstava modelového kvádrů odpovídá terénu, cca 270,50 m n. m., tj. cca 280 cm nad rubem stropu tunelu; parametry podloží jsou převzaty z tabulek průzkumu; měkké vrstvy sahají do hloubky asi 1,5 m pod úroveň stávající spodní desky tunelu.

Řešené stavy budování výklenku

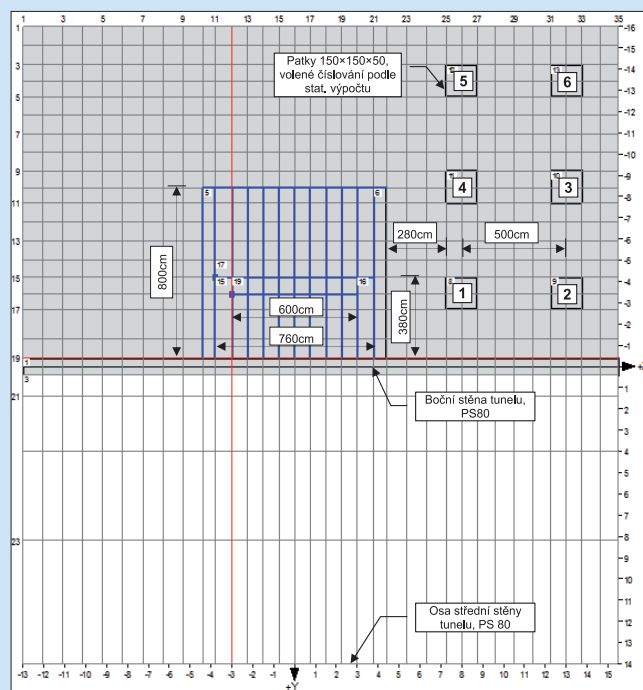
- **Řešení stavu původní napjatosti.** Ta zahrnuje vlastní tíhu zeminy a stávajících konstrukcí tunelu a dále přitížení patkami sousední budovy. Patky jsou v modelu schematizovány do rastru 5×5 m, zatížení stanoveno z odhadu 10 kN/m² pro každé z osmi podlaží (vč. podzemního). Rohová patka přebírá zatížení z plochy 2,5×2,5 m, krajní z plochy 5×2,5 m a vnitřní z plochy 5×5 m.
- **Stav určující maximální možné deformační účinky na sousední budovu.** Pod ochranou TI je proveden (myšlený) výrub šíře 680 a výšky 760 cm, chráněný stěnami TI tloušťky 60 cm, nadstropními vrty TI vyztuženými mikropiloty 108/16 mm a osmi vnitřními vodorovnými vrty TI. Průměr sloupů TI je uvažován 60 cm. Hloubka takto myšleného výrubu je 380 cm. I když se výrub takto lehce chráněný během výstavby nevyskytne, ukazují se max. možné (modelové) deformace na sousední budově.



Příčný řez modelem, rovinou X = 0,7 m



Svislý řez modelem, rovinou Y = 0,4 m



Půdorysný řez modelem, rovinou Z = 6,4 m

Největší svislou deformaci vykazuje patka '4', a síce 1,4 mm.

- **Výrub chráněný vestavěnými uzavřenými rámy I č. 240, vkládanými po 50 cm ražby.** V modelu jsou jednotlivé rámy nahrazeny stěnami a deskami ekvivalentní tuhosti v tlaku i ohybu. Modelové sedání patek nepřesahuje asi 0,25 mm. Vestavěné rámy vykazují zdvih ve dně asi 3 mm a průhyb ve stropu asi 1 mm.
- **Konečný stav po vybetonování železobetonové krabice světlých rozměrů 600×300×680 cm při tloušťce stěn krabice 80 cm.** Tento stav slouží především

k dimenzování výztuže stěn a k celkovému posouzení deformací. Patky sousedního domu již v modelu nevykazují svislé posuny, resp. svislé posuny jsou do $\pm 0,1$ mm. Ve stěnách krabice je nulový vodorovný posun, zdvih při dně je asi 1 mm a průhyb stropní desky do 0,2 mm. Z hlediska deformací zjištěných na modelu se jeví navržená konstrukce jako vyhovující.

Výchozí předpoklady řešení modelu

Model vychází z řady zjednodušujících předpokladů – elastický materiál betonových konstrukcí a tryskové injektáže,

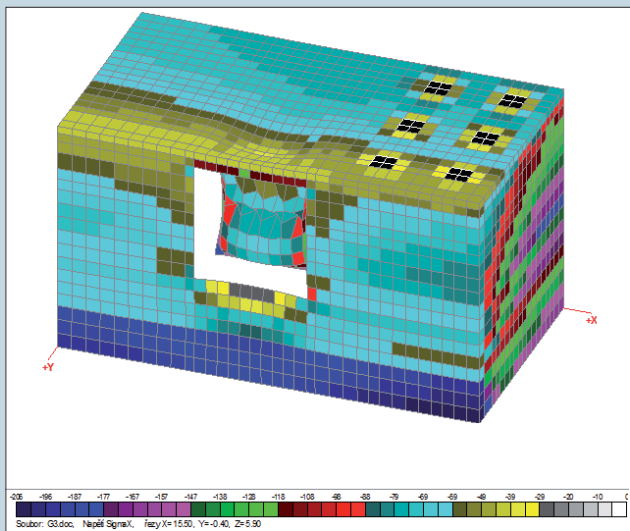
elastický materiál podloží je určen modulem deformace E_{def} a Poissonovým číslem příčné kontrakce.

- Zatížení patek je odhadnuto z váhy a užitného zatížení 10 kN/m^2 , na jednotlivé patky 1 až 6 pak vycházejí síly: 500, 1000, 2000, 1000, 2000, 1000 kN. První patka je rohová, třetí a pátá vnitřní, zbylé jsou stranové.
- Dělení modelu na prvky je poměrně hrubé, což vede k menším modelovým deformacím než při hustějším dělení (při menších prvcích). Hrubší dělení 3D modelu je tu vynuceno pamětí a výkonem počítače.

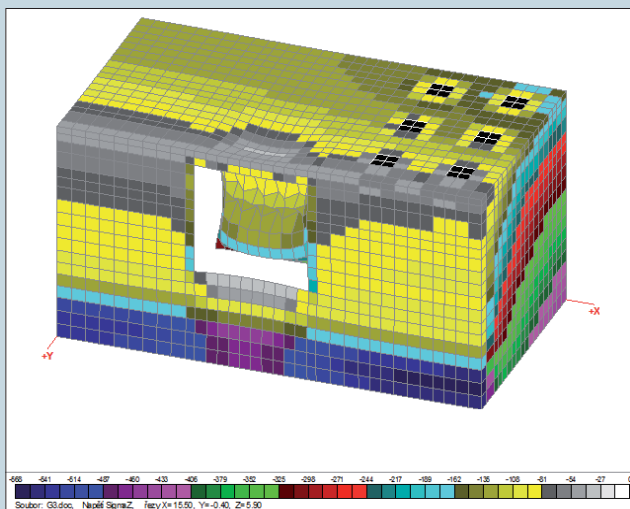
Axonometrické ilustrace

Stav 2 – výrub (maximální, fiktivní) jen pod ochranou TI

Vodorovné napětí Sigma_X na deformovaném modelu, vodorovný řez těsně nad ochranou TI. Svislý řez je veden rozhraním mezi stávající stěnou tunelu a podložím. Prvky stropu nad výrubem jsou tlačeny. Dobře jsou vidět deformace čela výrubu směrem do výrubu. Deformace zvětšeny 100krát.

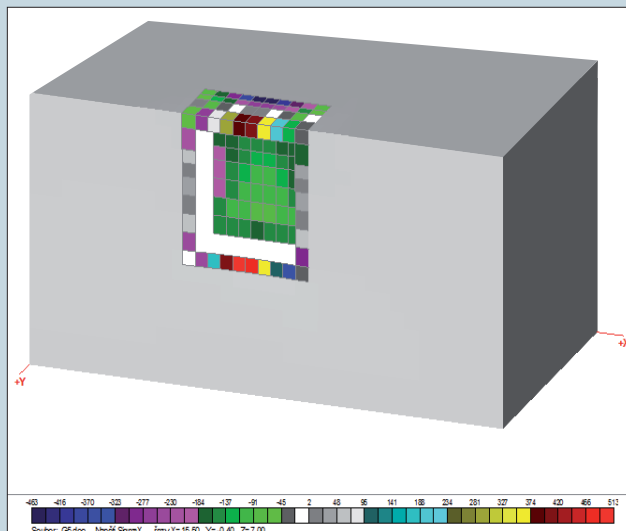


Svislé napětí Sigma_Z na deformovaném modelu, vodorovný řez těsně nad ochranou TI. Prvky čelby výrubu jsou tlačeny.

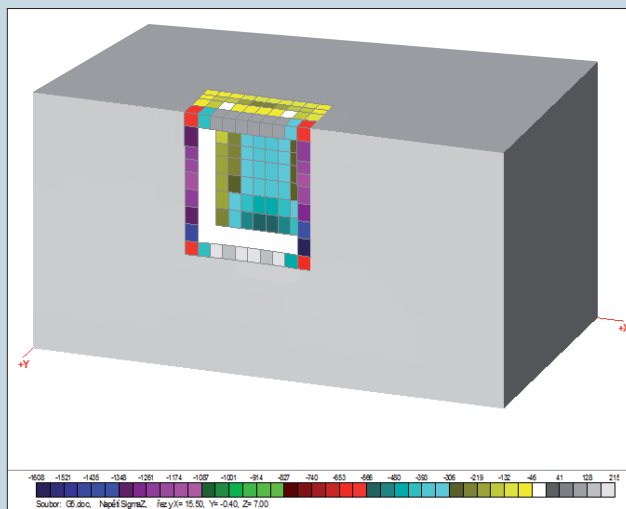


Stav 4 – hotový výklenek

Vodorovné napětí Sigma_X na betonovou konstrukci výklenku. Čelní stěna je celá tlačena. Ve stropní i spodní desce jsou tahy z ohybu. Převezme je výztuž těchto desek. Deformace zvětšeny 100krát.



Napětí Sigma_Z na konstrukci výklenku. Kromě hrany stropní a spodní desky je všude ve směru Z namáhání tlakovým napětím. Spodní i stropní deska bude armována, armatura tahy převezme.



- Okrajové podmínky na stěnách modelového kvádru simulují symetrii (nulový posun kolmo ke stěně), což je dobře splněno na střední stěně stávajícího tunelu, ale na ostatních modelových stěnách (pláštích modelového kvádru) jen přibližně.
- Model předpokládá monolitické (nosné) spojení výklenku se stávající boční stěnou tunelu. To lze přibližně zajistit osazením mikropilot, ztužujících tryskovou injektáž přes zmíněnou existující stěnu.
- Zjištěné sedání patek sousedního domu je vzhledem k předešlému nejspíše menší, než lze reálně očekávat. Ale i násobně větší sedání než početně zjištěné by nepřekročilo hodnotu několika mm a jen málo se liší u jednotlivých patek. Takové sednutí nemůže mít na sousední budovu znatelný vliv.
- Modelem nelze dobře postihnout důležitou fázi postupného ražení a osazování a aktivaci ocelových rámců. Jejich účelem je zabránit lokální nestabilitě ve stropě, stěnách a dně výrubu, tj. výpadku malých objemů horniny. Celkovou stabilitu však zajišťuje trysková injektáž, ve stropě zesílená trubkami TI.
- Model rovněž nepostihuje dočasné technologické vlivy tryskání TI a s tím související dočasné oslabení podloží, ev. vliv kontrolovaně vnášeného tlaku do podloží.

- Modelové výsledky slouží k rámcovému ověření, že budovaný výklenek ve výsledném tvaru a ani v jednotlivých fázích jeho realizace neovlivní nepřipustným způsobem sousední budovu vyvolanými deformacemi.

K výpočtům byl použit program „Full3D“, který je součástí jazyka Texcalc2008, jehož autorem je autor článku. Jazyk je interpret a pracuje v pozadí editoru, např. s textem právě editovaným. V daném případě je textové i grafické prostředí editor Word. Grafika je interaktivní, s volbou řezů a pohledů na deformovaný model. Konečný prvek je kvádr s 24 parametry deformace. Program se užívá i ve 3D modelech hlubokých základů.

Závěr

Statická studie potvrzuje možnost výstavby výklenku v sousedství stávající budovy při splnění výše rozebíraných předpokladů. Užitečnost studie v dané situaci spočívá v tom, že na základě vyčíslitelné představy (modelu) argumentuje ve prospěch předpokladu projektanta, že konstrukce bude bezpečná, a to i ve vztahu k sousední vysoké budově – tento závěr nebylo možné jednoznačně zastávat pouze na základě intuice a zkušenosti. Role statiky a statických modelů je i v jiných situacích analogická – vyčíslit deformace a namáhání navrhované konstrukce, jejího podloží a případně i stávajících konstrukcí v sousedství.

Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.

Static study on an exit alcove structure and its influence on an adjacent building

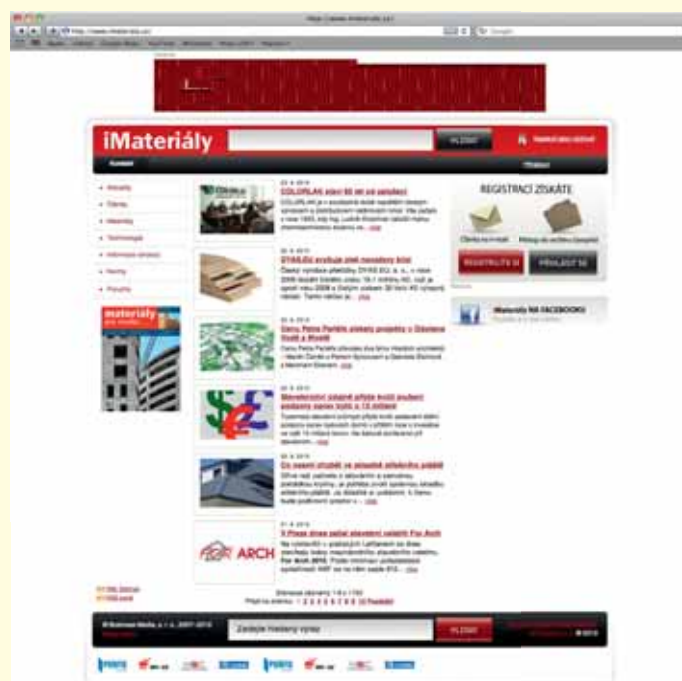
The last but one issue of the ZAKLÁDÁNÍ Magazine (no. 3/2012) brought information on an interesting as well as unusual method of driving passenger exit alcoves in the Blanka Tunnel.

The article by Ing. O. Špinka describes procedures, technologies and provides a relevant context regarding the tunnel design. It does not, however, mention the fact that apart from requiring non-standard procedures the construction is also complicated from the static point of view. At first it was necessary to check that the alcove structure is eventually resistant enough against ground pressures and also that stress changes occurring during the construction process do not cause any adverse effects on the adjacent 8-floor building. It was therefore necessary to carry out a static study (elaborated by FG Consult, Ltd. Company).

The following article draws on the study results. It is a significantly spatial (3D) issue.

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

Ekologické centrum Botanické zahrady hl. m. Prahy, DOKONČENÍ 1. ETAPY REKONSTRUKCE – ZAJIŠTĚNÍ OPĚRNÉ ZDI

V Praze-Troji se společnost Zakládání staveb, a. s., v loňském roce významně podílela na statickém zajištění a sanaci dominantní opěrné zdi, která je součástí systému konstrukcí jedinečné industriální stavby z roku 1908, někdejší Kafkovy octárny a vinných sklepů. Správce objektu, kterým je Botanická zahrada hl. m. Prahy, našel pro část areálu do budoucna již vhodné využití – je jím jeho přestavba na Ekologické centrum Botanické zahrady a následné provozování v souladu s jeho zaměřením. Na základě stavebního programu byla zpracována i projektová dokumentace, jejíž část posloužila k provedení sanace zmíněné opěrné zdi. Doufejme, že tak byl učiněn první reálný krok k přeměně stávajícího objektu na stavbu s mimořádným potenciálem veřejné služby.

Historie objektu

Výstavba ambiciózního komplexu bývalé Kafkovy octárny v Praze-Troji pravděpodobně nebyla nikdy zcela dokončena. Přesto se jednalo o úctyhodný areál v obtížně zastavitelném území, zahrnující víceúrovňově terasovitě uspořádané, dnes však vlastnický oddělené pozemky a řadu podpůrných technických a technologických zařízení. V minulosti byla nezanedbatelnou součástí areálu i vila majitele. Vlastní dvoupodlažní budova se nachází na vyvýšené terase nad ulicí V Podhoří. Je vystavěna na nezvykle dlouhém a úzkém půdorysu rozměru cca 100x10 m. Přízemí skrývá lineárně řazené prostory zaklenuté průběžnou valenou klenbou v celé délce budovy a nad nimi jednotraktově uspořádané, zvenku přístupné technické místnosti. Půda s částečně využívaným podkrovím je zakryta sedlovou střechou.

Téměř bezozdobné fasády jsou na podélných průčelích rytmizované pravidelně rozvrženými přízděbními pilíři v duchu jakéhosi opožděného a velmi střízlivého neoklasicismu. Štítová průčelí byla završena trojúhelníkovým štítem s plochým štukovým frontonem a bosovaným armováním nároží. Obdobné řešení bylo použito na přisazeném krátkém příčném křídle. To rozděluje protáhlé hlavní západní, pohledově exponované průčelí na dvě boční křídla. Severní je desetiosé a jižní osmiosé.

V každém travě fasády, která jsou vytvořena pilíři ve vysokém řádu, jsou okna. Ta bývala zaklenuta střídavě použitými válcovými a segmentovými nadpražími, dosud zachovanými, i když v současnosti zazděnými.

Stav

Dnes je tato nepřehlédnutelná budova nad Vltavou poznamenána několika negativními faktory:



- nevhodnou změnou funkce v minulosti,
- dlouhodobě nevyjasněným funkčním využitím a provizorní náplní v současnosti,
- vysoké opěrné zdi, zajišťující náročné terénní úpravy jsou sešle věkem a poškozené následky povodně z r. 2002.

Průběžné stavební úpravy postupně zastřely původní charakter budovy a odstranily i většinu identifikačních stavebních prvků. Stabilita původního opěrného systému uměle vytvořených teras na více terénních úrovních je ohrožena dlouhodobě zanedbávanou údržbou a odkládáním celkové rekonstrukce areálu. Operativně provedené nahodilé zásahy řeší vždy jen dílčí poruchy, v celkovém výsledku však vedou k postupnému zhoršování stavebnětechnického stavu konstrukcí. Tento nežádoucí stav vyvrcholil v roce 2010 havárií té části opěrné zdi, která zajišťuje stabilitu celé budovy, jejíž oprava byla v roce 2012 dokončena.

I ostatní opěrné zdi a konstrukce na kterékoliv úrovni terénu jsou obdobně staticky ohrožené. Většinou se jedná o vícevrstvé vysoké kamenné zdi rozrušené povětrnostními vlivy, napadené náletovou vegetací a s rozvolněným zhlavím, jímž do zdi dále zatéká.

Návrh

Celkový cíl rehabilitace areálu má řadu dílčích témat.

- Neopominutelná jsou v první řadě **hlediska technická a sanační**. Budova, díky své poloze při patě údolního svahu, orientaci, která sleduje vrstevnici, a své mimořádné délce, funguje jako přehrada, zadržující podzemní srážkovou vodu. Ta samozřejmě negativně ovlivňuje vlhkostní poměry v cihlových konstrukcích pod úrovní terénu, což je v našem případě výška celého klenutého podlaží. Aby bylo možno odvlhčit rubovou východní stranu budovy, bude nutno zřídit odvodňovací a větrací kanál hluboký téměř 5 m a dlouhý více než 100 m, což představuje náročný



Objekt bývalých Kafkových octáren je nepřehlédnutelnou dominantou pravého břehu Vltavy, kde řeka opouští Prahu.



Vizualizace budoucí podoby rekonstruovaného objektu

technický úkol spojený s prováděním výkopových prací a zajištěním výkopu proti sesutí. Samostatným technickým problémem je pak vysušení stávajících konstrukcí a provedení jejich dodatečné hydroizolace.

- Další nezbytné stavebně-konstrukční zásahy, spojené především s **výměnou dožilých dřevěných stropů** a krovu, jsou sice řemeslně náročné, přesto však standardní. Totéž se týká vnitřních dělicích konstrukcí i obnovy okenních otvorů a osazení nových oken.
- **Snížení energetické náročnosti** budovy je jedním z hlavních témat přeměny budovy na Ekologické centrum. Vyznačuje se zejména návrhem důsledné tepelné izolace budovy jak na jejím pláštích, tak u vybraných vnitřních dělicích konstrukcí. Navrhovaná zařízení techniky prostředí a elektrorozvodů jsou rovněž podřízena hledisku energetické úspornosti provozu budovy. Například dešťová voda bude využívána jako užitková, vzduch na větrání bude upraven v zemním výměníku.
- Dalším tématem je **obnovení někdejšího plánovaného a v době výstavby realizovaného charakteru** budovy. Jedná se především o rehabilitaci velkorysého konceptu původních fasád. Monumentalita stávajícího pilířového systému na podélných průčelích je zjevná. Obnova vysokých štíhlých a zaklenutých oken navrátí budově klasicistickou vzornost. Střecha bude rovněž nově navržena ke štítovému uspořádání.
- V neposlední řadě si novodobá rekonstrukce a funkce vynutí některé zásahy vně i uvnitř budovy i v jejím

bezprostředním okolí. Kromě nalezení adekvátních výrazových prostředků nové interpretace západní fasády bude nutné dotvořit zejména tu východní.

Funkční náplň

Zpřístupnění celé budovy veřejnosti nabídne mnoho atraktivních a mnohdy neobvyklých prostorů a podnětů.

- Nezvyklý je již výše zmíněný dlouhý, jednotně zaklenutý a díky tomu unikátní prostor, ve kterém budou umístěny trvalé či obměnitelné expozice.
- Těžiště fungování ekologického centra bude v nově zastropeném patře, což znamená v učebnách, klubovnách, pracovnách, posluchárně i v knihovně.
- Podkroví bude nově upravené pro krátkodobé, ale i dlouhodobé ubytování.
- Program řešení přílehlých venkovních ploch klade důraz na ochranu stávající vzrostlé zeleně a její případné nahrazení novou výsadbou. Rovněž vymezuje plochu pro založení geometricky komponované zahrady určené pro venkovní sochařské instalace, se kterými má Botanická zahrada mnohaleté zkušenosti.
- Prostranství před budovou, využívané dodnes jako manipulační plocha, pak bude upravené jako pobytové nádvoří s atraktivní vyhlídkou na okolní, řekou formovanou krajinu.
- Cílem je nabídnout Ekologické centrum nejen školním dětem a mládeži, ale všem věkovým skupinám a zájemcům o různorodé formy ochrany přírodního prostředí a hledání souznění

s přírodou obecně. Těm nejmenším jsou určena venkovní hřiště a oblíbené herní prvky na nádvoří, založené na různých principech jednoduchých fyzikálních strojů.

Závěr

Všechna zmíněná hlediska by měla vytvořit jednotný fenomén, sestávající ze zachování tradičních kulturních hodnot, které budou obohaceny o příspěvky technické i architektonické povahy.

Výrazná nová forma sanovaných opěrných zdí, projevující se nejen původním opraveným kamenným pláštěm, ale zejména novým opěrným pilířovým systémem, se již nyní aktivně uplatnila v celkovém obrazu architektury budovy jako její nově definovaná podnož.

Jsem osobně velmi rád, že se díky odpovědnému přístupu všech zúčastněných, především investora a hlavního dodavatele, podařilo nastolit při této záležitosti velmi dobrou tvůrčí atmosféru, která se nepochybně promítla do vyznění celého díla. Práce speciálního zakládání, stejně jako práce betonářské, kamenické i zámečnické, jsou provedeny ve vysoké kvalitě. Tato dílčí realizace tak položila pro budoucího zhotovitele laťku kvality velmi vysoko.

Ing. arch. Jan Němec

*Foto: Botanická zahrada hl. m. Prahy
Vizualizace: autor*

STATICKÉ ZAJIŠTĚNÍ A SANACE STÁVAJÍCÍ OPĚRNÉ ZDI

Zejména vlivem povodně v roce 2002 docházelo postupně k destrukcím opěrných zdí na pozemku bývalé Kafkovy octárny. V průběhu zimy 2009–2010 pak došlo ke zřícení větší části hlavní opěrné zdi, situované v bezprostřední blízkosti hlavní budovy. Bylo tedy nutné provést alespoň nejnútější sanační práce, neboť jejich odkládání by mohlo mít zásadní dopady na stabilitu celé stavby, zejména pokud by byla ponechána bez opravy ještě další zimní období. Následným cíleným stavebnětechnickým průzkumem bylo dále zjištěno, že i ostatní opěrné zdi, obklopující pozemky budovy bývalých octáren, jsou ve špatném technickém stavu. První fáze oprav byla uskutečněna ve zrychleném režimu již v roce 2010, druhá fáze probíhala v průběhu roku 2012 po uzavření stavební dokumentace v rámci standardního výběrového řízení v roce

2012. Obě fáze sanace probíhaly v režii společnosti Zakládání staveb, a. s.

Opěrná zeď je relativně vysoká, v nejvyšším místě až 4900 mm, a v porovnání s dalšími opěrkami v areálu je velmi dlouhá – cca 73 m. Zeď je kamenná, vyzdívána z nepravidelného lomového kamene, vazba kamenů byla rozvolněná a spárování bylo značně vydrolené. Cihelné zhlaví bylo nesoudržné, částečně rozrušené kotvením sloupků zábradlí a vzrostlou náletovou zelení.

Statické zajištění a sanace stávající opěrné zdi

1. fáze: zajištění opěrné zdi po havárii v nezbytném rozsahu

V první fázi bylo nutné provést pouze práce nezbytné pro zajištění opěrné zdi proti dalšímu chátrání a destrukci při respektování finálního technického návrhu sanace i požadovaného architektonického vyznění nové konstrukce.

Návrh sanace havarijního stavu spočíval zejména v osazení 6 ks kotevnic převážek osazených vsíle na žlb. základovou patku (1,3x0,8x1,0 m), založenou na dvojici injektovaných mikropilot 108/16 mm. Mikropiloty jsou se základovou patkou provázány ocelovými hlavami schopnými přenášet tahové i tlakové síly. Každý ze šesti svařenců byl v horní části přikotven čtyřpramencovou trvalou kotvou délky 13 m. Vzhledem k fázování výstavby musela být konstrukce těchto horninových kotev volena tak, aby umožnila jejich

odkotvení a opětovné napínání v následných etapách výstavby.

Součástí popisovaných oprav v havarijním režimu bylo samozřejmě i dozření zříceného zdiva, včetně hloubkového spárování a provedení výplňové injektáže ze jeho rubem.

2. fáze: trvalá konstrukce ze železobetonových žeber

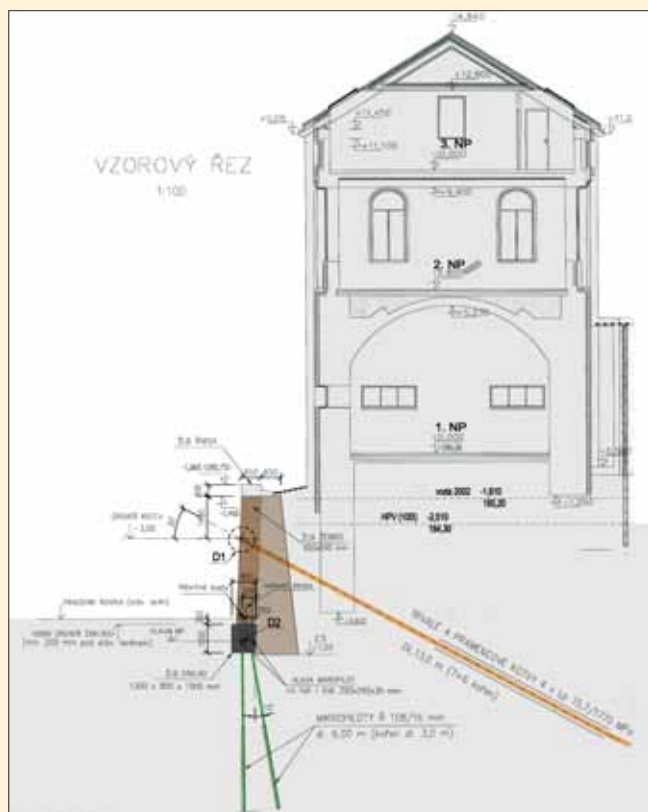
Ve druhé fázi byly provizorní ocelové svařence postupně nahrazeny trvalými železobetonovými žebry průřezu 650x650 mm. Žebra byla přibetonována k líci opěrné zdi a vetknuta do zmíněných žlb. základových patek, podepřených mikropilotami. Postup byl takový, že před odstraněním svařenců byly postupně kotvy deaktivovány a po nahrazení žebry opět napnuty. Kromě těchto nahrazovaných žeber byla opěrná zeď ve druhé fázi posílána dalšími 9 ks žeber nových. Stávající kamenné zdivo opěrné zdi bylo ve spárách vyčištěno na požadovanou hloubku 30 cm a vymyto tlakovou vodou. Poté byly spáry vyplněny cementovou maltou, současně bylo vyměněno cca 5 m³ nevyhovujících starých kamenů.

V celé ploše zdi byla provedena plošná injektáž za rub již zpevněné konstrukce, a to přes síť maloprofilových vrtů. Otvory po těchto vrtech, resp. po do nich osazených injekčních trubkách, byly následně vyčištěny a vyplněny cementovou maltou.

Důležitým aspektem funkčnosti opěrné zdi je i její odvodnění. Zvoleno bylo organizované odvodnění



Zřícená část hlavní opěrné zdi



Stavební řešení zajištění porušené opěrné zdi pod objektem

z rubu opěrné zdi. Byl proveden systém odlehčovacích vrtů min. prům. 130 mm, délky 2 m, v rozteči cca 3 m. Vrtly byly osazeny PVC perforovanou trubicí, ve spodní části obalenou ochrannou geotextilií.



Žebra před betonáží, 2. etapa



Provádějí nové žlbočky římsy nad sanovanou zdí



Provizorní zajištění opěrné zdi kotvenými převázkami



Hloubení vrtů pro kotvy žlb. žeber ve 2. fázi opravy

Po dokončení všech žlb. žeber a aktivaci celého systému napnutím trvalých horninových kotev bylo možno demontovat stávající zábradlí a cihelné římsy. V koruně opěrné zdi byla na výšku původní římsy provedena nová, tvarovaná, železobetonová římsa celkové délky 73 m. Na ní bylo osazeno nové tyčové, žárově pokovené zábradlí.

Kompletace opravy opěrné zdi zahrnovala i očištění celého povrchu pískováním a tlakovou vodou.

Údaje o stavbě:

Investor: Botanická zahrada hl. m. Prahy

Návrh: Ing. arch. Jan Němec

Dodavatel: Zakládání staveb, a. s., resp. Terracon, a. s.

Termíny: 1. fáze: 9. 11.–23. 12. 2012

2. fáze: 1. 4. 2012–15. 12. 2012

Petr Vokrouhlík, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor



Opěrná zeď po dokončení oprav

Ecological centre of the Prague Botanical Garden – finalising 1st phase of reconstruction works: securing an abutment wall

Last year the Zakládání staveb Co. took a significant part in static securing and remediation of a dominant abutment wall; the structure belongs to a constructional system of a unique industrial building from 1908 – former Kafka's vinegar factory and wine cellars located in Prague, Troja.

The Prague Botanical Garden, as the facility manager, found an appropriate future use for a part of the building – it will be reconstructed to become an Ecological centre of the Botanical Garden and subsequently operated in accordance with its purpose. Project documentation was prepared based on the construction program, a part of which was also used for the abutment wall remediation. Hopefully, the first real step was made towards the reconstruction of the existing building into premises with extraordinary public service potential.



TRASA V. A PRAŽSKÉHO METRA – TRAŽOVÝ ÚSEK SOD 02, DEJVICKÁ–BOŘISLAVKA

Ražba tunelů trasy metra V. A probíhající směrem od Motola vstoupila na tražovém úseku SOD 02, Dejvická–Bořislavka (dříve Červený vrch) do své závěrečné fáze. V souvislosti s prováděnými ražbami zde bylo nutné učinit určitá opatření, která souvisela jednak přímo s vlastní technologií ražby, jednak reagovala na mimořádnou událost a návazné zjištěné skutečnosti na Evropské ulici. V prvním případě se jednalo o zajištění ražby přístupového tunelu Kanadská (objekt SO 02-29/02) a provedení chemické injektáže ve stanici Dejvická (objekt SO 01-22/01), v druhém případě šlo o zajišťování bezpečného průchodu razících štítů v rizikové oblasti pod stávající Evropskou třídou v úseku Dejvická–Bořislavka. Všechna tato technicky zajímavá opatření, realizovaná převážně metodami speciálního zakládání, podrobně popisujeme na následujících stranách.



Staveniště „Kanadská“ mezi ulicemi Evropská a Velvarská, pohled směrem k Vítěznému náměstí

ZAJIŠTĚNÍ RAŽBY PŘÍSTUPOVÉHO TUNELU KANADSKÁ (SO 02-29/02)

Na základě změny technologických postupů a harmonogramu výstavby vznikla v průběhu prací na trase V. A metra potřeba využít pro manipulaci s razicími štíty zařízení staveniště E1, umístěné mezi ulicemi Evropská, Kanadská a Velvarská. To však znamenalo značný zásah do původní koncepce. Bylo třeba vybudovat spojovací tunel mezi stavební jámou pro Hloubený sdružený objekt v km 15,515 – Kanadská (SO 02-28/01), zajištěnou pomocí kotvených podzemních stěn, a traťovými tubusy metra. Tento přístupový ražený tunel byl navržen především k vytažení obou razících štítů TBM na povrch po ukončení ražeb ve stanici Dejvická.

Tunel je veden pod velmi frekventovanou Evropskou ulicí s tramvajovým a automobilovým provozem ve zvodnělém prostředí s malým nadložím. Vzhledem k velmi nepříznivým geologickým podmínkám bylo v předstihu nutné provést komplikovanou a náročnou sanaci celého prostředí ražby. První fáze sanace byla realizována z povrchu pomocí systému vertikálních těsnících clon ze sloupů tryskové injektáže (TI). Před vlastní ražbou pak byla oblast nad budoucím výrubem v postupných krocích zajišťována pomocí horizontálních dešťníků z TI a mikropilot; čelba výrubu pak byla zpevňována zámkovými sloupy TI s laminátovými kotvami. Práce probíhaly za plného provozu na povrchu, pouze s dočasným uzavřením jednotlivých automobilových pruhů.

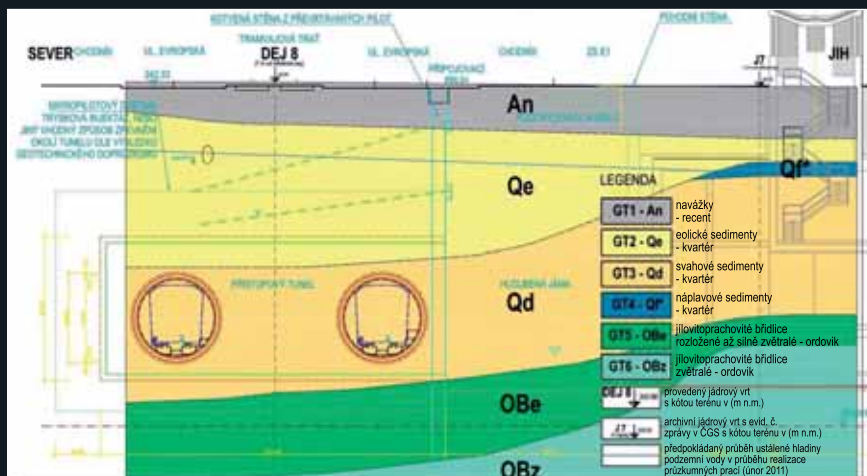
Délka přístupového tunelu od rubu portálové podzemní stěny na konec jeho vyklenutého čela činí 37,5 m. Příčný profil je podkovovitý tvar s uzavřenou spodní klenbou o rozpětí cca 14 m. Výrub tunelu byl při ražbě členěn vertikálně na kalotu (horizontálně členěna na dva dílčí výrubu) a dno. Tloušťka primárního ostění byla navržena 0,4 m, délka záběru stanovená 0,75 m. Dokončený tunel umožnil vytažení obou razících štítů TBM po skončení jejich ražeb ve stanici Dejvická. Jednotlivé části byly vytaženy zpět hotovými traťovými tunely a následně novým přístupovým tunelem přes stavební jámu na povrch staveniště E1. Z takto přebudovaného staveniště E1 byla prováděna dále i ražba všech VZT propojek a další práce spojené s vnitřními konstrukcemi (včetně kolejových betonů) na úseku stavebního oddílu 02. Přístupový tunel i přilehlá stavební jáma budou navíc trvale využity pro objekt hlavního větrání této trasy metra a pro další technologické objekty.

Geologické a hydrogeologické poměry

Z hlediska geologických a hydrogeologických poměrů byly místní podmínky pro ražbu tunelu velmi nepříznivé a bez zásadního zlepšení parametrů zemín se zdála výstavba tunelu prakticky nerealizovatelná. Před zahájením stavby byl v této oblasti proveden pouze jeden jádrový vrt J7, a to v prostoru původní stavební jámy. Prvním úkolem proto bylo doplnit průzkum o další jádrový vrt (DEJ 8) v tramvajovém tělese Evropské ulice, tedy v prostoru mezi budoucími traťovými tunely. Nový vrt bohužel zastihl skalní podloží ještě o cca 5,5 m hlouběji než předchozí vrt a hranici zvětralého skalního podloží dokonce o cca 8 m hlouběji. Zjištěné tři horizonty HPV také nesignalizovaly

nic dobrého. V prostoru staveniště se při povrchu souvisle vyskytují antropogenní navážky (GT1-An), jedná se o konstrukci silniční komunikace, chodníků a tramvajového tělesa. V jejich podloží jsou písčitojilovité hlíny s různorodými úlomky hornin i antropogenních materiálů. Celková mocnost navážek nepřesahuje 4–5 m. V prostoru stavební jámy byly zastíženy navážky charakteru přemístěných deluviálních sedimentů, kterými byl v minulosti zavezen místní potok. Kvartérní pokryvné útvary jsou zde zastoupeny eolickými, deluviálními a fluvialními sedimenty. Mají podobu jílovitopísčitých hlín s kolísající příměsí úlomků opuk, pískovců a křemenců a prachovitého jílu s nízkou plasticitou. Předkvartérní podklad zde představuje zvrásněný komplex, budovaný horninami dobrotivských vrstev, převážně jílovitoprachovitými a prachovitými břidlicemi šedočerné barvy. Silně zvětralé až rozložené břidlice (GT5-OB_e) o mocnosti 2,80–5,00 m mají extrémně nízkou pevnost, třída R6 (R5), jsou střípkovitě rozpadavé,

v některých polohách nabývají charakteru zeminy. Také zvětralé břidlice (GT6-OB_z) vykazují velmi nízkou pevnost, jsou již bez známky erozivního zvětrání, ale jsou tektonicky porušené. Porušení se projevuje prolohami jemně destičkovitě rozpukané horniny (s extrémně velkou hustotou diskontinuit) s vrstvami rozmělněné horniny, s chaoticky uspořádanými pevnými až tvrdými úlomky velikosti 1–3 cm v průměru. Geologickými sondami byly zastíženy tři úrovně podzemní vody – první v hloubce 9–9,2 m s nízkou intenzitou přítoku, druhá pak v hloubce 17–17,5 m s poměrně velkou intenzitou přítoku. Poslední třetí úroveň byla zastížena v hloubce cca 25 m, také s velkou intenzitou přítoku. Hladina podzemní vody se ve vrtu ustálila po 24 hodinách v hloubce cca 5 m pod terémem. Propustnost kolísá v závislosti na zrnitosti a proudění podzemní vody se soustřeďuje přednostně na lokální hrubozrnnější polohy. Hladina podzemní vody je pod vrstvou jílovitých sedimentů GT2-Q_e mírně napjatá.



Princip technického řešení

Shrneme-li tedy zjištěné skutečnosti, máme zde mělce uloženou tunelovou troubu poměrně velkých rozměrů s nadložím o mocnosti 7–8 m, raženou ve zvodnělém kvartérim prostředí pod páteří Evropskou třídou s tramvajovou tratí a silným automobilovým provozem. Pokud jde o situaci na povrchu, zadání bylo také jednoznačné – doprava po Evropské ulici nesmí být v žádném případě ani na krátkou dobu zastavena, může být pouze dočasně omezena dopravním opatřením redukujícím počty a polohu pruhů pro automobilovou dopravu. Bylo proto nutné v předstihu řešit sanaci celého prostředí ražby tunelu. Z několika alternativ, které zpracovalo pro projektanta (Ing. Kamil Novosad, Metroprojekt, a. s.) technické oddělení Zakládání staveb, a. s., ve spolupráci s projekční kanceláří FG Consult, s. r. o., byla nakonec vybrána kombinovaná varianta zajištění.

Jednalo se o použití **těsnících stěn, vytvořených ze sloupů tryskové injektáže prováděných z povrchu** (částečně z prostoru zařízení staveniště, převážně však z prostoru vozovky Evropské ul.) a **ochranné obálky nad budoucí klenbou tunelu, prováděné v postupných krocích při ražbě tunelu z podzemí**, rovněž zhotovené ze sloupů tryskové injektáže, zde však navíc vyztužených mikropilotami. Nejprve byla prováděna trysková injektáž z povrchu před jámou (SO 02-28) na ploše zeleně, chodníku a částečně v pravé polovině komunikace (1. etapa záboru a výluky automobilového provozu). Po převedení dopravy byla následně s časovým odstupem prováděna trysková injektáž z povrchu komunikace a chodníku na opačné straně ulice Evropská (2. etapa záboru a výluky). Třetí etapa zajištění – v prostoru nad klenbou budoucího

tunelu – byla zahájena předvrtáním portálové podzemní stěny a pokračovala realizací prvního kroku ochranného deštníku ze sloupů TI vyztužených mikropilotami. Tato třetí etapa pak pokračovala ještě v dalších 3 krocích současně s ražbou vlastního tunelu.

Když si shrneme všechny výše uvedené skutečnosti, můžeme říci, že se jedná o unikátní zajištění raženého tunelu v ČR z pohledu:

- a) použité technologie,
- b) nepříznivé geologie (prostředí zvodnělých navátek a jílovitopísčitých deluviálních hlín),
- c) zajišťovaných úseků délky cca 17 m,
- d) příčného profilu raženého tunelu cca 14 m.

Sanaci prostředí přístupového tunelu pomocí technologie tryskové injektáže, realizované jak z povrchu, tak i z podzemí, bylo docíleno jednak utěsnění prostoru budoucí ražby proti přítokům podzemní vody a jednak vylepšení mechanicko-fyzikálních parametrů geologického prostředí, ve kterém ražba probíhala. Realizací jednotlivých sloupů byl vytvořen geokompozit, který měl z hlediska pevnosti a nepropustnosti lepší vlastnosti než původní materiál. Projektantem požadovaná pevnost takto vytvořeného geokompozitu v dané geologii měla být min. 3 MPa, koeficient propustnosti se v tom případě pohybuje v rozmezí $k = 10^{-7}$ až 10^{-9} m.s⁻¹. Vrtly byly hloubeny rotačním způsobem plnočelbovým vrtným nástrojem o průměru minimálně 130 mm na vodní výplach, při zavalování vrtů a jejich nestabilitě byl vodní výplach zaměněn za výplach cementovou suspenzí, která zajišťovala stabilitu vrtu. V prostředí soudržných zemín, tzn. jílovitých zemín, nebo zemín s příměsí jílu byl pro zvýšení účinnosti tryskové injektáže proveden úplný předřez vodním paprskem přes trysky umístěné ve vrtném nástroji,

s minimálním řezným tlakem 35 MPa, resp. 15 MPa v místě hluchého vrtu.

Těsnící stěny prováděné z povrchu

Základní prvek pro zajištění ražby přístupového tunelu tvoří sloupky tryskové injektáže realizované z povrchu. Těsnící stěna ohraničuje prostor budoucího tunelu ze tří stran, čtvrtou tvoří portálová žlb. podzemní stěna pažení přilehlé stavební jámy, ze které byl tunel ražen. Při značné hloubce skalního podloží (přes 20 m) nebylo možné vzhledem k tolerancím vrtnání realizovat souvislou těsnící stěnu ze sloupů tryskové injektáže jako jednořadou. Stěna je proto po celém obvodu vytvořena ze dvou rovnoběžných, vzájemně se překrývajících řad sloupů TI. Osová vzdálenost jednotlivých sloupů TI je v příčném směru 60 cm a 70 cm ve směru podélném. Při navrženém průměru sloupů cca 90 cm je tedy šířka těsnící stěny cca 1,5 m. Podélné těsnící stěny z TI tvoří zároveň i boční stěny budoucího výrubu. Tyto stěny spolu s portálovou podzemní stěnou a čelní těsnící stěnou z TI, realizovanou v mírném oblouku na opačném konci Evropské ulice, tvoří uzavřený prostor a zajistí max. omezení přítoků podzemní vody do prostoru budoucího výrubu tunelu. Úroveň horní hrany stěn je po celém obvodu cca 4 m pod úrovní povrchu Evropské ulice, tedy cca 1,0 m nad ustálenou hladinou podzemní vody. Ve spodní části jsou těsnící stěny zataženy až do skalního podloží, do zvětralých břidlic. Hloubka stěny je 21–24 m a půdorysná délka stěn po obvodu je 87,9 m.

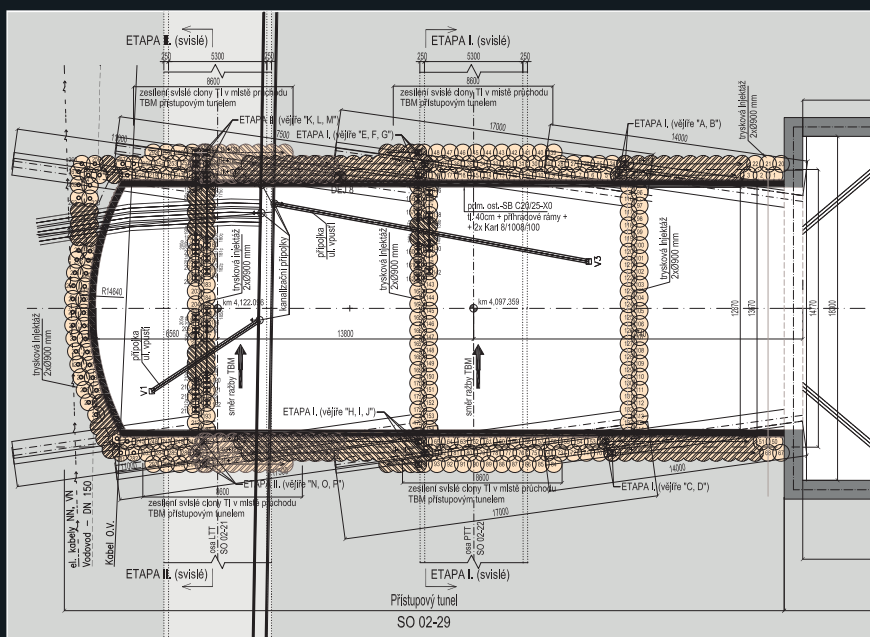
S ohledem na překážky, které bylo nutné při realizaci vrtů z povrchu respektovat, bylo třeba v některých místech vytvořit těsnící stěnu nikoliv ze svislých vrtů, ale vykrytý určený prostor pomocí vějířů šikmých vrtů. Těmito

Technologie tryskové injektáže

Princip technologie tryskové injektáže spočívá v rozrušení struktury zeminy na jednotlivé úlomky nebo zrna paprskem injekční směsi, tryskaným pod vysokým tlakem za současného mísení injekční směsi se zeminou in situ (metoda M1). Při metodě M2 navíc paprsek cementové směsi proudí v ochranné obálce tlakového vzduchu. Po následném zatuhnutí směsi se zeminou vznikne prvek požadovaného tvaru a geotechnických vlastností. Poprvé použila technologii TI anglická firma Cementation počátkem šedesátých let minulého století v Pákistánu. Specializované firmy západní Evropy zavedly tuto technologii do praxe teprve v 80. letech 20. století. První použití v Československé republice firmou Zakládání staveb (tehdy odštěpný závod SZS Vodních staveb) se datuje do roku 1981 a 1985 při stavbě vodního díla Josefův důl.



Provádění svislé těsnící stěny z tryskové injektáže z prostoru vozovky Evropské ul. (1. etapa záboru)



Půdorys přístupového tunelu s vyznačením bočních stěn a dělících přepážek ze sloupů tryskové injektáže prováděných z povrchu

překážkami zde byly stávající inženýrské sítě (kabely, vodovod, plyn, kanalizace a její přípojky) a dále pak stromy v pásu zeleně mezi chodníkem a stavební jámou. Hlavně se však jednalo o prostor pod tramvajovým tělesem, jelikož provoz na tramvajové trati nesměl být přerušen. Všechny výše uvedené překážky se podařilo nakonec pomocí šikmých vějířů vrtů obejít při zachování celistvosti těsnicí stěny. Pouze nad páteří zděnou kanalizací v hloubce cca 4,5 m pod povrchem a v místě napojení přípojek bylo nutné se smířit s malými hluchými prostory bez plného vykrytí těsnicí stěny až do úrovně HPV.

V místě plánovaných průchodů TBM přístupovým tunelem vždy v délce cca 8,6 m byly obě dvouřadé boční těsnicí stěny ještě zesíleny o třetí řadu z důvodů následné přípravy pro průchod razičích štítů (zde byla před průjezdem štítů odstraněna výztuž primárního ostění).

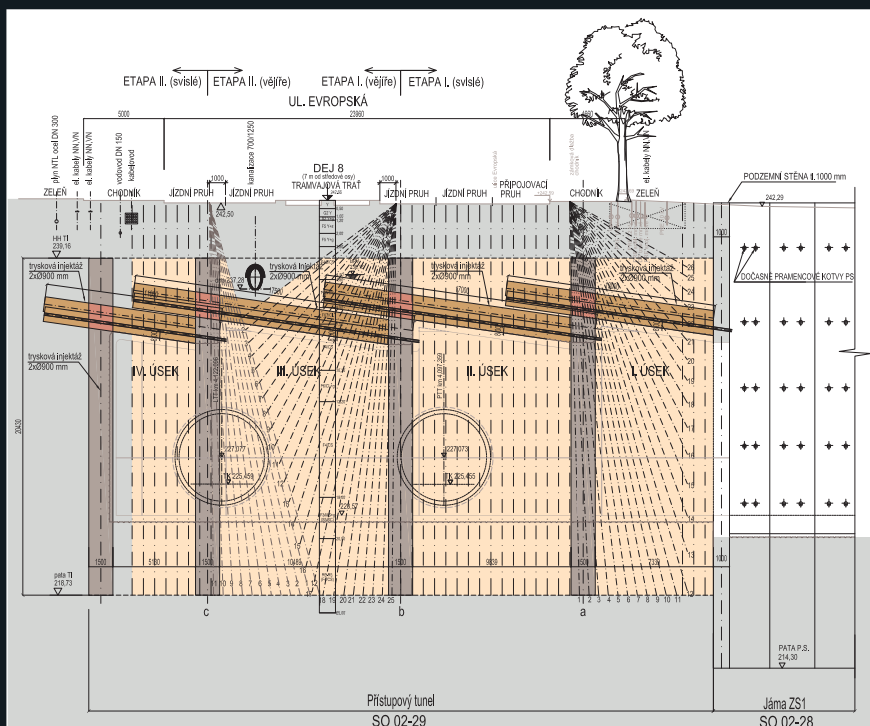
Jelikož se předpokládalo, že vnitřní prostor obehnaný stěnami z tryskových injektáží bude v době ražby obsahovat nadřazenou vodu, panovala obava, aby při ražbě nedošlo k jejímu „vypuštění“ z celého prostoru najednou. Proto byly navíc navrženy a realizovány tři vnitřní přepážky, opět z dvouřadé TI,

rozdělující prostor na čtyři menší úseky. Obava z přítomnosti nadřazené vody se však nepotvrdila, naopak při hydrataci cementu ve velkém množství sloupů TI došlo ke zvýšení teploty a tím k minimalizaci obsahu vody v uzavřeném prostoru výrubu.

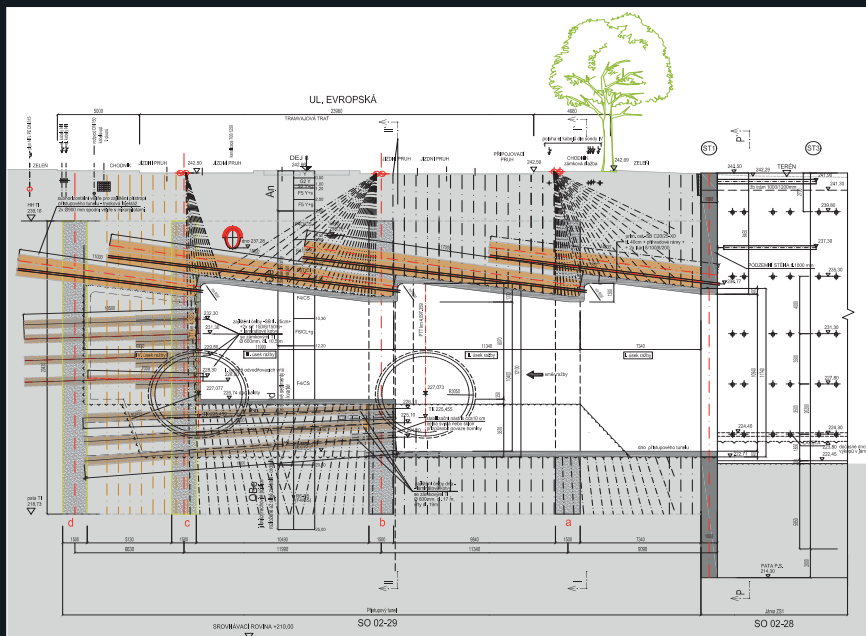
Ochranná obálka nad budoucí klenbou tunelu

Realizace ochranných deštníků z TI, vyztužených mikropilotami, které staticky zajišťují a zároveň utěsňují klenbu raženého tunelu, byla navržena v souladu s polohou těsnicích přepážek. Konce ochranných deštníků byly takto „uloženy“ na těsnicích přepážkách v místě nejvyššího profilu budoucího tunelu a po stranách „vetknuty“ do bočních těsnicích stěn.

Speciální vrtná souprava Casagrande PG 115 o hmotnosti 28 t, s prodlouženou lafetou, která umožnila zajištění požadované extrémní délky jednotlivých úseků, byla do stavební jámy spuštěna pomocí těžkého pásového jeřábu Liebherr. Vrtky pro sloupce TI byly hloubeny dovrchně pod úhlem cca 8° na délku až 17 m. Ještě před vlastní ražbou tunelu tak vznikla skrytá klenba, podepřená svislými stěnami z geokompozitu. Primární klenba profilu kopíruje spodní okraj vějířů tryskových injektáží, které spolu s mikropilotami zpevňují a zajišťují nadloží, a zvedá se vždy plynule až na konec jednotlivých úseků ražby o 1,3 m. Vrtky jsou rozmístěny po obvodě řídicí kružnice ve vzájemné vzdálenosti 0,5 m. Jednotlivé návrtné body byly vytyčeny a pevně stabilizovány na čelbě. Na protilehlé straně pracovní plošiny byl vytyčen a pevně stabilizován vrchol kuželové plochy. Směr nastavení vrtné kolony byl tedy vždy vytyčen proložením paprsku laseru mezi návrtným bodem a vrcholem. Spodní řada sloupů tryskové injektáže byla následně ještě převrtána a vyztužena mikropilotami délky až 17 m s použitím výztužných trubek $\varnothing 114/10$ mm z oceli 11373 ve vzájemné rozteči 0,5 m. Jednotlivé díly výztužných trubek spojených pomocí vnitřních závitových spojníků byly do vrtu osazovány pomocí vrtné soupravy. Poté byly injektovány pomocí vrtné soupravy. Poté byly injektovány cementovou zálivkou přes osazenou polyetylenovou plnicí hadičku, utěsněnou montážní pěnou. Na hadičku byla osazena plnicí koncovka, přes níž byl vrt postupně plněn zálivkovou směsí injektčním čerpadlem. Zálivka vrtu byla ukončena při dosažení koncového plnicího tlaku na injektčním čerpadle 0,3 až 0,4 MPa. Jak se ukázalo při vlastní realizaci, toto navržené technické řešení nakonec významně přispělo k bezpečnosti ražeb, stabilitě klenby a k maximálnímu omezení deformací terénu na povrchu a tím k minimalizaci negativních účinků na inženýrské sítě. Ražba tunelu byla následně prováděna ve shodě s výše uvedenými, předem



Podélný řez zeminným prostředím s vyznačením bočních stěn a dělících přepážek ze sloupů tryskové injektáže a deštníků ze sloupů tryskové injektáže s mikropilotami nad klenbou tunelu



Podélný řez částečně vyraženým přístupovým tunelem ve fázi realizace zajištění 4. etapy ražby kaloty a sloučeného zajištění 3. a 4. úseku zámkových sloupů tryskové injektáže ve spodní části výrubu.



Vrtná souprava Casagrande PG 115 s prodlouženou lafetou při realizaci ochranné obálky ze sloupů tryskové injektáže z prostoru stavební jámy přes portálovou podzemní stěnu



Pohled na dokončenou I. etapu ražby s horizontálně členěnou kalotou



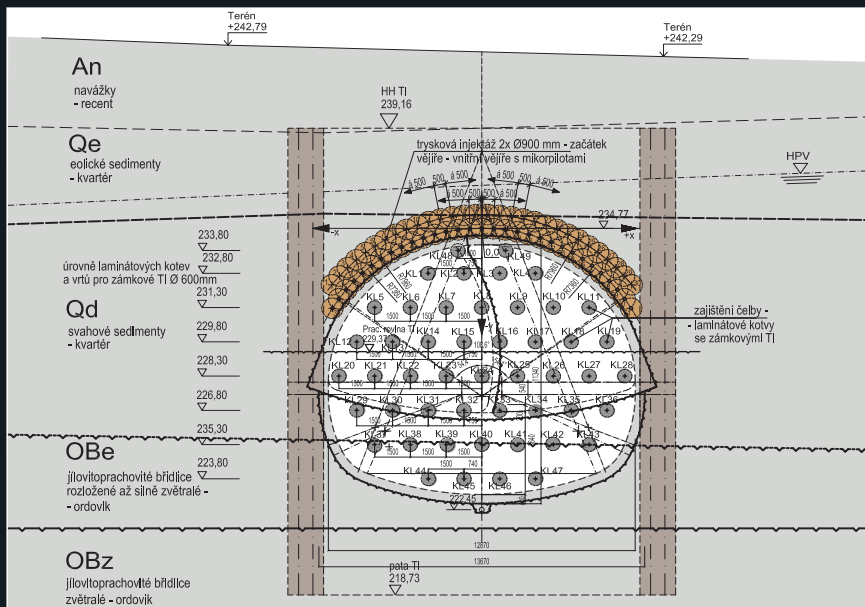
Vrtání ochranné obálky TI z prostoru tunelu pro zajištění 3. etapy ražby

vytvořenými sekcemi ve čtyřech etapách. Jednotlivé etapy ražby byly zahájeny vždy až po dokončení příslušné etapy ochranných deštníků z TI a mikropilot. První deštník byl zhotoven přes portálovou žlb. podzemní stěnu v časové a technologické vazbě na hloubení stavební jámy. Vzhledem k požadované rychlosti výstavby (omezení dopravních výluk) byla vyvinuta metoda strojního utěsnění vrtu při provádění dovrchních sloupů TI po dokončení injektáže, která výrazně zkrátila technologické přestávky. Veškeré provedené sanační práce byly před zahájením ražeb jednotlivých úseků vždy ověřeny pomocí zkoušek provedených na vzorcích získaných pomocí jádrových odvrtů. Jelikož v průběhu výstavby vznikl dodatečný požadavek projektanta na zvýšení pevnosti geokompozitu z TI, byly ve stavební jámě provedeny zkušební sloupce TI vytvořené s upravenou recepturou. Odkoušená upravená receptura byla následně použita pro sloupce deštníků 2., 3. a 4. úseku, přičemž dosažená a odkoušená pevnost v tlaku vytvořeného geokompozitu byla okolo 5 MPa.

Zajištění čelby

Posledním prvkem zpevnění a stabilizace prostředí byla realizace „zámkových“ sloupů TI vyztužených sklolaminátovými kotvami. Zeminové prostředí čelby bylo tímto způsobem zlepšováno v celém profilu výrubu v jednotlivých krocích s postupem ražby. Sloupce TI i kotvy byly postupně zhotoveny nejprve z čelní stěny jámy E1 v prvním úseku s přesahem 2 m přes 1. přepážku do 2. úseku. Dle projektu byly požadovány sloupce TI minimálního průměru 600 mm s minimální pevností proinjektované zeminy po 28 dnech 2,0 MPa.

Sklolaminátové tyče typu Rockbolt K60–25 byly osazeny do převrtů, hloubených vždy minimálně po 48 hodinách od ukončení injektáže daného sloupce TI. Před osazením sklolaminátové kotvy byl vrt nejprve vzestupně vyplněn cementovou suspenzí. Následně byly v souladu s postupem ražeb zajišťovány čelby



Příčný řez sanovaným zeminovým prostředím okolo tunelové trouby pomocí sloupů z tryskové injektáže včetně zajištění čelby, prováděného ve 4 krocích pomocí zámkových sloupů TI a laminátových kotev

2. a 3. úseku. O zajištění spodní části výrubu v těchto úsecích mělo být rozhodnuto až po vyražení jádra a dna 1. úseku, u něhož byla u dna vynechána jedna řada zámkových sloupů – to však mělo výrazný dopad na stabilitu čelby. Proto bylo rozhodnuto zajišťovat čelby dále nejen v celé spodní části výrubu ve všech následujících krocích, ale zajištění posílit i v běžném profilu zvětšením počtu „zámkových“ vrtů.

Z důvodu časové úspory bylo nakonec zajištění spodní části výrubu 3. a 4. úseku realizováno celé najednou z prostoru 2. přepážky. To znamenalo provést sloupě TI s laminátovými kótami extrémní délky 19,5 m! Již v předchozích krocích docházelo vzhledem k velkým délkám „zámkových“ vrtů při jejich převrtávání pro osazení laminátových kotev k odklonu vrtů od sloupě TI, což znamenalo, že při následné ražbě se některé konce kotev nacházely mimo sloupě TI v prostředí rostlé horniny. Ve 4. úseku se tento jev, vzhledem k délce prvků, samozřejmě ještě prohloubil; neměl však negativní dopad na stabilitu čelby, ta tím paradoxně byla, dá se říci, ještě rovnoměrněji zajištěna.

Práce v blízkosti inženýrských sítí a jejich ochrana

Před zahájením sanačních prací byly v zájmovém území vytýčeny všechny inženýrské sítě za účasti jejich správců, aby mohly být ochráněny a nebyly stavbou poškozeny. Ověřovací sondami provedenými v zeleném pásu přiléhajícím ke stavební jámě a v prostoru chodníku ul. Evropská pak byla upřesněna předpokládaná poloha jednotlivých el. a sdělovacích kabelů. Vzhledem k jejich velké hustotě v některých místech byl s nejvyšší opatrností ručně vyhlouben předvýkop šířky cca 1,5–2 m, hloubky cca

1,5 m a délky cca 10 m, aby tak mohly být odhaleny všechny kabely. Mezi ně pak byly osazeny průchodky pro vrty a výkop bylo možné zasypat. Podobná situace byla i na

druhé straně ul. Evropské, kde bylo nutné ručním předvýkopem odhalit stávající kabelovod, vodovod a el. kabely.

Jelikož vrty těsnicí tryskové injektáže byly prováděny také v bezprostřední blízkosti zděné páteřní kanalizační stoky (R41) a jejich přípojek, bylo bezpodmínečně nutné v předstihu provést její prohlídku a pasportizaci za přítomnosti správce kanalizace. Stoka o rozměrech 700/1250 mm probíhá v délce cca 1000 m pod Evropskou ulicí, paralelně s trasou TBM. Vzhledem k tomu, že se stoka nachází v hloubce cca 4,5 m pod povrchem Evropské ulice v těsném nadloží nad realizovanými sloupě TI ve 3. úseku ražby (líc sloupě je cca 0,5–1,0 m od ostění kanalizace), byla monitorována pomocí on-line přenosu dat z osazených tyčových deformometrů uvnitř kanalizace přímo do zařízení staveniště. Správce totiž nesouhlasil s preventivním dočasným rozepřením této kanalizace. Technik dohlížející na realizaci TI tak mohl okamžitě reagovat a přijmout případná opatření. Při realizaci několika sloupě TI ve 3. úseku byla zaznamenána konvergence stoky ve vodorovném



Zajišťování čelby pomocí „zámkových“ sloupě TI a laminátových kotev



Detailní pohled na čelbu v levé části kaloty stabilizovanou pomocí „zámkových“ vrtů TI a laminátových kotev



Sanovaná část nestabilní čelby spodní části výrubu I. etapy ražby – následně byly doplněny „zámkové“ vrty v této spodní oblasti ve všech dalších etapách

směru a divergence ve svíslém s deformací v řádu několika centimetrů. Provádění sloupů TI bylo proto zastaveno a proběhlo nové jednání se správcem kanalizace. Následně byla stoka rozepřena vodorovnými rozpěrami (příčemž bylo nutné provést demontáž

a reinstalace systému kontinuálního monitoringu). Po dokončení prací ve třetím úseku bylo provizorní vystrojení odstraněno a byla provedena nová prohlídka s vyhodnocením stavu kanalizace.

Výměry hlavních technologií speciálního zakládání

- hloubka těsnicí stěny z TI 21-24 m
- půdorysná délka dvouřadé těsnicí stěny z TI 87,9 m

1. etapa – realizace dvouřadé těsnicí tryskové injektáže z povrchu (ø sloupu 900 mm, délka sloupů až 24 m)
- celkem vrtů 9118 m
 - celkem vytryskaných sloupů TI 7596 m
 - spotřeba směsi 3688 m³

2. etapa – realizace dvouřadé těsnicí tryskové injektáže z povrchu (ø sloupu 900 mm, délka sloupů až 24 m)
- celkem vrtů 6363 m
 - celkem vytryskaných sloupů TI 5044 m
 - spotřeba směsi 2553 m³

3. etapa – postupná realizace zajištění výrubu raženého tunelu ve čtyřech sekcích:

- a) dvouřadý ochranný deštník ze sloupů tryskové injektáže,
- b) jednořadý ochranný deštník z mikropilot,
- c) zámkové sloupy tryskové injektáže do čelby,
- d) sklolaminátové kotvy do čelby.

- průměr sloupu ochranného deštníku z TI 900 mm
- průměr zámkových sloupů TI 600 mm
- profil mikropilot 114/10 mm
- profil sklolaminátových kotev Rockbolt K60-25
- délka sloupů TI až 19,5 m
- celkem vrtů 10 931 m
- celkem vytryskaných sloupů TI ø 600 mm 2463 m
- celkem vytryskaných sloupů TI ø 900 mm 3342 m
- celkem mikropilot 1845 m
- celkem sklolaminátových kotev 2674 m
- celkem injekční směsi 2076 m³

Časový harmonogram průběhu výstavby

- 1. etapa – realizace dvouřadé TI z povrchu: 24. 9.–29. 11. 2011
- 2. etapa – realizace dvouřadé TI z povrchu: 26. 1.–3. 4. 2012
- 3. etapa – postupné zajišťování výrubu tunelu: 14. 3.–2. 8. 2012

Závěr

S odstupem času můžeme konstatovat, že po určitých počátečních obtížích (korekce geometrie, úprava receptur, do-ladění postupů výstavby apod.) proběhly všechny výše uvedené stavební práce úspěšně

a umožnily bezproblémové ražby tunelu bez jakýchkoliv závažnějších negativních dopadů na okolí a dopravu. Tramvajová a automobilová doprava na páteřní Evropské komunikaci nemusela být nikdy během provádění prací ani krátkodobě přerušena a byla pouze stanovena snížená rychlost při průjezdu pro tramvaje a uzavírány jednotlivé jízdní pruhy pro automobily.

Tento velmi dobrý výsledek stavebních prací ukázal, že při dobrém projekčním řešení a zodpovědné realizaci je možné bezpečně a současně efektivně zajistit i ražbu velkoprofilového tunelu ve velmi komplikovaných geologických podmínkách v prostředí městské zástavby.

Ing. Michael Reměš, Zakládání staveb, a. s.
Foto: Libor Štěřba

Securing driven access tunnel Kanadská (SO 02-29/02)

Changes in technological procedures and in the building schedule that occurred during the construction works on the V.A underground line brought the need to use the E1 construction site equipment located close to Evropská, Kanadská and Velvarská streets to manipulate with boring shields. That was, however, a significant intervention in the original concept. It was therefore necessary to build a connecting tunnel between a foundation pit for the Excavated combined structure on km 15,515 – Kanadská (SO 02-28/01) secured with anchored diaphragm walls, and underground track tubes. This driven access tunnel was primarily designed to pull out both TBM boring shields to the ground after driving works have finished in the Dejvická station. The tunnel leads under Evropská třída road, a thoroughfare with both tram and car traffic, in saturated soil with low overburden. These extremely adverse geological conditions required complicated and demanding remediation of the whole driving area to be carried out in advance. The first remediation phase was carried out from the surface using a system of vertical sealing curtains made of jet grouted columns. Prior to driving works the area above the future excavation was gradually secured with horizontal umbrellas made from jet grouted columns and micropiles; the excavation forefront was further strengthened by lock jet grouted columns with laminate anchors. All works were carried out on the surface without almost any traffic restrictions, with only temporary closures of individual lanes.



Vyražený spojovací tunel s viditelným zaústěním traťových tunelů po průjezdu obou razičích štítů Tonda a Adéla



Letecký pohled na staveniště přístavu Gaženica

PILOTOVÉ ZALOŽENÍ PŘÍSTAVNÍCH MOL PRO TRAJEKTOVÝ TERMINÁL GAŽENICA V ZADARU

Společnost Zakládání staveb, a. s., a její organizační složka Záhřeb se podílely na realizaci v současnosti největšího projektu svého druhu na území nejen Jadranské riviéry, ale i celého Středomoří: založení přístavních mol největšího chorvatského trajektového přístavu v Zadaru.

V Zadaru se staví moderní trajektový přístav, který má ulehčit dopravě ve starém městském jádru, kde se dosud nachází stávající osobní přístav. Objem dopravy přes starý přístav už dávno přesáhl jeho prostorové, námořní a funkční možnosti. Ročně jím projde 2,7 mil. cestujících a 350 tisíc vozidel, meziroční nárůst přepravy činí 8 %. Nový přístav se má stát důležitým dopravním uzlem osobní přepravy a přilákat více turistů do oblasti severní Dalmácie, jíž je Zadar centrem. Kromě toho, že cestující a vozidla již nebudou ucpávat poloostrov s historickým centrem města a dojde ke snížení emisí výfukových plynů, bude moci nový terminál přijímat i velikokapacitní výletní okružní lodě typu cruiser, které se v současné době Zadaru vyhýbají. V nové lokalitě, místní části a průmyslové zóně Gaženica s přímým spojením s dálnicí A1 i blízkým letištěm Zemunik, zároveň vznikne nové turistické a obchodní centrum, které významně podpoří místní hospodářství. V místě se plánuje i výstavba kontejnerového terminálu, který též přispěje k rozvoji nejen města, ale i ekonomiky v celonárodním měřítku. Nový systém spojení a větší počet linek, spojujících pevninu a ostrovy

Zadarského souostroví i další přístavy na chorvatském a italském pobřeží, umožní jejich rychlejší hospodářský rozvoj. Po kompletním dokončení v roce 2014 bude přístav schopen přijmout najednou šest trajektů délky 50–150 m, plujících na místních linkách, tři lodě mezinárodních linek o délce 150–200 m a tři cruisery o délce 250–350 m. Zároveň bude modernizováno přístaviště pro flotilu místních rybářských lodí. Celkové náklady na investici činí 263 mil. €.

V dalších projektech navazujících na nový přístav se počítá se vznikem dvou naučně-zábavných parků (Tisíc ostrovů a Věčný Zadar), vodního parku, terminálu pobřežní železnice a mnoha dalších atrakcí, které mají do této lokality přilákat ještě více turistů.

Lokalita

Staveniště přístavu leží při jihovýchodním okraji Zadaru v mělké zátocce Bregdetti (albánsky znamená „pobřeží“) Zadarského kanálu mezi pevninou a ostrovem Ugljan. Investor, Lučka uprava – ředitelství přístavu Zadar, začal s přípravou projektu už v roce 1997, kdy byly zpracovávány první urbanistické návrhy a projekty uspořádání trajektových

terminálů. V roce 2008 bylo vydáno stavební povolení. Generálním dodavatelem stavebních prací, které jsou rozloženy do několika fází, se stala společnost Strabag, která v letech 2009–2011 realizovala 1. a 2. fázi první etapy – terénní úpravy, zahrnující výstavbu umělého poloostrova a zarovnaní a prohloubení dna v místě budoucích přístavních mol. Výběrové řízení na 3. a 4. fázi – výstavbu vlastního přístavu a jeho infrastruktury – vyhrála v roce 2011 opět společnost Strabag. Koncem roku 2011 s ní pak Zakládání staveb, a. s., podepsalo smlouvu o dodávce pilotového založení veškerých přístavních mol a dalších objektů přístavu.

Projektové řešení a geologické poměry

Prováděcí projekt přístavu společně vypracovaly společnosti IGH Záhřeb a Rijekaprojekt Rijeka. Přístav je budován na uměle vytvořeném násypovém tělese zhotoveném v předchozích fázích výstavby. Násyp je tvořen hrubě drceným kamenitým materiálem z místních hornin, převážně vápence a dolomitu; frakce 0–500 kg je ve vrstvě ode dna do úrovně +0,6 m nad hladinu moře a frakce 0–100 kg do úrovně konečné kóty násypu. Mocnost násypu dosahuje 7–10 m. Přístaviště osobního, trajektového a rybářského přístavu se skládají celkem ze čtyř mol vyběhávajících od pevniny do moře a několika příbřežních přístavišť. Ta jsou založena plošně a skládají se z gravitační konstrukce, kterou

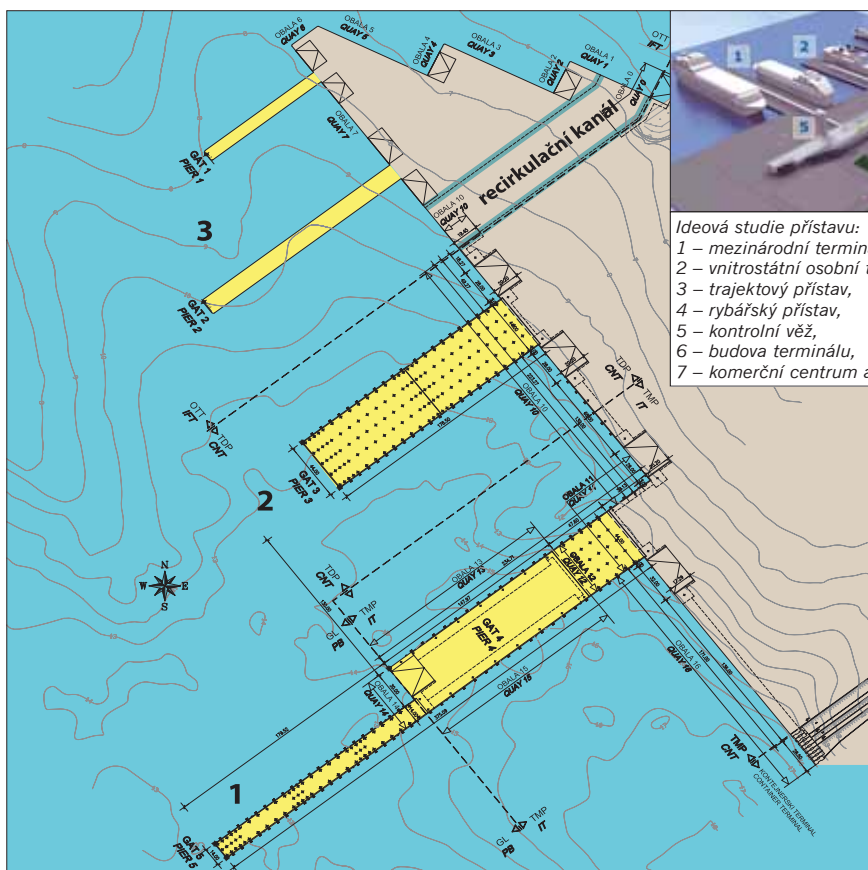


Schéma jednotlivých stavebních objektů

tvorí masivní betonové bloky o hmotnosti 75 až 120 tun. Jednotlivá mola jsou založena na dvou až pěti řadách pilot, které umožní proudění mořské vody v přístavu a neovlivní tak pobřežní ekosystém.

Molo mezinárodního terminálu sestává ze tří částí. První příbřežní část spočívá na 25 ks pilot; hloubka moře se zde pohybuje mezi 10 a 13 m. Na něj navazující část je založena plošně z prefabrikovaných bloků a další část – hlavní vlnolam, sloužící jako prodloužení mezinárodního terminálu –, je založen na 69 ks pilot při hloubce moře 13–18 m. Molo vnitrostátního osobního terminálu spočívá na 135 ks

pilot při hloubce moře 10–13 m. Vnitrostátní trajektová mola č. 1 a 2 jsou založena na 2krát 32 ks pilot při hloubce moře okolo 8–10 m. Rybářský přístav a příbřežní přístaviště vnitrostátních trajektů jsou založena plošně okolo vnitřního bazénu přístavu. Další stavbou na pilotách je tzv. recirkulační kanál, který zajišťuje cirkulaci vody mezi volným mořem a bazénem rybářského přístavu. Kanál je založen na 60 ks pilot ve čtyřech řadách, hloubka moře je zde pouhých 5–10 m.

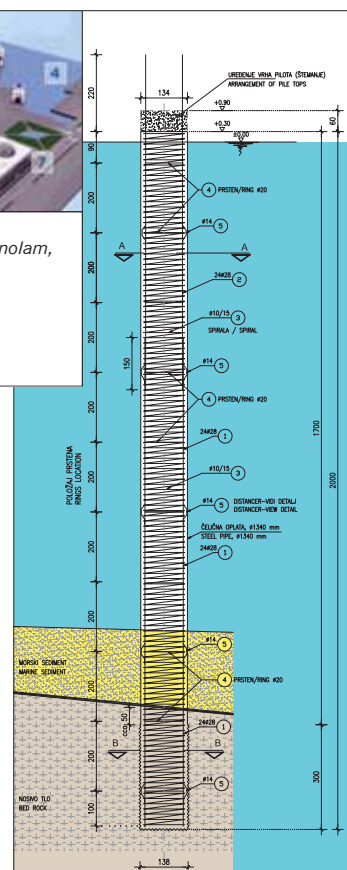
Pod násypem a na mořském dně leží mořské sedimenty – nejprve měkké, jemnozrné, dále písčité až šterkovité. Jejich celková mocnost



Zimní idyla na Jadranu



Ideová studie přístavu:
 1 – mezinárodní terminál a hlavní vlnolam,
 2 – vnitrostátní osobní terminál,
 3 – trajektový přístav,
 4 – rybářský přístav,
 5 – kontrolní věž,
 6 – budova terminálu,
 7 – komerční centrum a garáže.



Schematický řez pilotou

se pohybuje od 1 do 5 m. V některých místech tvoří mořské dno přímo podložní horniny, zejména tam, kde muselo být prohloubeno na projektem požadovanou hloubku. Pod kvartérními uloženinami se nacházejí druhohorní vápenec a dolomit místy prostoupené vrstvami slínovce. Pevnost tvrdého kompaktního vápence či dolomitu dosahovala 60–80 MPa, pevnost slínovce byla podstatně nižší. Dno je v rozsahu celého staveniště prakticky rovinné.

Systém a objem pilotového založení

Všechny piloty v celkové počtu 353 ks jsou průměru 1340 mm s rozšířenou patou na 1500 mm, vetknutou 3,0–4,5 m do zdravého skalního podloží. Piloty jsou opatřeny trvalou výpažnicí o průměru 1340/60 mm. Ta je zapuštěna min. 0,5 m pod povrch skalního podloží. Pro zhotovení pilot byly stanoveny přísné tolerance: výška hlavy ± 5 cm, půdorysné umístění do 10 cm ve všech směrech od ideálního středu.

Piloty jsou rozmístěny v rastru různých roztečí (10x10 m, 12x12 m, 8x10 m apod.). Na upravené piloty jsou betonovány na místě tzv. náhlavní trámy, na které je ukládán systém prefabrikovaných železobetonových trámů, následně zmonolitněných opět na místě betonovanou železobetonovou deskou.

Při vrtání ve skalním podloží byla místy zastížena silně zvětralá hornina, kde bylo nutné dle požadavku geologického dozoru prodloužit hloubku vrtu. Změny v tvrdosti hornin byly



Ponton MPS s vrtnou soupravou Bauer BG 36H

výrazné a nepředpokladatelné. U více než 30 % pilot příbřežního přístaviště se délka vrtů zkracovala kvůli velmi tvrdému dolomitu. Naopak u hlavního vlnolamu byly oblasti, kde tvrdé podloží nebylo zastiženo vůbec a dle příkazu stavebního dozoru byly vrty hloubeny přes vrstvy měkkého flyše až do hloubky –31,0 m. n. m, kde jsou tedy zároveň zhotoveny nejdelší piloty. Délky pilot se pohybovaly v rozmezí 9,80–31,30 m při průměrné délce 19,5 m. Na všech pilotách byla prováděna kontrola integrity ultrazvukem.

Příprava a postup výstavby

Společnost Zakládání staveb, a. s., realizovala v minulosti celou řadu staveb na moři, naposledy v přístavu Gruž v Dubrovniku (viz článek v ZAKLÁDÁNÍ 4/2011). S ohledem na získané zkušenosti bylo jasné, že se jedná o technicky a organizačně velmi složitou stavbu, zejména když doba na její přípravu byla velmi krátká. Vzhledem ke stanovenému termínu prací bylo

nutné nasadit dvě vrtné soupravy s příslušnými pontony a obslužnou mechanizací. Použity byly dvě kompletní sestavy mechanizace – vrtné soupravy Bauer BG36H s pásovým jeřábem Kobelco. Příznivá morfologie dna dovolila využít podpírané „semi jack-up“ pontony od nizozemské firmy MPS o rozměrech 24x17x1,98 m, resp. 24x17x2,44 m, a výtlačku 416, resp. 580, tun. Pontony jsou opatřeny opěrnými nohama o průměru 762 mm, délky 24 m na hydraulický pohon. Součástí každého pontonu, který se skládal z 18 sekcí, byla hydraulická jednotka, zajišťující manipulaci s nohami a kotvicími vrátky. Jednalo se o modulární pontony, jejichž jednotlivé sekce byly převezeny nákladními návěsy z Nizozemska do Zadaru, kde se skládaly do požadované konfigurace. Vybrané pontony splnily veškeré požadavky na stabilitu a měly dostatečně velkou plochu pro umístění pažnic, vrtného nářadí a ostatního vybavení. Na pontonech byla zhotovena pracovní plocha včetně konzolní konstrukce pro



Portálový jeřáb při nakládání výpažnice

vrtání přes okraj paluby. Pracovní plocha zároveň chránila palubu pontonu proti poškození. S výjimkou recirkulačního kanálu byly veškeré práce prováděny na volném moři – nejvzdálenější piloty se nacházely až 300 m od pevniny, proto byly součástí pracovní flotily obslužné čluny a trajekt pro dopravu armokošů a betonu v domíchávacích k místům vrtů. Pro betonáž bylo používáno stacionární čerpadlo Meckbo. Piloty byly vytyčovány pomocí přístroje GPS, napojeného na centrální databázi vytyčovací prvků staveniště. Pro účely nakládání betonových bloků, ale i zásobování výroby pilot postavil investor dočasné přístaviště, kde se portálovým jeřábem nakládaly armokoše a naložovaly automixy. V nepřetržitém pracovním cyklu bylo nutné realizovat dva kusy pilot denně. Výroba přitom musela být zorganizována tak, aby betonáž bylo možné zajistit pouze s jedním čerpadlem a jedním trajektem na dopravu armokošů a betonu. To znamenalo naplánovat jednotlivé činnosti obou souprav tak, aby nedošlo k souběhu betonáží. Jednalo se tedy o poměrně složitý logistický problém s ohledem na související operace – výrobu armokošů, dovoz betonu a délku betonáže, eventuální úpravu délky výpažnice, dobu přemísťování pontonu, vytyčování piloty a ustavení pontonu, ale často i špatné počasí. Krom toho je třeba připomenout, že pracovní flotily Zakládání staveb, a. s., nebyly na moři osamocené, ale ve stejném čase na celém projektu pracovali i ostatní zhotovitelé, a to pod hladinou i na hladině (pokládání betonových bloků, střílení dna, čištění a vyrovnávání mořského dna).

Realizace

Vlastní stavba začala zhotovením šesti pilot na břehu na souvisejícím objektu „Most Ričina 2“ a části pilot na recirkulačním kanálu. To byla dobrá příležitost k vyzkoušení připravené technologie, mimo jiné osazování armokošů společně s trvalou výpažnicí v jednom



Spolupráce vrtné soupravy a jeřábu při osazování výpažnice s armokošem



Obslužný trajekt „Otocí“ s naloděnými domíchávací připlouvá k pontonu



Vrtání pilot na volném moři

kuse. Cílem této úpravy bylo zkrátit čas osazování výztuže na minimum, aby se co nejdříve uvolnil trajekt, který musel obsluhovat oba pontony.

Původní výběr tlačného člunu a nákladního „ro-ro“ člunu ukázal svoje slabosti už při montáži pontonu. Proto jsme se rozhodli najmout trajekt typu „Otocí“, což je typ katamaránového trajektu s dvěma motory o celkovém výkonu přes 900 k, který byl dostatečně silný a stabilní pro provádění všech operací i při ztížených povětrnostních podmínkách.

Práce byly zahájeny v zimním období, a to na hlavním vlnolamu, vzdáleném 180 m od břehu. V únoru zasáhla Chorvatsko vlna mrazů, kterou zde nepamatují více než 50 let. Teplota i na jadranském pobřeží poklesla na týden až k -10 °C, napadlo zde i několik desítek cm sněhu a práce musely být přerušeny, protože místní infrastruktura není na podobné počasí připravena. Další nepříznivý vliv představoval prudký vítr, ať již „jugo“ od moře nebo „bura“ od pevniny, dosahující rychlosti i přes 100 km v hodině, který s různou intenzitou provázel stavbu po celou dobu.

Při bouřlivém větru a velkých vlnách bylo nutné odložit posouvání pontonu nejen z důvodu nemožnosti manipulace a přesného ustavení, ale i proto, že hrozila možnost nárůstu na čerstvě zabetonované piloty. Několikrát musely být práce zcela přerušeny kvůli bezpečnosti pracovníků, protože v prudkém větru nebylo možné manipulovat s pažnicemi, případně vůbec bezpečně dopravit osádku nebo materiál na pracoviště.

Vrtání se provádělo kombinací skalního spirálového vrtáku, skalního hrnce a jádrováků průměrů 1080–1360 mm. S ohledem na přísné tolerance v umístění pilot bylo nutné co nejpresněji zahloubit první pažnici o průměru 1500 mm (mezera mezi pažnicí kolonou a trvalou výpažnicí při osazování byla pouze 40 mm). Osádky strojů byly schopny vyhloubit vrt pro pilotu v časovém rozmezí 3–8 hodin. Další operací bylo osazování armokoše

a trvalé výpažnice o průměru 1340 mm pomocí jeřábu, kterému při zdvihání pomáhala vrátkem vrtná souprava. Tato operace trvala kolem 1 hodiny. Hmotnost armokoše včetně trvalé výpažnice činila 314 kg/m a u nejdelších pilot tak přesahovala 10 t.

V technologickém postupu, který byl schválen investorem, technickým dozorem a generálním dodavatelem, byl upřesněn každý krok výroby pilot s důrazem na geodetickou přesnost vrtu. Vrty byly vytyčovány pomocí GPS roveru Leica. Po ustavení pažnice na pozici byla v přítomnosti technického dozoru provedena kontrola pozice vrtu a teprve poté bylo povoleno vrtání.

Následná betonáž se prováděla pomocí stacionární pumpy Meckbo a betonovací kolony. Betonáž spolu s postupným odpažováním trvala 3 až 5 hodin v závislosti na délce vrtu. Jedním z rizik prací byla nadspotřeba betonu, neboť v případě jeho nedostatku bylo nutné beton dopravit trajektem, což představovalo časovou prodlevu minimálně 1,5 hod. Po betonáži bylo provedeno kontrolní zaměření pozice pilot. Operace přesunu pontonu na pozici trvala na začátku prací i přes 2 hodiny, ale časem, po získání zkušeností, to osádky dokázaly i za 30 minut.

V termínu do začátku turistické sezóny byla pro pilotážské práce povolena 24hodinová pracovní doba, od 15. července pak bylo kvůli omezení hluchnosti možné vrtat jen do půlnoci. Harmonogram prací se tedy musel upravit tak, že do půlnoci probíhaly vrtné práce, potom se ustavoval ponton, zavrtávala pažnice na pozice pilot, prováděla údržba a oprava vrtného nářadí. Přes den se pokračovalo ve vrtání, osazování výztuže a betonáži.

Závěr

Společnost Zakládání staveb, a. s., koncem září 2012 předala stavbu všech 359 pilot v požadovaných tolerancích a kvalitě, kterou potvrdily zkoušky integrity. Stavba, s ohledem na svou důležitost a rozsah, vyžadovala úzkou spolupráci se všemi jejími účastníky.

Spolupráce s generálním dodavatelem, který zajišťoval dodávku veškerého materiálu na výrobu pilot, se po krátké době dostala na velmi vysokou úroveň. Služba stavebního dozoru IGH Split svoji práci odváděla profesionálně, s konstruktivním přístupem k řešení všech problémů. Navíc si většina pracovníků chorvatské organizační složky i mateřské firmy, která realizaci zajišťovala, odnáší nové poznatky a cenné zkušenosti z realizace této nanejvýš zajímavé stavby – mimo jiné se po více než tři čtvrtě roce trvání stavby z každého ze zúčastněných stal zkušený námořník.

Na závěr ještě rekapitulace provedených prací:

Celkový počet pilot: 359 ks

Úhrnná délka pilot: 6975 m

Průměrná délka piloty: 19,5 m (9,80–31,30 m)

Hmotnost uložené výztuže (včetně trvalé výpažnice): 2 197 125 kg

Objem uloženého betonu: 9855 m³

Investor stavby: Lučka uprava Zadar (Ředitelství přístavu Zadar)

Generální dodavatel: Strabag, d. o. o., Záhřeb, Chorvatsko

Dodavatel pilotového založení:

Zakladani staveb, a. s., Podružnica Zagreb

Ing. Ivan Gajski, Zakladani staveb, a. s., Podružnica Zagreb

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

Foto: archiv Zakládání staveb, a. s.

Pile foundation of piers for the ferry terminal Gaženica in Zadar

The Zakládání staveb Co. and its branch in Záhřeb have taken part in the realisation of the currently largest project of its kind not only in the area of Adriatic Riviera but in the Mediterranean as such – carrying out pier foundations for the largest Croatian ferry port in Zadar.