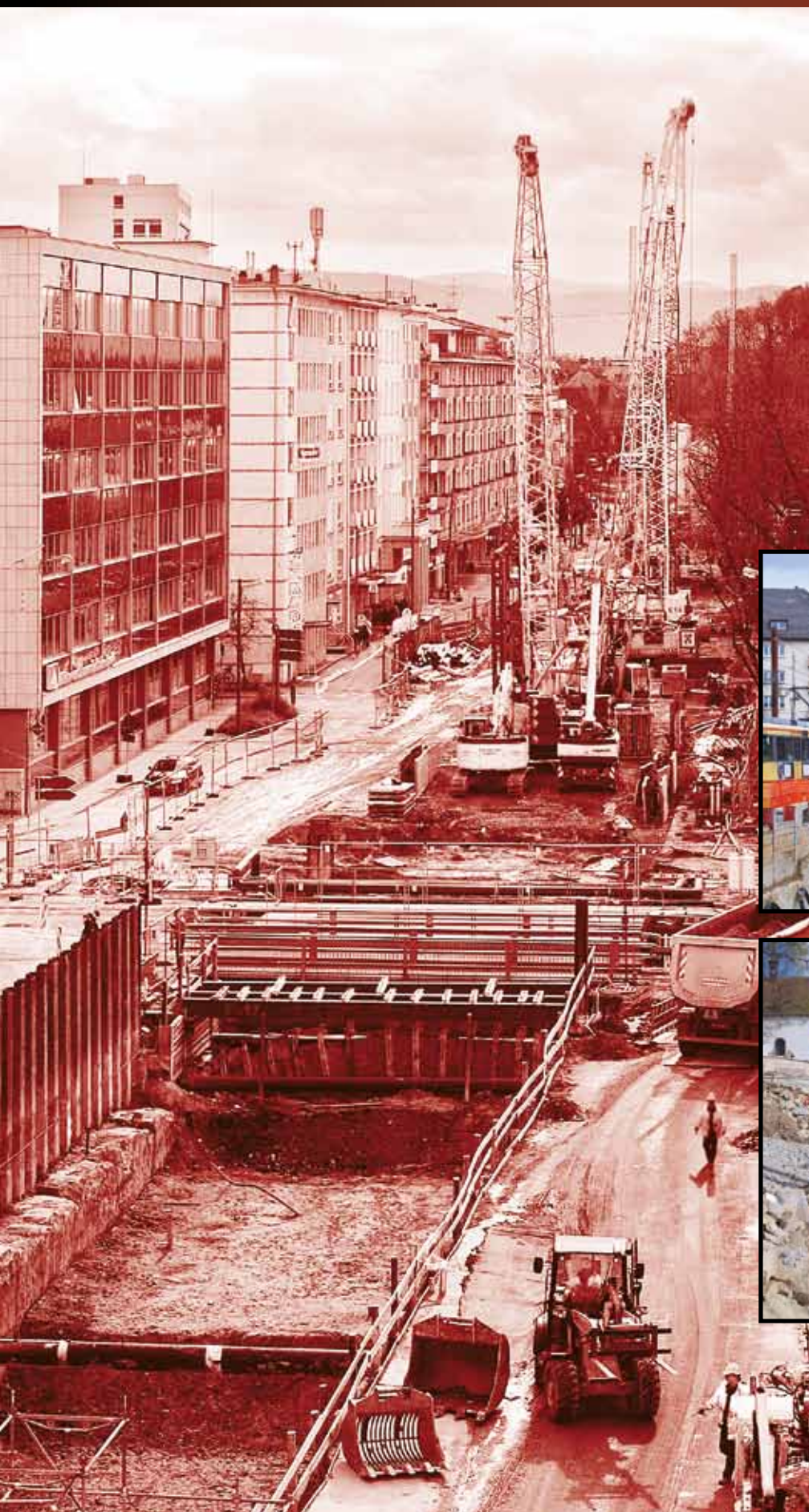


ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

3/2015

Ročník XXVII



- GEOTERMÁLNÍ VÝMĚNÍKY – PŘIDANÁ HODNOTA ZÁKLADOVÝCH PRVKŮ
- KARLSRUHE – ROZSÁHLÝ PROJEKT MĚSTSKÉHO TUNELU S ÚČASTÍ ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, A. S.
- PURKAREC – ZALOŽENÍ NOVÉHO PŘÍSTAVIŠTĚ NA VODNÍ NÁDRŽI HNĚVKOVICE
- HOLEČKOVA 26 V PRAZE 5 – ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V PŘÍKRÉM SVAHU PETŘÍNA





VÝROBNÍ PROGRAM

- 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
- Sklárky 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

ZAKLADÁNÍ STAVEB, a. s.

K jezu 1, P. S. 21
143 01 Praha 4,
tel.: 244 004 111,
fax: 241 773 713
e-mail: mailbox@zakladani.cz
www.zakladani.cz,
www.zakladani.com



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. Petr Nosek
Ing. Michael Remeš
Ing. Jan Šperger

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

Foto na titulní straně:
k článku na str. 16, Libor Štěrba
Překlady anotací:
Mgr. Klára Ouředníková
Design & Layout:
Jan Kadoun a Ing. Jan Bradovka
Tisk:
H.R.G. spol. s r. o.

Ročník XXVII
3/2015
Vyšlo 2. 11. 2015
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2015 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

SERIÁL

Historie speciálního zakládání staveb – 9. část 2
Ing. Jindřich Řiřica, ADSZS

TEORIE A PRAXE

O původu zemních tlaků a jejich vyčíslování 8
Ing. Petr Hurych

Geotermální výměníky – přidaná hodnota základových prvků 10
Mgr. Jan Budkovský, Zakládání staveb, a. s.

AKTUALITY

**Přístaviště na dolním Labi byla oceněna v soutěži
ČESKÁ DOPRAVNÍ STAVBA/TECHNOLOGIE/INOVAČE ROKU 2014** 12
Ing. Dana Malečková, Ing. Jindřich Tuzar,
PSK TUZAR, s. r. o., redakčně upraveno

Děkovná plavba společnosti Energeia 13
Redakce

DOPRAVNÍ STAVBY

**Sanace zárubní zdi na nově budované dálnici D1 na Slovensku
v úseku Jánovce–Jablňov, I. úsek** 14
Ing. Ondřej Vít, Zakládání staveb, a. s.

**Zakládání staveb, a. s., v Bádensku-Württembersku aneb Podíl na pracích
speciálního zakládání rozsáhlého projektu městského tunelu v Karlsruhe** 16
Ing. Radek Obst, Zakládání staveb, a. s.

Podzemní a těsnicí stěny na městském tunelu v Karlsruhe 23
Ing. Jan Blažek, Zakládání staveb, a. s.

Ražba tunelu ve směru východ – západ technologií TBM 26
Ing. Robert Dostál, Metrostav, a. s.

Založení nového přístaviště Purkarec na Vodní nádrži Hněvkovice na Vltavě 27
Ing. Dana Malečková a Ing. Jindřich Tuzar

Realizace založení svislých prvků přístaviště 29
Ing. Ladislav Košíček, Zakládání staveb, a. s.

OBČANSKÉ STAVBY

**Holečkova 26 v Praze 5 – zajištění stavební jámy
v příkrém svahu petřínského vrchu** 30
Ing. Tomáš Ředina, FG Consult, s. r. o.

Realizace 33
František Šedivý, Zakládání Group, a. s.

HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 9. ČÁST

V tomto pokračování našeho seriálu navazujeme na dějiny činnosti v oblasti hloubení základů a dostáváme se k jejímu technickému vrcholu při pažení hlubokých základových jam. V minulé části jsme již vstoupili na specifické pole návodních jímek a ukázali tak hluboké historické kořeny a pozvolný vývoj potřebných technologií i rozhodujících materiálů souvisejících s rozvojem popisované tematiky a pro ni nezbytných. Nyní se tedy budeme zabývat vzestupnou fází těchto metod. Ve stavební profesi jsou natolik pozitivně oceňovány, že se to promítlo i do názvosloví, a často jsou proto intimně označovány jakoby rodinnými jmény svého původu, tedy „berlínská“, „janovská“ či „milánská“. Podzemní stěny si zaslouží ještě podrobnější pojednání v příští části seriálu.

Historické počátky pažicích stěn

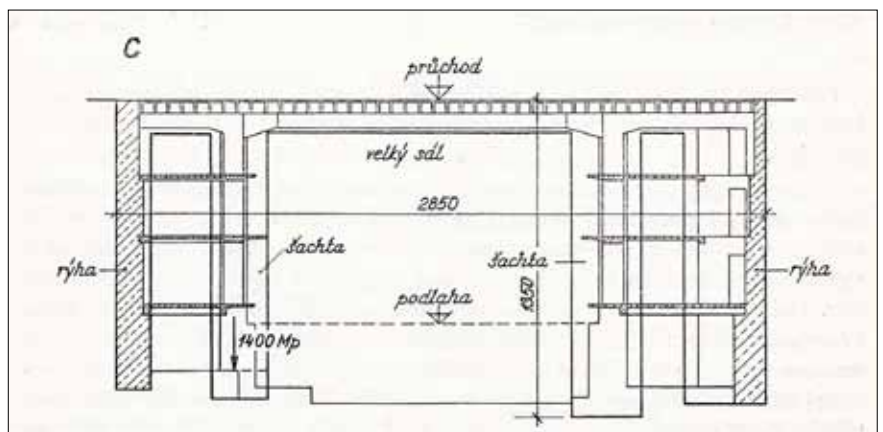
Původně se konstrukce pažení stěn hlubokých výkopů označovala názvem roubení a svůj dějinný zrod měla tato činnost při zajištění hlubokých studní. U takových výkopů o poměrně malém průřezu byly trámové prvky roubení pokládány vodorovně a souvisle na sebe podobně jako u dřevěných roubených staveb a měly současně funkci pažení i rozpírání stěn. Jejich počátky jsou dokládány v neolitické době asi 7500 let př. n. l. Pozdější vývoj roubení studní dospěl k využití klenbového účinku u kruhových studní s trvalou kamennou obezdívkou zhruba 3500 let př. n. l. (viz 7. část seriálu). Rozvoj civilizace využíval ve starověku různé výhodné možnosti poskytované přírodou pro potřebné stavby a nepouštěl se do příliš obtížných akcí, kde by bylo náročné roubení vyžadováno. Výjimkami byly návodní a báňské stavby. Prvopočátky hornictví jsou sice archeologicky doloženy již v době paleolitu 43 000 let př. n. l., kdy byly v jeskyních Swazilandu kopány barevné hlíny nebo podobně na jiných místech těženy pazourek. Ale systematictější báňská činnost nastala až s příchodem doby bronzové, zhruba 3000 let př. n. l. Kromě podzemní jeskynní těžby však probíhalo získávání potřebných surovin většinou povrchově. Ražbu šachet a štol, kde bylo využíváno dřevěné roubení, rozšířili intenzivně až Římané na počátku našeho letopočtu, a to zejména ve Španělsku a Británii. K opravdovému rozvoji hornictví došlo teprve ve středověku s rostoucí poptávkou po železe na zbraně a brnění. V průběhu tohoto vývoje se prohlubovaly zkušenosti s roubením a poznáváním odlišností účinků pažení a jeho rozpírání. Zároveň se tyto znalosti přenášely do jiné široké oblasti stavitelství – do opevňování pro potřeby zajištění základových rýh i jam, kde ovšem nebylo možno využívat přirozeného klenbového účinku zemín jako u podzemních štol. Dalo se však využít zkušeností ze staveb návodních jímek a z jejich rozpírání proti působení vodního tlaku. Všechny tyto empirické znalosti se konečně v průmyslové revoluci 19. století napojily i na teoretické zdroje dosud pomalu vznikající geotechnické vědy a hledaly cesty k účinnému navrhování roubených konstrukcí vzdorujících kombinovaným zemním tlakům. Zásadní



Obr. 1: Částečně roubená a pažená jáma, hloubená v poměrně stabilní zemině pro stanici pařížského metra v roce 1899 s obsluhou parního jeřábu (internet)

akcelerace vývoje však nastala v této oblasti až s příchodem silné mechanizace před polovinou 20. století. Strojní hloubení upřednostnilo svahování u mělčích jam, ale zároveň podnítilo potřebu návrhu pažicích konstrukcí pro hlubší jámy, zejména v městské zástavbě. Připomeňme si proto nejdříve, jak vypadalo zajištění výkopů velkých projektů na počátku 20. století (obr. 1). V málo stabilních zeminách vytvářelo klasické pažení a roubení

hustou sítí rozpěr, znemožňující použití nově dostupné mechanizace. Vždyť u nás se tak stavěla rozlehlá, 12 m hluboká jáma pro budovu ČNB v Praze Na Příkopě ještě v roce 1936. Práce probíhaly v suché písčité zemině ve spleti výdřevy postupně po dlouhé tři roky. Při této příležitosti je ovšem nutno zmínit ojedinělé a zcela inovativní řešení zakládání v podobných podmínkách, které předvedl náš geniální stavitel **profesor Karel Bechyně**



Obr. 2: Zakládání velkého podzemního sálu pražského paláce Lucerna s pomocí ručně kopaných obvodových stěn v šachtách a s vytěžením jámy pod ochranou stropu při rozpírání obvodovými balkóny; podle návrhu prof. Bechyně v roce 1916 (Z. Bažant, 1966)



Obr. 3: Výkop jámy zajištěné raženým záporovým pažením pro hloubený tunel berlínské U-bahn na Dresdener Strasse v roce 1907 (internet)

již v roce 1914 na stavbě podzemního sálu paláce Lucerna v Praze. Nejprve byly tehdy vybetonovány obvodové suterénní zdi v postupně pracně ručně vykopaných šachtách a také tak vnitřní sloupy až na hloubku 13,5m. Potom byla celá budoucí konstrukce rozepřena v úrovni terénu vybetonovaným stropem. A teprve následně probíhala postupná ruční těžba pod ochranou stropu a stěn s rozpíráním hloubené jámy nově zřízovanými konstrukcemi průběžných balkonů po vnitřním obvodě (obr. 2). Jednalo se vlastně o dokonalé **předznamenání metody výstavby Top-Down**, používané hromadně od konce 20. století až poté, co byly k dispozici podzemní stěny i do prostředí s vysokou hladinou podzemní vody. Tento příklad nás uvádí k dějinnému vstupu teorie statiky do oblasti geotechniky, což bylo nevyhnutelnou potřebou procesu zlepšování metod zakládání. Byl tak doháněn rozvoj exaktních výpočetních metod v oblasti klasických stavebních konstrukcí, těžících z výhody sjednocení předpisu jejich materiálových charakteristik. Geotechnika se ale trvale potýkala a i nadále potýká s problémy nejistoty v určení parametrů prostředí základové půdy

a s hledáním příležitých interpretací jejího složitého chování, jelikož neexistuje jediná teorie pokrývající všechny varianty. Poprvé přispěl se zásadním krokem k teorii pažicích konstrukcí slavný profesor Karl Terzaghi, když v roce 1941 vysvětlil kvantitativní vliv deformací na rozdělení zemních tlaků u roubených výkopů. Na podkladě jeho další práce i prací jeho souputníků pak došlo v druhé polovině 20. století ke zrychlení vývoje navrhování pažení. Výrazným aspektem tohoto období bylo, že s příchodem ještě silnější techniky zesílil účinn používání robustních pažicích prvků a zároveň se nově objevila technologie **kotvení přímo přes tyto prvky** bez potřeby roznášecích převážek. Otevřela se cesta k dříve nepředstavitelným projektům extrémně hlubokých základových jam v husté městské zástavbě v součinnosti s podchycováním těsně sousedících objektů bez omezení jejich provozu. Původní pojem roubení ustupoval do pozadí a počalo převládat používání názvu **pažicí stěny** i pro stěny klasicky rozpírané. V 60. letech 20. stol. tak již byla k dispozici mnohá detailní grafická a tabulková řešení, ale od 70. let se s nástupem výpočtové

techniky vyrojily další nové koncepty řešení. Od klasického stavebně-mechanického přístupu s dimenzováním prutového modelu nosníku na tuhých podporách nebo na pružném podkladě se rychle začala prosazovat matematická počítačová řešení využívající metody konečných prvků (MKP), známá z jiných oblastí. A byla také zahájena rozsáhlá polemika o vhodnosti různých konstitutivních modelů závislosti deformací a zatížení, od používání klasických lineárně-elastických závislostí Mohr-Coulombova typu přes novější elastoplastické a hypoplastické modely. Řada odborníků ovšem upozorňovala na značně omezenou platnost modelů v odlišných podmínkách a na riziko jejich uživatelsky snadného, ale nedostatečně kvalifikovaného použití. I u nás vstoupila tato metoda návrhových výpočtů na základě MKP poměrně brzy na začátku 70. let do povědomí odborné veřejnosti. A na začátku 21. století zde již začaly padat nápady, že by s dalším vývojem takových nástrojů mohl provádět statický návrh geotechnické konstrukce i laik. Ten by ovšem nebyl schopen plnit úlohu inženýra-geotechnika, spočívající v určení vstupních

charakteristických geotechnických údajů odpovídajících spolupůsobení dané stavební konstrukce se základovou půdou a byl by mnohem více odkázán pouze na hodnoty odvozené inženýrským geologem z průzkumů. Tento směr vývoje jakéhosi „robotického“ projektování může tedy v geotechnice vést k nebezpečí, jež lze metaforicky přirovnat k otevření pověstné „Pandořiny skříňky“ – kdy zručný uživatel programu se znalostmi jen IT nebo ještě tak nanejvýš geologie by se mohl vydávat na odborné pole stavebního inženýra.

Sama realita padesátí let budování novodobých konstrukcí pažených jam a zvyšující se četnost poruch a havárií těchto náročných konstrukcí však poskytuje varování před uvedeným omezeným přístupem. Proto vykrystalizovala v návrhové praxi posledních desetiletí potřeba obezřetnosti a velké praktické zkušenosti pro vhodnou kombinaci inženýrského pragmatismu s možnostmi počítačového parametrického modelování. V tomto směru se pak optimisticky projeví možnosti tak zvané **observační metody**, kdy se provádí modifikace pažicí konstrukce podle výsledků elektronického monitoringu a následného výkladu odezvy konstrukce na postupné fáze zapojování pažení při odtěžování jámy.

Ražené pažicí stěny

V dějinách byly raným předchůdcem pažicích stěn v řadě beraněné dřevěné piloty, které se jinak běžně používaly jako palisádové hradby v opevnění. Ty se ale potýkaly s problémem velmi obtížného beranění v sousedství předchozí piloty, takže je šlo vetknout i ve vhodných půdních podmínkách jen relativně mělce. Pro potřebu zajištění následného hlubšího výkopu bylo nezbytné ponechat při beranění mezi sousedními pilotami mezery, které pak bylo podle okolností nutno při odtěžování zeminy zajistit vodorovnou pažicí výdřevou. Tak se z této nutnosti vyvinulo záporové pažení, které ve svém díle z 1. století znázornil Vitruvius u provádění jímky (viz obr. 8 v 8. části, Zakládání 2/2015). Nebo se razily štíhlejší prvky z dřevěných desek – štětovnice – což byla také praxe převzatá z jímkování. Po několik tisíciletí nedošlo v této oblasti téměř k žádnému pokroku. Až po vstupu oceli na scénu koncem 19. století se stala technologie ražených stěn z **ocelových štětovnic** spojených navzájem pevnými zámky výhodnou možností pažení zejména v písčítých základových půdách. Dalším významným vlivem bylo zmíněné zavedení kotvení v druhé polovině 20. století, které nahradilo obtížné rozpírání. K tomu se v té době přidalo užívání vysoce výkonných beranidel a používání mohutnějších ražených prvků nebo i dalších technologií vhněnění, jako je vibrování. Takže jsou štětové stěny stále v určitých

podmínkách úspěšně využívány v konkurenci k jiným metodám. Je třeba si v této souvislosti uvědomit, že v celosvětovém měřítku tvoří i v druhé dekádě 21. století ražené prvky celkově 50 % všech pilotových prvků. Významnou částí z toho jsou i zde odděleně pojednané ražené zápor.

Záporové stěny

Zrod výroby ocelových válcovaných profilů nově ustavil také další metodu pažicích stěn, která konečně učinila staříčkou myšlenku znázorněnou již ve zmíněném Vitruviiově díle plně využitelnou. Začala být používána zkraje 20. století stejně brzy v USA jako v Evropě. Ale v evropském inženýrském žargonu se pro ni vžilo pojmenování „**berlínské stěny**“, protože byly zápor široce uplatněny při rozsáhlé výstavbě berlínské podzemní dráhy. První podzemní dráhy byly sice v Evropě i USA realizovány již na konci 19. století, ale potřebné otevřené výkopy byly často umístěny ve výhodné geologii a různě improvizovaně zapaženy (viz například obr. 1). V Berlíně byla městská U-Bahn nejprve vedena po povrchu, avšak po prvním úspěšně provedeném podzemním podchodu v roce 1908 se v centru města přešlo na mělké hloubené tunely (obr. 3), pažené právě s pomocí ražených zápor. Jednotlivé zápor bylo možné v jemných berlínských písčích velmi dobře a přesně zabranit. Rovněž osazování pažin bylo v tomto materiálu spolehlivě řemeslně zvládnutelné. A u liniové stavby podzemní dráhy bylo též dobře řešitelné klasické rozpírání stavebních jam. Po první světové válce se proto přešlo na podkladě předchozích zkušeností k systematickému provádění s větším příčným rozměrem a se spoluzapojením dočasného hloubkového odvodňování těsně za záporovou stěnou. Protože se v těchto výhodných místních podmínkách tato technologie tak

dobře osvědčila, nebylo divu, že se tam ražené záporové stěny prováděly ještě v 60. letech. A jejich použití se rozšířilo do podobných podmínek i jinde. Další úspěšný rozvoj záporového pažení byl posílen používáním velkopřůměrových vrtů pro instalaci zápor. Nejprve to bylo vyžádáno ojedinělou potřebou zajistit vnik záporu do tvrdého nebo šterkovitého podloží, jako například v Mnichově již v roce 1939. Vetknutí kořene se provádělo nejprve doberaněním v předvrtu a později se přešlo na zabetonování paty záporu, celé nejprve osazené ve volném vrtu. Správné provedení kořene záporu je mimořádně jedním z příkladů toho, jaký význam mají prováděcí technologické vlivy na výslednou funkci základových prvků. Nejrychleji se tato praxe rozšířila v meziválečném období na stavbách v USA a v Kanadě, kde nebyl I. světovou válkou narušen plynulý rozvoj uplatnění vrtných souprav. Avšak zhruba od 60. let byl pak tento způsob všeobecně vynucen předpisy pro snížení hluku a otřesů v městské zástavbě. Postupem času byly pro konstrukci zápor někdy využívány i jiné prvky než válcované nosníky – například prefabrikované nebo na místě betonované piloty, ale byly také užívány různé druhy pažin. Rozvoji zápor velmi napomohlo zavedení kotvení, takže byly prováděny vysoké záporové stěny kotvené v mnoha úrovních. V tuzemsku byly ražené záporové stěny kvůli obecně obtížnější geologii používány poměrně omezeně a naše tradice dávala přednost stěnám štětovým až do doby používání silných vrtných souprav v 70. letech minulého století. První jáma v ražených záporách tak byla provedena v roce 1962 pro kotelnu v Praze 7. Poslední opravdu velká městská jáma zajištěná beraněnými záporami byla u nás na stavbě pražského obchodního domu Máj v roce 1972. Tu však prováděla

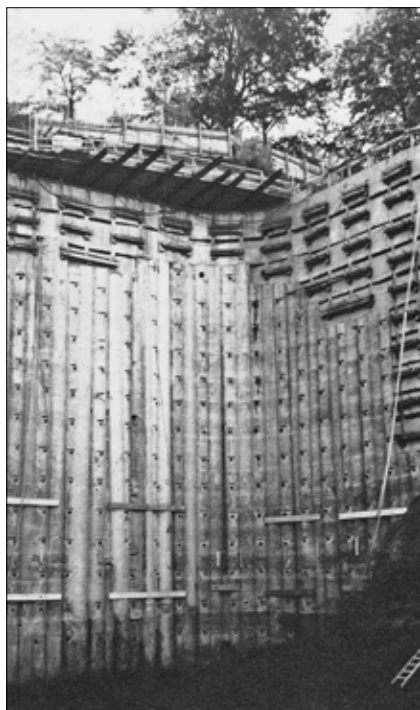


Obr. 4: Výhodné použití kotveného záporového pažení v členité geometrii portálové jámy hloubeného tunelu Blanka na Letné v roce 2008; hloubka v zachyceném místě cca 22m (Zakládání staveb, a. s.)

firma SIAB ze Švédska, kde je tato tradiční technologie užívána dodnes. V roce 1971 se již u nás prováděly první pažicí stěny z vrтанých zápor pro stavbu stanic metra na Kačerově, na Pankráci a u hlavního nádraží. Došlo však tehdy také k první havárii záporové stěny na stavbě odbavovací haly a k nezbytnému poučení. Záporové stěny se pak u nás staly jedním z častých řešení pažení základových jam (obr. 4).

Vrtané pilotové stěny

Původní problém pilotových stěn s fyzikální nemožností příliš blízkého beranění pilot u sebe byl zhruba od třetiny 20. století zásadně odstraněn s nástupem užití technologie vrтанých pilot zřízených na místě ze železobetonu (viz 5. část seriálu, Zakládání 3/2014). Nyní bylo možno vrtat piloty velmi blízko nebo i těsně vedle sebe, pokud to ovšem umožnily konkrétní podmínky základové půdy. Což ovšem pro první technologie nárazového vrtání s krátkou výpažnicí mnohdy splněno nebylo. Někdy však naopak bylo možno využít poměrně stabilní zeminu a umístit piloty vrтанé bez ořesů okolí dál od sebe. Ve Spojených státech se v těchto případech začal na začátku 30. let nově využívat k trvalému zajištění mezilehlé stěny výkopu **torkret**. Stříkaný beton tam vyvinul v roce 1907 Carl E. Akeley a po zdokonalení a rozšíření se začal používat ve 30. letech celosvětově. Do evropského povědomí se pro tuto metodu později vžil název „pařížská stěna“, jelikož v typicky stabilní pařížské geologii se používání torkretu pažin mezi vrтанými pilotami nebo záporami velmi osvědčilo.



Obr. 5: Převrtávaná stěna z pilot o \varnothing 90 cm pro výkop hloubky 30 m s tyčovými kotvami v 16 úrovních z roku 1970 v Mnichově (firma Stump Bohr)

U nás bylo toto řešení v historii jen napodobeno kvůli tehdejšímu nedostatku mechanizace, a to v roce 1957 při zakládání pražského Domu potravin na Václavském náměstí. Pro jámu hloubky 7 až 12 m byly po obvodě 6 m od sebe vykopány šachtové pilíře spouštěním železobetonových skruží o průměru 1 m a do nich byly vybetonovány sloupy tvaru **T**. Výkop jámy pak byl prováděn po vrstvách tl. 1,5 m a mezery mezi obnažovanými sloupy byly ochráněny moniérkami dobetonovanými k zemině.

K výraznému posunu u uplatnění pilotových stěn došlo až s nástupem použití výpažnic zavrtávaných s pomocí oscilátoru, kdy bylo možno zhruba od poloviny 20. století provádět piloty těsně vedle sebe nebo dokonce i přes sebe. Přešlo se tedy logicky k **vytváření svislých zámků mezi pilotami převrtáváním** nejprve v primárním pořadí zhotovených pilot mezilehlými následnými pilotami v sekundárním pořadí. Jedna z prvních takových stěn byla zhotovena firmou Bauer v roce 1958 v Mnichově, a to soupravou Benoto s průměrem 88 cm. Toto řešení umožnilo kotvit stěny přímo přes dířky pilot a vynechat převázky, což bylo nadále hojně využíváno (obr. 5). Po nějakou dobu však

trvaly problémy těchto stěn s kvalitou mnohočetných vertikálních spár při odchylkách jednotlivých pilot. Z toho plynuly i potíže s požadovanou vodotěsností. Od 70. let, když začaly být k dispozici silné rotační soupravy pro cyklické vrtání s posuvnou hlavou a pažicím příslušenstvím (viz část 5. seriálu), se však tato praxe ve světě hromadně šířila. Byl to významný přelomový krok oboru speciálního zakládání. Od té doby se stala tato technologicky poměrně jednoduchá a spolehlivá metoda nejčastěji používanou pro běžné provádění pažicích stěn. Její další vývoj se odehrával zejména na poli dosažení větších průřezů a hloubek nebo geometrické přesnosti výsledného díla, kde se

prosadily CPA piloty. I u nás byl tento trend jen s malým zpožděním zachycen a stěny z převrtávaných pilot postupně naplnily vysoké požadavky (obr. 6).

Vrtané mikrozáporové stěny

Specifická metoda pažicích stěn byla vyvinuta při řešení problémů poválečné výstavby v Itálii a přinesla si odtud přívlastek „**janovská stěna**“. Italské město Janov je totiž známo rozsáhlými památkami svých historických opevnění a je doslova prošpikováno zbytky kamenných hradeb, stavěných v různých dějinných obdobích a v různých úrovních bývalého terénu. Roli hraje i stísněnost historické zástavby. Tyto krajně obtížné základové podmínky pro novou výstavbu jsou ovšem zcela nevhodné pro beranění a ani poválečné metody nárazového vekoprůměrového vrtání nebyly v rozvolněném balvanitém zdivu příliš účinné. V daném historickém okamžiku se zde tedy sešlo několik faktorů nakloněných k vývoji nové metody. Již jsme se ve 4. části seriálu zmínili o vůdčí aktivitě italských firem ve vývoji specifického maloprůměrového pažnicového vrtání ve zděných troskách. A také, jak blíže pojednáme v některé příští části seriálu, byla



Obr. 6: Pilotová oválná stěna ze 70 převrtávaných pilot průměru 1,18 m, délky 40,0 m na stavbě železničního tunelu Březno v roce 2005. Jáma byla budována observační metodou.



Obr. 7: Mikropilotové stěny použité pro zajištění budovy Stavovského divadla v Praze při prohlubování suterénů v roce 1986 (Zakládání staveb, a. s.)

právě v Itálii vyvinuta začátkem 50. let nová metoda zakládání na mikropilotách. Všechny tyto okolnosti a zkušenosti vedly k tomu, že koncem 60. let byla v Janově poprvé úspěšně uplatněna metoda pažení mikrozáporovou vrтанou stěnou. Jednalo se v podstatě o hustě vedle sebe vsívané neinjektované trubkové mikropiloty, které byly rozepřeny přes převázky. Až postupně s nárůstem výkonnosti mechanismů byly staticky málo vhodné trubkové výztuže nahrazeny ocelovými kolejnicemi nebo H-profilů osazenými do širších vrtů a podobně bylo nahrazeno rozpírání převázek podle potřeby kotvením.

U nás byla provedena první mikrozáporová stěna z tramvajových kolejnic při výstavbě stanice metra Staroměstská v roce 1973 a pak také z I-profilů na stanici metra Háje v roce 1975. Hromadně pak byly mikropilotové stěny využity při generální rekonstrukci Stavovského divadla v Praze v roce 1986 (obr. 7)

Počátky podzemních stěn zřízených pod bentonitovou suspenzí

Jedna z nejdůležitějších a průlomových technologií speciálního zakládání moderního věku – podzemní stěny – byla vyvinuta

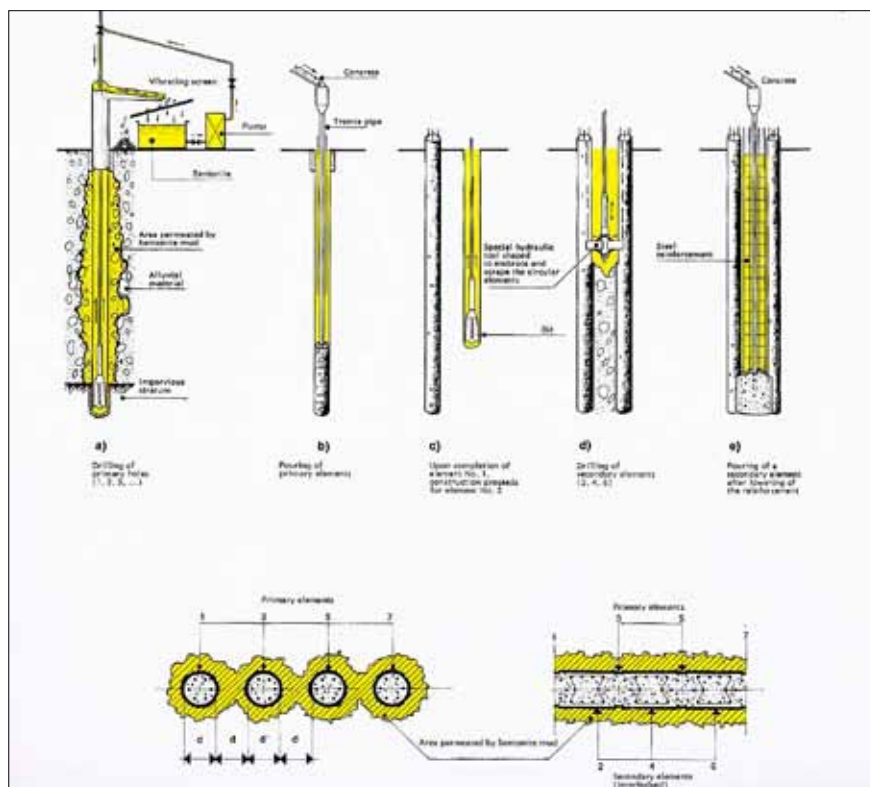
Mezi prvními experimentátory byli inženýři italské firmy I.C.O.S., ale podobné experimenty probíhaly samozřejmě i jinde, a proto si prvenství tohoto objevu nárokují třeba Němci a obzvláště Američané. Jenže experimenty v USA byly zaměřeny poněkud jinak. Uvádí se, že patrně první podzemní stěnou vůbec byla těsnicí clona o hloubce 15 m kolem průmyslového závodu na Long Islandu v Kalifornii v roce 1948. Těžena však byla kontinuálně vlečným lanovým korečkem o šířce 1 m a bentonito-zeminová výplň se zřizovala zpětným nahrnutím výkopku do vytěžené rýhy zapažené suspenzí. Takových těsnicích clon bylo pak obdobně zhotoveno v USA na tisíce. Ale skutečně **konstrukční železobetonové stěny** byly vyvinuty v Evropě firmou I.C.O.S. Ta se objevila v roce 1938 a rychle rostla s teoretickou podporou rakouského inženýra Christiana Veder, pozdějšího profesora Technické univerzity v Grazu. Christian Veder byl žákem profesora Karla Terzaghiho a jeho dřívějším spolupracovníkem u jiné italské firmy Rodio, zaměřené tehdy hlavně na injektáže a maloprofilové vrtnání. V roce 1938 vymyslel princip podzemní stěny a v roce 1948 s ním uskutečnila I.C.O.S. první soukromé zkoušky



Obr. 8: Obnažený průkazní element první podzemní betonové stěny předvedený firmou I.C.O.S. v únoru 1950 u řeky Isonča v severovýchodní Itálii pro získání prvních kontraktů (firma I.C.O.S.)

z prvotních pokusů se stěnami z vrтанých pilot pažených bentonitovou suspenzí zhruba na konci 40. let 20. století.

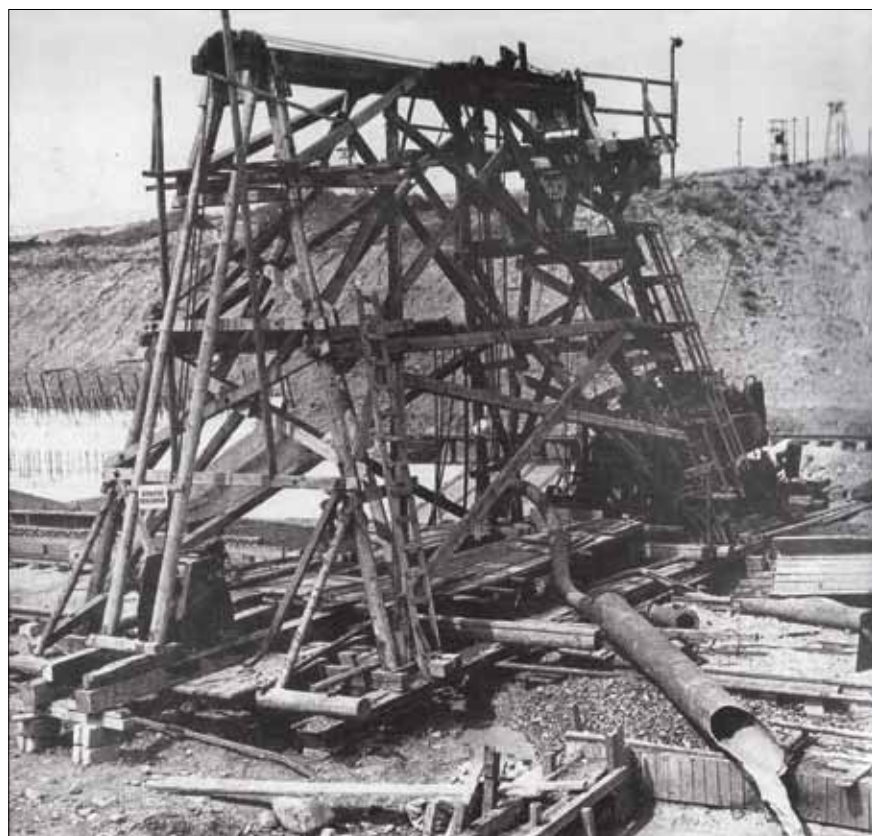
zhotovení úseků podzemní stěny sestávajících z propojení sousedících pilot. Ch. Veder také provedl pro firmu I.C.O.S. řadu důležitých laboratorních pokusů i zkoušek. Výsledky pokusů vedly v roce **1950 I.C.O.S. k podání patentů na výrobu podzemní stěny** i k prvním průmyslovým realizacím ještě v tomtéž roce. Je příznačné, že prvními realizacemi byly těsnicí stěny. Jednalo se o těsnicí clonu 40 m hlubokou pro přehradu Santa Maria v Dolomitech a také těsnicí clonu 35 m hlubokou pro nádrž Venafrò ve střední Itálii, obě s výplní z betonu od I.C.O.S. Ale investoři museli být nejprve přesvědčeni provedením provozních průkazných zkoušek (obr. 8). Na počátku této technologie tedy byly záměrně propojené vrty pro piloty, kontinuálně narázově vrтанé pod přímou cirkulací bentonitové suspenze, z nichž se vyvinul systematický postup zřízení primárních pilot a mezilehlých sekundárních prvků vetknutých mezi ně a spojujících tyto piloty (obr. 9). Princip přímého výplachu ovšem dlouho omezil tloušťku stěn na obvyklý rozměr 60 cm, daný efektivitou výnosu odvrtu. Firma I.C.O.S. vybudovala uvedeným způsobem v 50. a na počátku 60. let mnoho desítek významných staveb doslova v různých koutech světa. Především to však byly od roku 1959 rozsáhlé hloubené tunely milánského metra, kde původně vzniklo přízvisko tohoto konstrukčního systému, které se ovšem později zúžilo jen na „**milánské stěny**“. Touto metodou bylo obdobně



Obr. 9: Schéma původního postupu výroby podzemních stěn firmy I.C.O.S. v 50. letech s primárními betonovými pilotami a sekundárními propojujícími stěnovými prvky ze železobetonu (firma I.C.O.S.)

ve spolupráci s firmou I.C.O.S. stavěno metro i v jiných světových městech a postupně začaly být zapojovány i jiné metody těžby stěn. Dalším rozvojem technologie však všechna počáteční omezení tloušťky

a hloubky stěn poměrně rychle padla. Dřívější přízvisko je ale nadále občas používáno dodnes. V naší historii se prvopočátek podzemních stěn pažených suspenzí odehrál také při budování těsnících clon.



Obr. 10: Strojní sestava dlatovací vrtačky UKS-30 s připojeným airliftem při těžbě úseku podzemní stěny pro clonu přehrady Nechranice v roce 1964

V poměrech politické oblevy na počátku 60. let byl zahraniční zrod této metody speciálního zakládání pohotově zaznamenán a poprvé byla použita pro přehradu **Nechranice již v roce 1962**. Projekt měl zvláštní prioritu k zajištění uhelné energetiky, a když bylo seznáno, že ve velmi obtížných geologických podmínkách byla tradiční metoda štětové stěny nerealizovatelná, získala nová metoda podporu na nejvyšších vládních místech. Aplikoval se postup známý od firmy I.C.O.S. Problematické však bylo strojní vybavení sovětskými nárazovými soupravami UKS-30, doplňkově na místě upravenými k účinnější reverzní cirkulaci airliftem (obr. 10).

Problémem byly také nedostatečně kvalitní místní jíly pro suspenzi. Nízká produktivita prací si tak vynutila k dosažení potřebného termínu nasazení dalších mechanismů, improvizovaně sestavených na stavbě podle zahraničních vzorů, například podkopové lopaty a drapáku. Stavba 60 cm silné, 740 m dlouhé a maximálně 39 m hluboké jílobetonové stěny však byla celkově úspěšná a v tehdejší n. p. Vodní stavby tak vykrytalizoval tým mladé generace odborníků, který zásadně ovlivnil budoucnost oboru speciálního zakládání v tuzemsku. Připomínku si zaslouží zejména **hlavní inženýr stavby Ing. Jaroslav Jarolímek, hlavní stavbyvedoucí Ing. Jan Rybák a technolog Ing. Jaroslav Verfel, CSc.**

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

The history of special foundation – Part 9

In this continuation of our sequel we connect to history of activities in the field of foundation excavation and we reach by to its technical peak at retaining walls for deep pits. In the past part we entered into specific area of cofferdams and thus we unearthed distant historical roots and slow development of needed techniques and key materials closely related and necessary also for development of now described subject. Presently we have gone through dealing with the ascending phase of these methods. They are so much positively appreciated by construction professionals that it has even been projected into its terminology and these methods are thus often rather intimately called as if by family names of their origin like „berliner, genovian or milanese“. Diphragm walls should however afford even more particular description in next part of the sequel.

O PŮVODU ZEMNÍCH TLAKŮ A JEJICH VYČÍSLOVÁNÍ

Článek popisuje „neklasickou“ představu o původu a vyčíslení zemních tlaků:

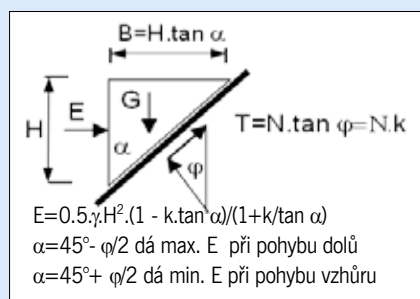
- Podloží v nedotčeném výchozím stavu je předpjato svisle i vodorovně vlastní tíhou a stávajícími objekty.
- Vytěžit část podloží znamená zrušit původní reakci vnitřku oblasti na tlaky z jejího vnějšku. Deformace do prostoru dutiny a pokles napětí v jejím okolí rovnováhu obnoví. Vyčíslení tyto účinky lze ve 3 krocích: a) vyčíslení napjatosti ve výchozím stavu, b) zatížit líc vytěžené oblast původním předpětím s opačným znaménkem, c) superponovat stav 1) a 2). Postup nezávisí na tvaru dutiny, mizí spekulace o zemních tlacích a jejich rozložení, uvedené např. v [6], [8].

Zemní tlaky patří k tématům statiky základů, podzemních staveb, ale např. i zásobníků na sypký materiál. Často je počítáme pro pažení rovinná, půdorysně zakřivená (kruhová, eliptická), pro, štoly, šachty, tunely atd. Původem zemních tlaků je objemová tíha (kN/m^3). Tlak je povrchová síla (kPa), spočteme jej např. integrací objemových sil:

$$\sigma_z = \int \gamma \cdot dz$$

Běžně zemní tlaky považujeme za zatížení řešené konstrukce. Takový postup však naráží na některé problémy:

- pro různé konstrukce platí pro zemní tlak různé vzorce různých autorů, řešitel musí vybrat „ten správný“, např. [6], [8];
- pro některé konstrukce žádné vzorce nenajdeme a musíme improvizovat;
- z praxe víme, že zemní tlak souvisí s deformací, protože podloží má i pružné vlastnosti. Stlačením tlak roste, uvolněním klesá. Deformaci často předem neodhadneme ani co do znaménka;
- některé postupy řeší jinými vzorci tutéž konstrukci tuhou a měkkou [6], [8]. Tatáž konstrukce se ale může chovat jako tuhá, je-li v měkkém podloží, a jako měkká v tuhém podloží. Pojmy „aktivní a pasivní zemní tlak“ (mezni tlaky) vycházejí z pohybu se třením tuhého tělesa po tuhém tělese podloží (obr 1). Dvě tělesa mohou po sobě klouzat, má-li kluzná plocha stálou křivost: je buď válcová kruhového řezu, nebo kuželová, nejčastěji rovinná.



Obr. 1: Reakce E k tíze G klínu na šikmé rovině

Koncept mezních tlaků neřeší vztah mezi tlakem a posunem, pracuje jen s tuhými tělesy a třením, vyčísluje jen krajní hodnoty tlaků. Doplnujícími předpoklady to překlenují některé programy ([2], [7]), pro pažení rovinná

(MZT 2013 i kruhová). Ani tyto postupy, dlouhodobě velmi úspěšné v navrhování vlastního pažení, neřeknou nic o okolí, ani o deformaci sousedních objektů. Pažení je 'vytřeno z kontextu' a nahrazeno nosníkem. Tyto programy také neřeší obecnější podzemní konstrukce, štoly, tunely, kde zemní tlaky také hrají rozhodující roli.

Chceme-li překonat zmíněné slabiny, přejdeme k širší představě o konstrukci, zemních tlacích a jejich původu. Zvolíme nový pohled na původ zemních tlaků: Podloží můžeme ve výchozím, nedotčeném stavu vidět jako předpjaté těleso. Je bez deformace, ale napjato (stlačeno) ve svislém i vodorovném směru. Vyjmeme-li část předpjatého tělesa (výkop, šachta, štola apod.), pak následné deformace a změny napjatosti lze přičíst na vrub silám předpětí.

Dále zahrneme podloží a konstrukci do společného obrazu. Vyčísitelnou představou (modelem) je pak nejen konstrukce, ale i materiál okolního podloží, který zjednodušeně bereme za pružný. Podobně jako při výpočtech sedání plošných základů je dán dvěma konstantami, modulem pružnosti E (MPa) a Poissonovým číslem μ .

Model je 2D nebo 3D, nástrojem k jeho vyčíslení je metoda konečných prvků. Model je obecný, může řešit různé tvary konstrukcí a dutin (průřezy šachet, štola a tunelů, půdorys jam apod.). Bude vyčíslen ve 3 krocích:

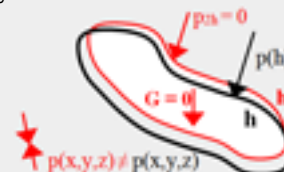
- 1) výpočet výchozí napjatosti podloží,
 - 2) účinek odebrání hmoty části podloží,
 - 3) superpozice kroků 1), 2).
- Výchozí předpětí kromě tíhy podloží může zahrnovat i napětí od základů sousedních staveb, případně i jiné vlivy.

Odtěžení hmoty dutiny ruší reakci $-p(h)$ na hraniční ploše a tedy zatíží povrch dutiny tahovým napětím $+p(h)$, (má velikost výchozího předpětí), viz obr. 2. Zatěžující napětí $+p(h)$ deformuje dutinu a celé okolí. Ve výsledku se tato napjatost sčítá s výchozím předpětím, takže na povrchu dutiny bude výsledné napětí nulové. Výsledné deformace jsou jen z účinku odstranění hmoty, ze zatížení povrchu dutiny tahovým napětím, protože výchozí deformace byly nulové. Obrázky 3 až 6 ukazují část výsledků řešení

Na hranici h budoucí dutiny je napětí p , kterým na sebe působí dvě myšlené části. Integrace p po hraniční ploše h dá tíhu G podloží uvnitř h .



Odebráním hmoty dutiny se hranice přetvoří tlakem p , který klesne na nové hranici na nulu. Okolí dutiny se přetvoří a změní napjatost. Je nadlehčováno silou rovnou tíze vytěženého materiálu.



Obr. 2: Schéma odezvy podloží na uměle vytvořenou dutinu (výkop, výrub apod.)

eliptické šachty s použitím výše popsaného postupu. Jde o eliptickou šachtu v Troji na trase tunelu Blanka, realizovanou v roce 2001, viz [4]. Statika byla tehdy řešena analogií s nosníkem, resp. deskou na pružném podkladu. Šachta o poloosách elipsy 3,3 a 4 m má hloubku 16 m, pažená je převrtávanými pilotami průměru 88 cm a délky 20 m. Při vrcholu obrysu je do výchozího stavu zahrnut pas $1 \times 4 \times 0,8$ m, zatížený 2 MN. Nyní byl model řešen programem 'abc3D', jehož jsem autorem. Některé z výsledných deformací jsou:

- max. posun stěny směrem kratší poloosy: 1,1 mm,
- ve směru delší poloosy: max. 0,6 mm,
- svislý posun v koruně pažení: -2,8 mm,
- svislý posun v patách pilot: -3,0 mm,
- svislý posun uprostřed dna šachty: -6,7 mm,
- svislý posun středu ZS patky: -1,7 mm,
- natočení 'oy' patky: -0,35 ‰.

Svislé posuny vycházejí záporné, znamenají posun vzhůru. To souvisí s tíhou vytěžené zeminy. Jde o hmotu cca 1000 tun, tedy odlehčení podloží silou cca 10 MN.

Vrátíme-li se zpět k tématu zemních tlaků, zjistíme, že v použité představě 'uvolněného předpětí' jsme se zabývali jen vyčíslením výchozích zemních tlaků (předpětí) na vnitřní stěně budoucí dutiny (výkopu, šachty, stoly). Zatížení povrchu dutiny je opačného znaménka, většinou tah. Tvar dutiny může být obecný, program snadno najde rozhraní 'dutina-podloží' po jednotlivých konečných prvcích modelu. Postup je použitelný i pro dutiny bez vestavěné konstrukce, pro niž bychom jindy tlaky vyčíslovali jako zatížení. Získáme deformaci a napjatost dutiny a celé okolí. Chceme-li znát tlak na vestavěnou konstrukci, z řešení přečteme napětí v kontaktu výstroj–podloží.

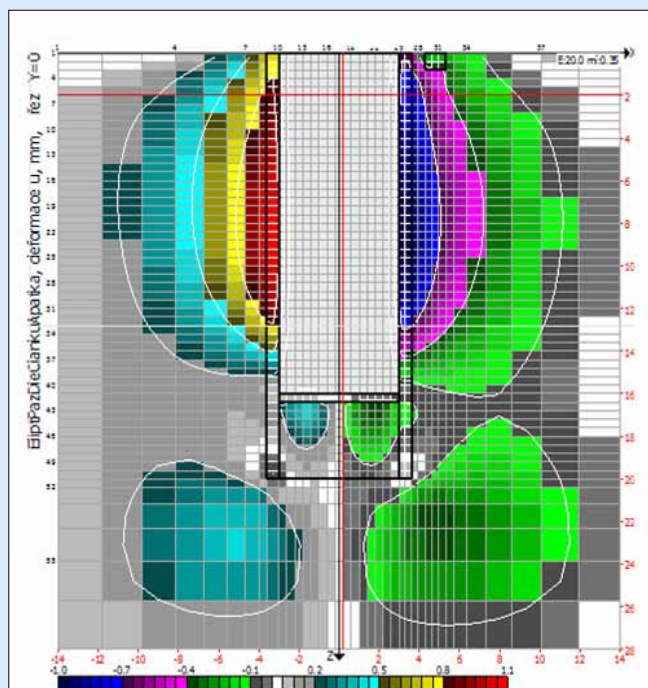
Většinou hlavním výsledkem řešení nejsou zemní tlaky, ale přímo jejich účinek, deformace a namáhání pažicí konstrukce či jiné výstroje a účinky na sousedící objekty. **Zemní tlaky tak přecházejí z oblasti vstupních údajů do oblasti výsledků.** Poté můžeme ještě zkontrolovat, zda nevznikají plastické oblasti (mezemi jsou běžně aktivní a pasivní tlak) a dle potřeby iterovat s doplňkovými silami k redukci takových oblastí.

Literatura:

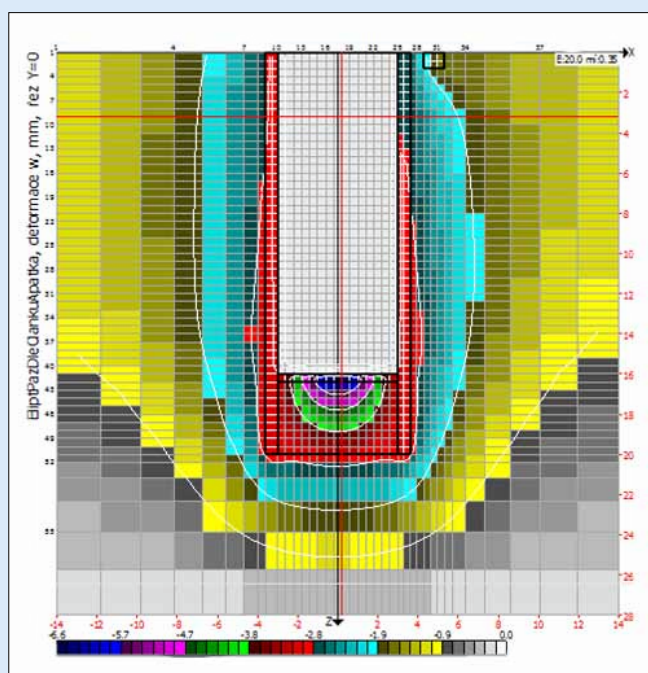
- [1] Bobe, Göbel:
"Grundbaustatik", VEB Verlag Berlin, 1972;
[2] Hurych, P.:
„Metoda závislých tlaků“, konference 'Auto-

- matizácia projektovania', Vysoké Tatry 1978;
[3] Hurych, P.:
Manuál k programu „abc3D 2015“;
[4] Hurych, P.: „Pažení oválného půdorysu“, Zakládání 1/2002;
[5] Landau et Lifčitz: "Théorie de L'élasticité", Édition Mir, Moscou 1967;
[6] Program GEO 5: – šachta, výpočet zatížení na šachtu;
[7] Program GEO 5 – pažení posudek;
[8] Sedláček, M.: Ing.: „Prostorový zemní tlak na kruhové šachtu“, Stavebnictví 3/15

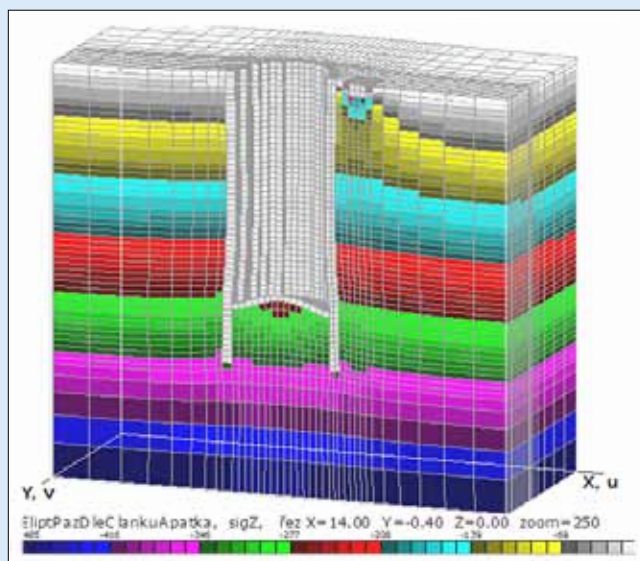
Ing. Petr Hurych



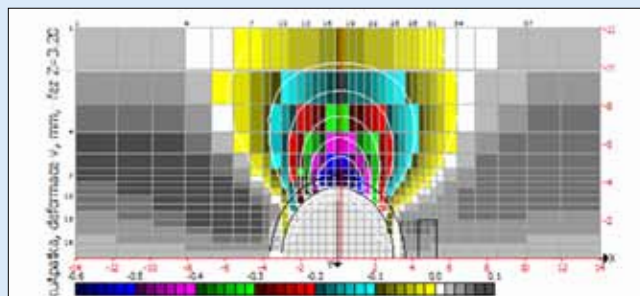
Obr. 3: Eliptická šachta, vodorovné posuny u , (směr x)



Obr. 5: Eliptická šachta, svislé posuny w , (směr z)



Obr. 4: Axonometrie deformací (zvětšeny 250x) a napětí σ_z



Obr. 6: Eliptická šachta, vodorovné posuny u , (směr y)

About the origins of earth pressures and their quantification

The following article deals with a non-traditional concept of the origins and quantification of earth pressures: • The subsoil in an intact default state is preloaded in both horizontal and vertical directions due to its own weight and existing objects • To excavate a part of the subsoil means to eliminate the original reaction of the inside to the pressures from outside. The deformations into the cavity space together with the tension drop result in restored balance. The quantification of these effects can be realised in 3 steps: 1) Quantifying the preload in its default state 2) Loading the excavated area face with the original preload, but with the opposite sign 3) Superimposing steps 1) and 2). This procedure is independent of the cavity shape, eliminating all speculations about earth pressures and their resolution presented e.g. in [6], [8].

GEOTERMÁLNÍ VÝMĚNÍKY – PŘIDANÁ HODNOTA ZÁKLADOVÝCH PRVKŮ

Příspěvek je věnován poměrně inovativní technologii energetického zakládání. Ta využívá betonové základové prvky, které mají primárně konstrukční účel, ale slouží jako tepelné výměníky pro geotermální systémy. Výměníky jsou tvořeny PE hadicemi či trubkami přichycenými ve smyčkách k ocelové výztuži a jsou zabudovány uvnitř klasických základových prvků, jako jsou piloty, podzemní stěny základové desky a tunelová ostění. Tyto kolektory, obsahující teplosměnné médium, tvoří primární okruh geotermálního energetického systému. Tepelná výměna se sekundárním okruhem, který představují rozvody ve stěnách a podlahách budov či pod povrchy vozovek a mostních svršků, je zprostředkována tepelným čerpadlem. Nejekonomičtější je celoroční využití systému, tedy k vytápění i chlazení. Článek vyjmenovává výhody technologie energetického zakládání a upozorňuje na rizika s jejím použitím spojená.

Podpovrchové geotermální zdroje představují významný potenciál využívání energie z obnovitelných zdrojů. Jednou z variant využívání geotermální energie jsou tepelná čerpadla s podzemními výměníky v podobě vertikálních vrtů nebo plošných kolektorů, tzv. systém země – voda. Tepelná čerpadla s geotermálními výměníky se stávají stále výhodnějšími díky konkurenci mezi dodavateli, technologickému vývoji (např. v účinnosti izolačních materiálů), ekologickému provozu a výkyvům v cenách energií. Největší položkou v investici do topných systémů země – voda bývají náklady na vybudování podzemního výměníku, a to zejména v případě hlubokých vertikálních vrtů. Tyto prvotní náklady může snížit vetknutí geotermálních výměníků do konstrukčních základových prvků. Jako výměníky geotermálního tepla mohou být nejčastěji využívány základové piloty, ale také podzemní stěny, základové desky, těsnicí clony i tunelová ostění. Tato poměrně novátorská kombinace technologií vede k dlouhodobému snížení nákladů na spotřebovanou energii a na rozdíl od klasických tepelných čerpadel významně snižuje návratnost prvotních investic, neboť hluboké vrty nebo podpovrchové kolektory nejsou v tomto případě budovány výhradně k účelu čerpání tepla. Systémy s energetickými základy mohou být také využívány k přímému či nepřímému (s využitím tepelného čerpadla) chlazení objektů v letním období.

Historie a současnost energetických základů

Tepelné čerpadlo pracuje na principu obráceného Carnotova cyklu, popsaného poprvé v roce 1824. První tepelné čerpadlo vyvinul a sestrojil rakouský vynálezce Peter Rittinger, rodák z Nového Jičína, v letech 1855–1857. Princip spočívá v uvolňování nebo spotřebování tepla při změnách skupenství média v závislosti na tlaku. Chladivo v plynném stavu je stlačeno kompresorem a poté vpuštěno do kondenzátoru, kde odevzdává své skupenské teplo. Zkondenzované chladivo projde



Armokoš pro energopilotu s tepelným výměníkem ze smyček HDPE hadic

expanzní tryskou do výparníku, kde skupenské teplo (při nižším tlaku a teplotě) přijme a odpaří se. Poté opět pokračuje do kompresoru a cyklus se opakuje.

Poměrně krátká historie základů s geotermálními výměníky sahá do počátku 80. let dvacátého století, kdy se začalo využívat teplo ze základových desek, posléze z pilot (1985) a podzemních stěn (1996). Průkopníky v tomto oboru byly Rakousko a Švýcarsko, které si stále udržují vedoucí pozici v energetickém zakládání. V Rakousku je od roku 2005 vyrobeno každý rok okolo 7000 energetických pilot různých průměrů [2]. Energetické zakládání je široce uplatňované také v Německu a ve Velké Británii a začíná se prosazovat v Číně.

Popis technologie

Energetické základové prvky, jako jsou desky, piloty, podzemní stěny, tunelová ostění, mohou být kombinovány s mělce založenými plošnými kolektory nebo jinými typy kolektorů a mohou být použity jak k vytápění a chlazení budov, tak i pro temperování vozovek, povrchu mostních desek, letištních ploch apod. Primární okruh je tvořen trubkami nebo hadicemi z HDPE připevněnými k armatuře základového prvku. Médium pro přenos tepla v primárním okruhu je čistá voda nebo voda s přísadami snižujícími bod mrazu s etylenglykolem nebo (méně často) se solí. Nejčastěji používaná voda s etylenglykolem obsahuje také antikorozní přísady z důvodu prevence koroze

sběrných bloků, ventilů, tepelných čerpadel apod. Potrubní systémy jednotlivých základových prvků jsou propojeny sběrnými trubkami položenými obvykle v podkladu základové desky. Sekundárním okruhem jsou rozvody topení (případně chlazení) zabudované v podlahách nebo stěnách budov, ve vozovkách, mostních svrščích apod. Primární a sekundární okruh jsou navázány tepelnými výměníky na tepelné čerpadlo mezi nimi, které je schopné při topné fázi zvýšit teplotu z cca 10 °C na 25–35 °C. Účinnost systému charakterizuje tzv. **topný faktor** (COP, Coefficient of Performance), udávající poměr

vyrobeného tepla ke spotřebované elektrické energii tepelného čerpadla. Obecně se uvádí, že hodnota COP je okolo 4, tzn. jeden díl elektrické energie a tři díly energie z podloží poskytují dohromady čtyři díly energie použitelné k vytápění. Efektivita tepelného čerpadla je silně ovlivněna rozdílem mezi teplotou podloží a teplotou skutečně využívanou pro vytápění. Vysoká teplota pro vytápění a nízká extrakční teplota v primárním okruhu snižují účinnost. Aby bylo dosaženo ekonomicky výhodné účinnosti, neměla by teplota k vytápění v sekundárním okruhu přesáhnout 45 °C a extrakční teplota kapaliny v podzemních kolektorech by neměla klesnout pod 0–5 °C [2]. Údajem lépe vypovídajícím o dlouhodobější ekonomické výhodnosti systému je **sezónní topný faktor** (SCOP, Seasonal Coefficient of Performance), ukazatel průměrných hodnot za celou sezónu, jenž v sobě zahrnuje nejen spotřebu energie samotného tepelného čerpadla, ale také další energetické vstupy a ztráty, jako je např. spotřeba cirkulačních čerpadel. V současnosti se uvádí součinitel sezónního výkonu v rozmezí 3,8–4,3, kterého je dosahováno standardními elektrickými čerpadly. Speciální zařízení s přímým odpařováním může zvýšit hodnotu součinitele o 10–15 % [2].

Proveditelnost a návrh energetických základů

Pro prvotní rozvalu o možnosti uplatnění energetických základů je nutná dobrá znalost

inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů. Odběrové teplo, přenášené primárním okruhem, je závislé především na typu horniny (objemová hmotnost, míra větrání, vrstevnatost, mineralogické složení, celkový objem pórů atd.), přítomnosti podzemní vody a hydraulickém spádu. Pro návrhy topných systémů využívajících základových prvků se používají tabulkové hodnoty **odběrového výkonu (W/m sondy)** příslušných typů zemin [8]. Pokud nelze přiřadit tabulkovou hodnotu odběrového výkonu k jasně definovanému typu zeminy nebo při výkonech čerpadla nad 30 kW, je nutné provést zkoušky teplotní odezvy geologického prostředí (TRT, Thermal Response Test) [4].

Nejpříznivější podmínky z hlediska odběru podzemního tepla mají písky a štěrky se silným prouděním podzemní vody, u nichž je udáván odběrový výkon 55–85 W/m sondy za podmínek výkonu čerpadla do 30 kW a době provozu 2400 hodin. Hůře jsou na tom z hlediska odběrového výkonu vlhké jíly a hlíny, kde se hodnota pohybuje v rozmezí 30–40 W/m; nejhůře pak suché písky a štěrky, kde bývá výkon < 20 W/m [8]. Suché půdy vyžadují pro stejný odběr tepla hlouběji založené piloty a větší plochu tepelného výměníku. Pro systém určený výhradně pro vytápění, respektive pro klimatizaci, je výhodou podloží s vysokou permeabilitou a podzemní voda s vysokým hydraulickým gradientem. Nicméně ekonomicky i ekologicky nejpříznivější je celoroční energeticky vyvážené využití, tedy vytápění v topné sezóně (odběr tepla z podloží) a chlazení v letní sezóně (uvolňování tepla do podloží). V tomto případě je naopak vhodnější nižší tepelná permeabilita a pouze nízký hydraulický gradient. Energetický potenciál narůstá s hloubkou. Jako ekonomicky minimální hloubka se u pilot, podzemních stěn a jiných prvků uvádí hodnota okolo 6 m [3]. Ekonomická hloubka běžných zdrojových vrtů pro tepelná čerpadla je z důvodu nízké výměnné tepelné kapacity výrazně větší. Vedle daných geotermálních poměrů je pro účinnost systému rozhodující geometrie základového prvku. Brandl [2] uvádí tyto charakteristické hodnoty odběrového tepla pro různé základové prvky:

- Piloty o průměru 0,3–0,5 m: 40–60 W/bm;
- Piloty o průměru > 0,6 m: 35 W/m² plochy kontaktu s prostředím;
- Podzemní stěny (oboustranně neodhalené): 30 W/m²;
- Základové desky: 10–30 W/m².

Rizika spojená s energetickým zakládáním

Při návrhu energetických základových prvků je nutné zvážit rizika spojená s teplotními změnami v základech a podzákladích, a to zvláště při střídání topných a chladicích fází. Při topné fázi dochází ke smrštění základového prvku

a vznikají v něm přídatná tahová napětí. Opačným trendům podléhá základový prvek během chladicí fáze. Kolísání teplot může mít vliv i na geomechanické vlastnosti okolní zeminy. Například v letních měsících mohou vysoké teploty způsobovat prvotní zpevnění zeminy (zvýšení modulu přetvárnosti). Vysoké teploty mohou nicméně zhoršovat vlastnosti zemin vysycháním. To však záleží na typu zeminy, míře saturace a proudění podzemní vody. Problematické je zejména chování jílu, jež jsou náchylné jak ke smrštění, tak i ke zvětšení objemu v závislosti na jejich konsolidaci. V zimě naopak hrozí riziko promrznutí. Tomu však lze předcházet vhodným založením objektu a vyváženým návrhem odebírání a ukládání tepla do základového prvku [4]. Stále větší počet realizovaných energetických základů v okolních zemích svědčí o tom, že při správném návrhu založení objektu a vyváženém odběru i ukládání tepla v základových prvcích lze těmto rizikům čelit a že jejich výhody převažují.

Příklady uplatnění energetických základů

V jímání geotermální energie výrazně dominují energopiloty, často v kombinaci se základovými deskami. V současnosti se začínají prosazovat i podzemní stěny s podobně instalovanými výměníky. Velký potenciál pro získávání geotermální energie mají i podzemní liniové stavby s tepelnými výměníky zabudovanými v tunelovém ostění, zásobující teplem objekty, které často s liniovou stavbou nesouvisí. Dobrým příkladem jsou železniční tunely ve Vídni, které zásobují teplem okolo 1200 bytů a několik velkých veřejných budov [3]. Velmi vhodné pro použití tepelného čerpadla v kombinaci s energetickými základy jsou také tunely metra, kde díky odpadnímu teple z provozu může teplota v tunelech dosahovat okolo +20 °C i během zimních měsíců.

V Česku je zatím využívání základových prvků pro získávání geotermální energie vzácné. Z významnějších projektů je to např. AZ Tower v Brně, který je založen na 118 energopilotách hloubky 30 m, jež představují potenciál až 230 kW. Nicméně obvodové podzemní stěny stavby vetknuté do nepropustného podloží, jež nebyly opatřeny tepelnými kolektory, zde do jisté míry brání proudění podzemní vody a tím i efektivnější tepelné výměně [7].

Závěr

Potřeba navýšení podílu využití zdrojů obnovitelné energie se stává ze zřejmých důvodů stále naléhavější. Do pestré skupiny zdrojů obnovitelné energie patří i geotermální systémy země – voda s tepelnými čerpadly. U těchto „klasických“ systémů země – voda se hovoří o návratnosti investice do 5–8 let provozu. Energetické základy vystrojené geotermálními výměníky jsou alternativním řešením, které umožňuje snížení prvotních nákladů, neboť

odpadá budování dodatečných podzemních výměníků. Jedná se o systémy s dobrou účinností, snadnou údržbou a čistým provozem. Proto by měla být tato technologie, v některých zemích již hojně rozšířená, konkurenceschopná také v českém prostředí, ať už s využitím subvenčních programů nebo i bez nich.

Mgr. Jan Budkovský, Zakládání staveb, a. s.

Zdroje:

1. AMIS, T., J. S. McCartney, F. Loveridge, C. G. Olgun, M. E. Bruce a K. Murphy. Identifying best practice, installation, laboratory testing and field testing. The Journal of the Deep Foundations Institute, 2014, roč. 8, č. 2, s. 74–83.
2. BRANDL, H. Thermo-Active Ground-Source Structures for Heating and Cooling. 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques. 2013, Procedia Engineering 57, s. 9–18.
3. BRANDL, H. Geothermal Heating and Cooling of Buildings. 4. Šukljetovi dnevi, Slovensko geotehniško društvo, 2003, Slovinsko.
4. HOZA, M. Pilotové základy – energetické piloty. Bakalářská práce. VUT v Brně, 2014.
5. MAREŠOVÁ, M., Energetické piloty. Studentská a vědecká činnost, Akademický rok 2011/2012. VUT v Brně, 2012.
6. XIA C., M. SUN, G. ZHANG, S. XIAO a Y. ZOU. Experimental study on geothermal heat exchangers buried in diaphragm walls. Energy and Buildings, č. 52, 2012, s. 50–55. ISSN: 0378-7788.
7. LAFARGE. Česko má novou nejvyšší budovu. lafarge.cz [online]. © 2013. Dostupné z: http://www.lafarge.cz/2013_01.pdf

Geothermal exchangers – value added to foundation elements

The paper is dedicated to relatively innovative technology of energy foundation. This technology uses earth-contact concrete elements that are already required for structural reasons, but which simultaneously work as heat exchangers. Absorber loops of PE pipes which carry heating/cooling fluid are fixed along reinforcement cages and buried into conventional foundation elements (piles, diaphragm walls, barretes, basement slabs, tunnel lining). The loops in foundation elements forming primary circuit of geothermal energy system. This primary circuit is then connected with secondary circuit within building through the use of heat pump. The system can serve as a heating in winter and cooling in summer. Advantages and some risks of geothermal energy by the foundation elements are also discussed in the paper.

PŘÍSTAVIŠTĚ NA DOLNÍM LABI BYLA OCENĚNA V SOUTĚŽI ČESKÁ DOPRAVNÍ STAVBA/TECHNOLOGIE/INOVACE ROKU 2014

Stavba přístaviště osobní vodní dopravy na dolním Labi získala cenu Ředitelství vodních cest ČR v rámci soutěže ČESKÁ DOPRAVNÍ STAVBA/TECHNOLOGIE/INOVACE ROKU 2014. Generálním dodavatelem této stavby a dodavatelem prací speciálního zakládání byla společnost Zakládání staveb, a. s.

Celkem v pěti lokalitách na toku dolního Labe mezi Roudnicí nad Labem a Ústím nad Labem vzniká postupně souvislá síť veřejných přístavišť. Ta jsou tvořena plovoucími moly pro osobní dopravu, vizuálně řešenými jako „loď s plachtou“, zajištěnými ocelovými lany či nasazenými na dalby. Nová přístaviště byla vybudována v Dolních Zálezlech, v Libochovanech, v Lovosicích, v Nučnicích a v Libotenicích. Tato mola osobní dopravy jsou pak ve třech lokalitách doplněna ještě moly pro malá sportovní plavidla, navrženými ve vzhledově skromnějším provedení a uchycenými na dvojici ocelových trubních dalb. Budováním těchto přístavišť se tak odstraňuje velký dluh, který infrastruktura na našich vodních cestách má.

Technické řešení

Mola pro osobní lodní dopravu jsou ocelovou konstrukcí délky 9,5 m a šířky 4 m, s plochým

Odůvodnění ocenění stavby

Výstavba pěti nových přístavišť na dolním Labi výrazně přispěje k rozvoji zdejší turistické vodní dopravy. Nová přístaviště se v budoucnu stanou součástí ucelené sítě veřejných přístavišť na celé labsko-vltavské cestě, což je jedním z dlouhodobých cílů Ředitelství vodních cest ČR. Oceněný projekt je významný především proto, že přináší do dotčené oblasti nové možnosti jak pro provozovatele lodní dopravy, tak i pro její uživatele – obyvatele přilehlých měst a obcí. Projekt oceňujeme však nejen pro tyto jeho užité funkce, ale rovněž pro jeho jedinečné architektonické ztvárnění podtrhující jak účel užití jednotlivých přístavišť, tak jejich harmonické spojení s okolním prostředím.



Pevné molo pro osobní lodní dopravu, Nučnice

dnem a ostrou svislou přídí a zádí. Konstrukce mola je proti břehu vzepřena přístupovou ocelovou lávkou a vyvázána na dvou ocelových lanech a na pojistném řetězu. Plovoucí molo je v Dolních Zálezlech, Libochovanech, Lovosicích a v Libotenicích. Pohyblivá lávka je kloubově kotvena do základového bloku na břehu a do konstrukce mola. V Nučnicích bylo vzhledem k místním podmínkám zvoleno ocelové molo pevné.

Pro vyvázání plavidel osobní lodní dopravy jsou s výjimkou Lovosic všude provedeny typové vyvazovací dalby ze čtyř podélně svařených dvojic štětovic Larsen III. Svařence jsou rozepřeny příhradovou konstrukcí a jako jeden díl osazeny do jednoho vrtu o průměru 1,5 m. Vrt byl po osazení a ustavení vyvazovací dalby vyplněn cementovou zálivkou. Dalba je ukončena ve výšce 1 m nad maximální plavební hladinou a zde je nosně přivařena

kotevní deska a pachole.

Vyvazovací bloky pro ocelová lana a pojistné řetězy jsou na břehu do podloží kotveny trojicí mikropilot – jedna mikropilota je vždy svislá (tlaková) a další dvě tahové (šikmé). Mikropiloty byly provedeny jako ocelové trubky Ø 70/12 mm a Ø 89/10 mm vložené do vrtů min. Ø 170 mm do cementové zálivky. Hlavy mikropilot, tvořené ocelovými deskami, jsou pomocí přivařené ocelové trubky propojené s vázacími kruhy a zabetonované do železobetonových bloků v úrovni okolního terénu. Kořeny mikropilot délky 4 m byly provedené vysokotlakou injektáží.

Základové bloky pro lávky mol osobní lodní dopravy jsou železobetonové a do podloží jsou kotveny čtyřmi mikropilotami v provedení obdobném jako u vyvazovacích bloků.

Mola pro malá sportovní plavidla jsou kotvena na dvou svislých dalbách a na pojistném řetězu.



Plovoucí molo pro osobní lodní dopravu, Dolní Zálezly



Molo pro malá sportovní plavidla, Dolní Zálezly

Mola jsou šířky 2,5 m a délky 35 až 78 m, sestavená z navzájem spojených pontonů. Jednotlivé pontony jsou tvořeny ocelovými rámy nadlehčovány plováky. Protiproudění ponton je zešíkmen jako ochrana proti ledochodu. Plováky jsou provedeny jako železobetonová skořepina vyplněná extrudovaným polystyrenem. Pro zajištění plavidel jsou mola opatřena šikmými sklopnými výložníky (ocelové rámy nadlehčovány plastovými plováky). Všechna mola pro malá plavidla jsou vybavena napájecími sloupky elektro a osvětlením.

Svislé kotvení dalby jsou tvořeny ocelovými trubkami o průměru 700 mm, které jsou v plném profilu vyvedeny vždy nad hladinu povodně Q₂₀₀₂, nahoře jsou uzavřeny plechovou stříškou. Trubky jsou kotvené do dna osazením ve velkoprofilových vrtech o průměru 1080 mm. Vrtý i vnitřní prostor daleb jsou v celé výšce vyplněny cementovou záplivkou. Přístup na mola pro sportovní plavidla je po pohyblivé lávce šířky 1,5 m. Lávka je kloubově kotvena do ocelové konstrukce mola a volný konec se posunuje po šikmém upraveném povrchu základového bloku na břehu.

Základové bloky pro lávky mol pro malá sportovní plavidla jsou provedeny z prostého betonu, povrch bloku je upraven po posun konce lávky – jsou zabetonovány dvě kolejnice s převýšením 10 mm nad povrchem betonu, po kolejnicích se

posunuje ocelová tyč (součást lávky). Jako ochrana konce lávky proti účinkům proudící vody při povodni jsou podél boků lávky do betonu přikotveny ocelové profily L 100x100. L-profil jsou směrem k lávce opatřeny dřevěnou oděrkou. Do bloků jsou zabetonovány chráničky pro zatažení el. kabelů a bloky jsou využity i pro založení ocelové nosné konstrukce vstupní brány. Oba typy mol jsou konstruovány jako odolné proti zámru a koncipovány jako bezobslužné.

Architektonické ztvárnění

Princípem architektonického návrhu byl záměr pojetí mola pro pravidelnou lodní dopravu jako dominanty přístaviště. Mola jsou opatřena plachtami napjatými mezi svislými stěžni a šikmými čeleny, barevnými plochami, dřevěnými detaily a v případě Dolních Zálezel a Libotenic i osvětlením. Každá lokalita má svoji charakteristickou barevnost, ve které je uveden název přístaviště a barevné plochy na molu. Mola pro sportovní plavidla byla navržena jako méně výrazné součásti přístaviště, které mají splynout s krajinou.

Investor: Ředitelství vodních cest ČR, financování ze Státního fondu dopravní infrastruktury (SFDI),

Architektonický návrh: ATELIER DESIGNU A ARCHITEKTURY, Doc. Ing. arch. Patrik Kotas,



Těžba vrtů pro osazení dvojice svařených štětovnic Larsen IIIa a následné zhotovení dalby, Nučnice

Projektant: PSK TUZAR, s. r. o.,
Generální dodavatel: Zakládání staveb, a. s.

Ing. Dana Malečková, Ing. Jindřich Tuzar,
PSK TUZAR, s. r. o. redakčně upraveno
Foto: Libor Štěrba

A port on the lower Elbe River awarded the CZECH TRANSPORT CONSTRUCTION/TECHNOLOGY/INNOVATION OF THE YEAR 2014 COMPETITION prize

Series of passenger port constructions on the lower Elbe River received a prize awarded by The Directorate of Waterways of the Czech Republic in the competition named the CZECH TRANSPORT CONSTRUCTION/TECHNOLOGY/INNOVATION OF THE YEAR 2014. Zakládání staveb, Co. became the general contractor of this series of constructions as well as it carried out all special foundation works.

DĚKOVNÁ PLAVBA SPOLEČNOSTI ENERGEIA

Obecně prospěšná společnost Energeia uspořádala dne 22. září 2015 plavbu k Malé vodní elektrárně Štětí, kde proběhla její podrobná prohlídka. Smyslem této akce bylo vyjádřit poděkování všem partnerům stavby MVE za podporu a spolupráci při budování tohoto unikátního díla na Labi. Mezi početnými hosty byli sponzoři, partneři, zástupci dodavatelských a spolupracujících firem, ministerstvo zemědělství zastupoval náměstek pro řízení sekce vodního hospodářství Aleš Kendík, účast přijal i kardinál Dominik Duka. Za společnost Zakládání staveb, a. s., se akce zúčastnili generální ředitel Jiří Mühl, obchodní ředitel Aleš Skalický a další spolupracovníci.

Stavbě MVE Štětí jsme věnovali velkou část vydání ZAKLÁDÁNÍ 2/2014, přesto zde stručně připomeňme, v čem je tento projekt ve srovnání s jinými, podobnými projekty výjimečný – odlišnost spočívá ve způsobu jeho financování a ná-



sledném využití části výnosů z prodeje elektrické energie na charitativní účely.

Investice potřebná k výstavbě elektrárny v celkové výši cca 950 mil. Kč byla uskutečněna především prostřednictvím dodavatelského úvěru od generálního dodavatele konsorcia Metrostav – Zakládání staveb, z darů a dále prostřednictvím investiční dotace z OPPI a OPŽP (ve výši 254 mil. Kč). Dodavatelský úvěr byl po kolaudaci stavby refinancován dlouhodobým úvěrem (18–20 let) u Komerční banky. Refinancování elektrárny pro Energeiu zajišťuje poradenská společnost KPMG Česká republika s týmem Zdeňka Tůmy, která se současně stala oficiálním veřejným partnerem projektu Energeia. Kromě konsorcia Metrostav – Zakládání staveb se na stavbě podílela řada dalších společností a dodavatelů: Voith Hydro GmbH & Co. (Rakousko), Siemens, Ingos, Wikov MGI, P&S, Exmont – Energo, Eport Group, Argo Automatizace. Generálním projektantem byla společnost Pöyry Environment – nyní Aquatis, na projektu se podílely i firmy ELPK Praha a FG Consult. Významnou podporu projektu poskytla také agentura CzechInvest.

Elektrárna je v provozu od září 2014. Její příprava a budování trvaly celkově 14 let,



Odborný výklad v technických prostorách pod turbínami elektrárny

samotná stavba pak probíhala od března 2012 do února 2015, kdy bylo dílo po období zkušebního provozu předáno investorovi. Dnes již finanční prostředky získávané prodejem elektřiny mohou sloužit k uskutečňování charitativních, sociálních a vzdělávacích projektů. Elektrárna a společnost Energeia tedy zbývá jen popřát mnoho let bezproblémového provozu a především dostatek vody na turbínách.

Redakce



Pohled na Ettlinger Strasse jižním směrem

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, A. S., V BÁDENSKU-WÜRTEMBERSKU ANEB PODÍL NA PRACÍCH SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ ROZSÁHLÉHO PROJEKTU MĚSTSKÉHO TUNELU V KARLSRUHE

Ve městě Karlsruhe, ležícím na jihozápadě Německa v blízkosti francouzských hranic, vzniká v současnosti rozsáhlý dopravní projekt tzv. městského tunelu. Jeho smyslem je svedení veškeré kolejové dopravy, a to jak tramvajové, tak i vlakové, do tunelů, které budou procházet pod dvěma hlavními třídami v celkové délce cca 3 km. Společnost Zakládání staveb, a. s., se na této stavbě za více než 600 mil. euro podílí technologiemi speciálního zakládání od prosince 2013 až do dneška. V následujících textech je přibližena koncepce technického řešení městských tunelů v Karlsruhe a podrobně jsou pak popsány jednotlivé technologie, které zde společnost Zakládání staveb, a. s., uplatnila. Jednalo se o technologie podzemních stěn, tryskové injektáže, klasické zemní pramencové kotvy a tzv. GEWI tyče. V závěru článků přinášíme postřehy z ražby hlavní tunelové trasy, prováděné technologií TBM.

Seznání s účelem stavby, základní koncepcí projektu a použitými technologiemi speciálního zakládání

Karlsruhe je město s přibližně 300 tisíci obyvateli, ležící na břehu řeky Rýn na jihozápadě Německa ve spolkové zemi Bádensko-Württembersko, blízko francouzských hranic. Zároveň je třetím největším městem Bádensko-Württemberska a sídlí zde významné soudní instituce jako Spolkový ústavní soud a Nejvyšší spolkový soud pro kriminalitu.

Systém MHD a hlavně kolejové dopravy je v Karlsruhe řešen poněkud odlišně, než je běžné v Čechách. Rychlovlaky ICE, TGV a vlaky DB vyrážející na vnitrostátní a mezinárodní trasy jsou klasicky odbavovány z hlavního nádraží. To ovšem neplatí u příměstských vlakových linek; vlaky, které vyjíždějí do okruhu cca 50 km kolem Karlsruhe, jsou při vjezdu do města svedeny na koleje běžné tramvajové dopravy a dále projíždějí společně s tramvajemi městem a respektují tramvajové zastávky. Po průjezdu centra se vlaky opět napojí na koleje vlakové dopravy.

Se zvyšujícím se počtem vlaků začala být situace v centru Karlsruhe neúnosná a město

přistoupilo k výstavbě městského tunelu pro kolejovou dopravu (Stadtbahntunnel). Stavba započala v roce 2010 a je plánovaná do konce roku 2018. Na začátku roku 2014 se ke zhotovení prací speciálního zakládání přidala firma Zakládání staveb, a. s., a nemalým podílem přispěla k výstavbě jednotlivých stavebních celků.

Základní koncept projektu

Celá stavba městského tunelu se dělí na dva základní úseky ve tvaru písmene T a je budována v samotném centru města pod největšími městskými třídami: ve směru východ – západ pod třídou Kaiserstrasse mezi Durlacher Tor a Mühlburger Tor v délce cca 2,4 km a ve směru sever – jih pod Karl-Friedrich Strasse mezi centrální zastávkou Marktplatz a Augenstrasse na jihu v délce cca 1 km. Ve směru východ – západ je tunel kompletně ražen metodou TBM, na kolmé větvi bude ražen NRTM v přítlaku vzduchu, a to mezi centrální zastávkou Marktplatz a Ettlinger Tor v délce 250 m, zbývající část směrem na jih až k Augenstrasse je hloubená. Jednotlivé úseky se

dále dělí na výjezdové rampy, tramvajové zastávky a úseky mezi nimi.

Ve východo-západní ose jsou vždy na konci tunelu zhotoveny rampy, jež přivedou železniční dopravu na povrch. Jedna se nachází na východě v Durlacher Alle a je dlouhá 430 m, z čehož je 230 m zhotoveno hloubeným způsobem. Na západním konci tunelu se nachází cílová šachta tunelu, do níž dojede TBM, a v ní bude demontován. Navažující rampa Mühlburger Tor je pak dlouhá rovněž 430 m, z čehož je zhotoveno 150 m hloubeným způsobem. Na jižní větvi se nachází rampa Ettlinger Strasse.

Kombilösung Karlsruhe

Projekt „Stadtbahntunnel“ v Karlsruhe je součástí komplexního řešení dopravní situace v tomto městě, které se nazývá Kombilösung. Tento projekt má za úkol modernizaci a rozšíření tramvajové/železniční sítě ve městě Karlsruhe s napojením na příměstskou železnici a obecně sestává ze dvou hlavních částí. Kromě městského tunelu (Stadtbahntunnel – tvar písmene T), popisovaném v tomto článku, je jeho další součástí tunel pod Kriegstrasse mezi Karlstor a Mendelsohn Platz. V tomto úseku bude povrchová silniční doprava umístěna do nového tunelu, zhotoveného hloubeným způsobem, a následně bude na povrchu tunelu umístěna tramvajová trať včetně několika zastávek. Tato stavba však ještě nebyla zahájena, v současnosti je vypsán tendr na zhotovitele.

Základní konstrukční řešení dílčích prvků stavby a použité technologie speciálního zakládání

Geologické poměry v centru města Karlsruhe jsou poměrně monotónní. Typický geologický profil by se dal určit jako navážky s humusovou složkou mocnosti 3 m, dále pak vrstvy středně ulehleho až ulehleho štěrkopísku



Zastávka/startovací šachta TBM – Durlacher Tor



Centrum Karlsruhe s vyznačením nově budovaného městského tunelu (Stadtbahntunnel)

s velikostí zrna do 10 cm. V hloubce 10,0–17,0 m se mohou objevit lokální „čočky“ plastického jílu. Celé město se nachází na původních štěrkových terasách řeky Rýn, kde mocnosti štěrkových vrstev dosahují stovek metrů. Hladina podzemní vody (HPV) se nachází 3,0–4,0 m pod terémem. Práce speciálního zakládání na této stavbě se týkaly především všech zastávek na budovaných trasách (celkem 8) a hloubeného úseku od Ettliger Tor směrem na jih včetně všech tří nájezdových a výjezdových ramp. Díky zdejším geologickým poměrům a nepřítomnosti nepropustného podloží musí být jednotlivé stavební celky dokonale utěsněny proti vodě. **Základní koncept řešení jednotlivých úseků stavby spočívá ve zhotovení obvodového pláště z podzemních stěn (PS) nebo štětovnic kotveného v několika úrovních pramencovými zemními kotvami. Dno stavební jámy je utěsněno tryskovou injektáží (TI), která současně rozpíná paty obvodových konstrukcí. Měle uložené vrstvy těsnicí TI jsou dále vyztuženy tahovými GEWI tyčemi proti vztlaku spodní vody.** Postup výstavby je u jednotlivých os rozdílný. U osy východ – západ, tedy mezi Durlacher Tor a Mühlpurger Tor, byly nejprve vybudovány jednotlivé zastávky a nájezdové rampy. Po dokončení prací speciálního zakládání byly

u jednotlivých zastávek zhotoveny stropní ŽB konstrukce (cut and cover). Razicí štít TBM vyrazil ze zastávky Durlacher Tor, která zároveň sloužila jako startovací šachta pro montáž TBM. Štít v rámci ražby projížděl skrz již

vybudované zastávky po trase až do cílové šachty na Mühlpurger Tor.

U jižní osy byl postup výstavby následující: velkou část úseku tvoří hloubený tunel, a to od zastávky Ettliger Tor až po rampu Augartenstraße. Po zhotovení prací speciálního zakládání, tedy PS, TI a GEWI tyčí, se provedl výkop a budoucí konstrukce tunelu byla dovnitř vestavěna. V úseku mezi zastávkami Marktplatz a Ettliger Tor bylo štěrkopískové základové prostředí zmonolitněno pomocí chemické injektáže; zde bude v roce 2016 probíhat ražba tunelu NRTM v přetlaku vzduchu.



Těsnění dna stavební jámy hloubeného tunelu pomocí TI – hloubený tunel Ettliger Strasse

Druh a rozsah prací speciálního zakládání provedených společností Zakládání staveb, a. s.

Firma Zakládání staveb, a. s., nastoupila na stavbu Stadtbahntunnel Karlsruhe v prosinci 2013, a to s technologií TI. Dále se v průběhu roku 2014 přidaly dvě technologie PS a tři technologie na zhotovení pramencových zemních kotev a GEWI tyčí. Stavba běží s drobnými přestávkami do současnosti a konec prací speciálního zakládání je plánován na prosinec 2015. V době nástupu Zakládání staveb, a. s., do Karlsruhe byl úsek mezi Durlacher Tor a Mühlpurger Tor v pokročilém stadiu rozpracovanosti. Podzemní stěny byly v tomto celém úseku z větší části hotové a práce na TI běžely na plné obrátky. V nasazení



Zhotovení monobloku z TI za cílovou šachtou TBM – Mühlburger Tor

zde byly čtyři technologie od firmy Poor. Naše technologie TI byla tedy pátá.

Technologie TI

První objekt, který nám byl hlavním dodavatelem stavby (BEMO Tunnelling GmbH – Spezialtiefbau) přidělen, byl monoblok z TI v těsné blízkosti cílové šachty TBM na zastávce Mühlburger Tor. Monoblok byl o rozměrech 13,5x13,5x13,5 m, horní hrana byla 1–3 m pod stávajícím terénem. Jednalo se o 26 ks sloupů TI Ø 3,7 m a 7 ks sloupů TI Ø 2,6 m. Monoblok z TI slouží k zajištění stability terénu na povrchu v poslední fázi ražby TBM před vstupem stroje do cílové šachty z PS. V tomto

místě se razicí štít, resp. jeho horní hrana, bude nacházet v kritické vzdálenosti 4,0 metry od stávajícího terénu. Před zahájením veškerých vrtných prací bylo nutné připravit vrtnou soupravu Hausherr 150 DR na zdejší podmínky. Souprava byla osazena vrtným materiálem Delta Tools HDI Ø 114,3 Twin Drive od australské firmy Boart Longyear a došlo také k instalaci monitoringu Jean Lutz LT3 v kombinaci s digitálním inklinometrem TIGOR.

Jelikož sloupy TI byly vytažovány až takřka k terénu, panovalo nebezpečí, že se sloup TI prořízne až na terén a mohlo by dojít ke ztrátě stability vrtné soupravy. Proto byla zhotovena ocelová demontovatelná konstrukce, ze které

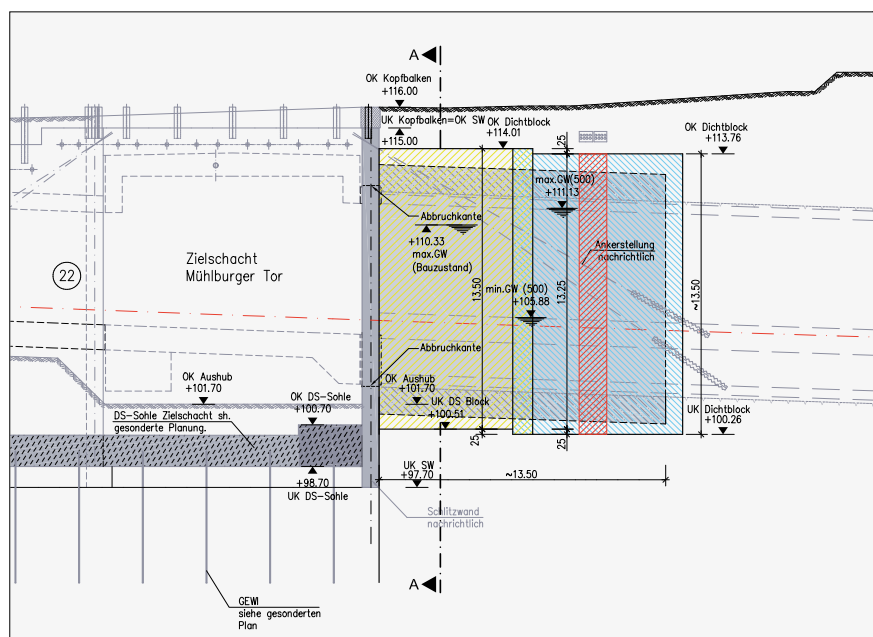


Provádění TI v křížení silničního a tramvajového tunelu mezi zastávkami na Ettlinger Tor

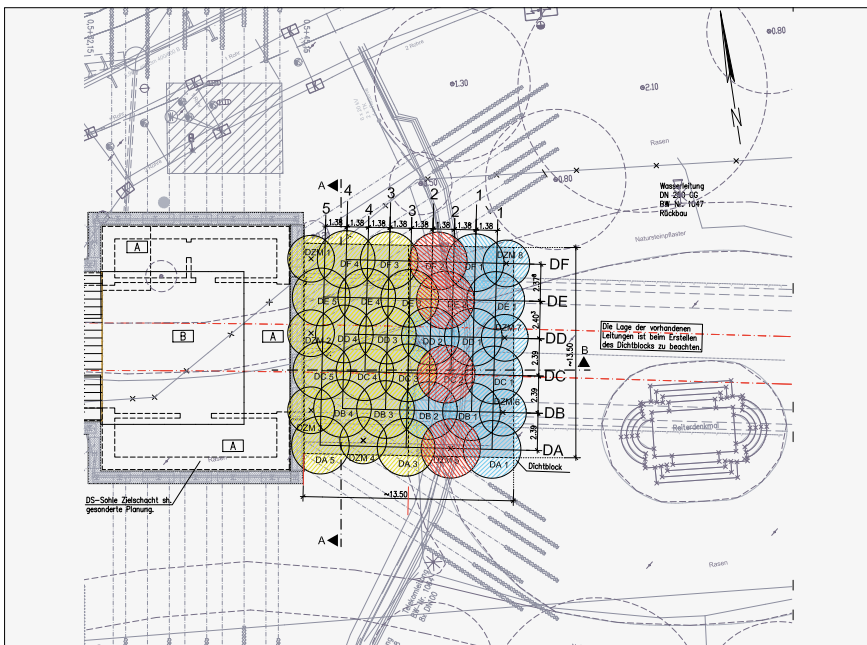
se prováděly vrtné práce. Konstrukce sloužila k přenosu zatížení od vrtné soupravy do větší vzdálenosti od stávajícího závrtného bodu. Postupem času se ukázalo, že toto řešení bylo správné a roznášecí konstrukce plnila svůj účel dokonale. U některých sloupů došlo k proříznutí na terénu až do poloviny pásu vrtné soupravy. První úkol, který nám investor připravil, nebyl vůbec jednoduchý a dal se považovat za jakýsi test, zda budeme vůbec schopni objem prací pojmout a provést v požadované kvalitě. Po zhotovení celého monobloku následovaly kontrolní jádrové převrty. Vynesené jádro z TI bylo bez vad. Na základě vyhodnocení kvality prvního úseku nám byly přiděleny další navazující úseky, a to zajištění stability jezdecké sochy v parku Mühlburger Tor v kombinaci s mělce uloženou „deskou“ z TI, opět jako ochrana proti propadu při ražbě TBM v těsné blízkosti terénu. Dále pak těsnicí vrstva TI cílové šachty TBM a navazující rampy úseku Mühlburger Tor. Na základě výsledků těsnosti cílové šachty a dobré kvality prací bylo společností Zakládání staveb, a. s., přiděleno kompletní zhotovení TI na celé jižní větví.

Technologie podzemních stěn

Těžba rýh pro PS začala v březnu 2014 na zastávce Kongresszentrum, která se nachází na jižní větví městského tunelu. Dále se v průběhu roku přidala další technologie na Zielschacht Mühlburger Tor. Realizovány byly PS tl. 0,8–1,2 m a hloubky 12,0–27,0 m. Délka lamel byla přesně dána projektem. Těžba probíhala klasicky na dvě bentonitové suspenze. Jedna byla určena pro výkop a druhá pro betonáž. Více o provádění PS v následujícím článku Ing. J. Blažka.



Podélný řez cílovou šachtou TBM na Mühlburger Tor zhotovenou v PS, před šachtou byl vytvořen monoblok z TI pro bezpečný vjezd štítu TBM, vlastní dno šachty je rozepřeno a utěsněno TI s osazenými GEWI tyčemi



Půdorys cílové šachty TBM na Mühlburger Tor, šachta je zhotovena v PS, před šachtou byl vytvořen monoblok z TI pro bezpečný vjezd štítu TBM

Technologie zemních pramencových kotev

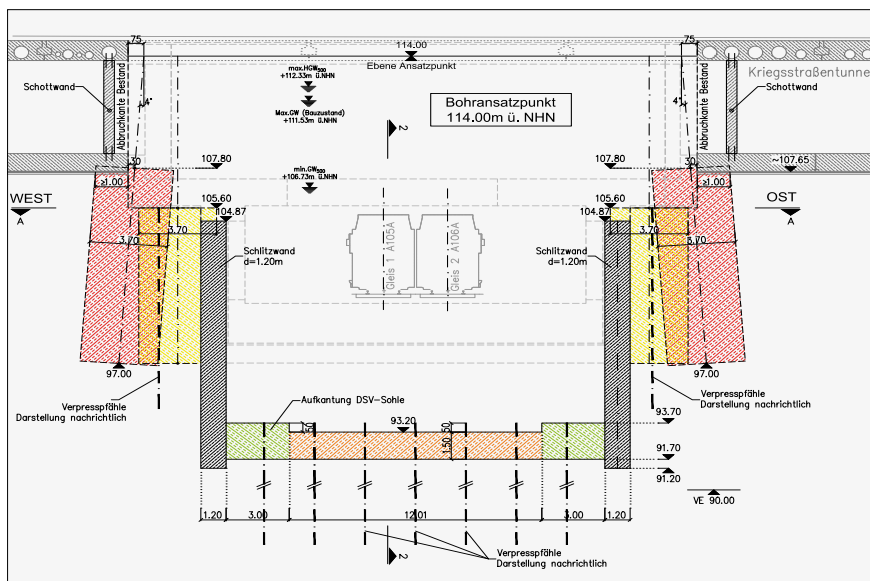
Práce na vrtání kotev začaly na Durlacher Rampe. Rampa se skládala z části z PS, kotvených ve dvou úrovních, a z části ze štěpových stěn, kotvených až ve třech úrovních. První kotevní úroveň byla nad HPV a zbylé dvě úrovně pod HPV. Použití kotev byly semipermanentní, což v Německu znamená kotva se životností 5 let. Semipermanentní kotva se skládá z kořenové části, která je bez ochrany, a dále pak z volné délky, kde jsou jednotlivé pramence namazány vazelinou v ochranném PVC pouzdru. Samotné zhlaví kotvy je na délku 1,5 m osazeno ochrannou PVC chráničkou Ø 8–10 cm v závislosti na počtu pramenců. V horní a spodní části je tato chránička vyplněna pěnou. Prostřední část je vyplněna speciálním plastickým

cementem. Úsek s cementem slouží mimo jiné k upnutí endpackeru u kotev osazených pod HPV. Dále jsou klasicky volné pramence s přesahem 1,3 m pro napnutí kotvy. Kotvy se na stavbě vrtaly na vodní výplach čerpadly NB 32, která dávají výkon až 500 l/min. Voda na výplach se nejčastěji používala z výtlačných studní přímo na stavbě a dále byla recyklována tak, že voda vytékající z vrtu byla jímána do zemních jímek a následně použita na vodní výplach. Kotvy byly vrtány duplexovým způsobem na celou délku vrtu. Po dosažení požadované hloubky se do vrtu přes tyče načerpala závlivková směs. Poté došlo k vytažení tyčí a následně byla osazena kotva do pažnic vyplněných závlivkou. Při odpažování docházelo k injektáži celé kolony pažnic po 1,5 m etážích na celou

délku kořenové části. Tlak injektáže byl 15 bar. Injektáž se prováděla za pomoci speciálně vyrobeného obturátoru, který se upínal do pažnicového přechodu na vrtné hlavě. Po odpažení byla tedy kotva rovnou i zainjektována. Díky injektáži přes kolonu pažnic odpadlo použití PVC injekčních trubek a mohly být použity pažnice Ø 133 mm. Napínání kotev probíhalo klasicky po 7 dnech po osazení kotvy. Při vrtání kotev pod HPV byl nasazen na spodní část lafety bohrpacker, který zamezil propojení vody za konstrukcí se stavební jámou a pronikání štěrkopísku do stavební jámy. Díky přetlaku vody na počtv vrtu a pronikání štěrkopísku do pažnic se vrtalo na ztracenou korunku. Další postup vrtání byl totožný, pouze před vytažením poslední pažnice z průchodky při odpažování došlo k injektáži cementové směsi hned za rub PS nebo štětové stěny. Poté se rychle odpažilo a místo zvodnělého šterku začala vytékat cementová směs do stavební jámy. V této chvíli se musel co nejrychleji osadit endpacker. Celkem bylo na Durlacher Rampe provedeno 360 ks kotev v délce přes 6000 m. Následovaly pak další objekty Rampe a Zielschacht Mühlburger Tor.

Technologie GEWI tyčí

V průběhu roku 2014 se práce rozšířily na jižní větev městského tunelu. Objem prací zde byl mimořádný. Kromě 250 m dlouhého raženého úseku mezi Marktplatz a Ettliger Tor je zbylá část tunelu hloubena a dno tunelu je těsněno TI v kombinaci s GEWI tyčemi. GEWI tyče se začaly osazovat v úseku Tunnel Ettligerstraße. Jedná se o svislé prvky, osazované zde v rastru 2,2x2,5 m, které jsou ukotveny v dřívě zhotoveném bloku TI. GEWI tyče slouží jako tahové prvky proti vzltlaku podzemní vody. Systém vrtání a injektáže je totožný jako u pramencových kotev. Celý vrt je opět pažen na celou délku. Nejdelší prvky měly hloubku vrtu 38 m a osazovala se do nich GEWI tyč Ø 50 mm a délky 24 m. Od terénu po horní hranu TI je hluché vrtání, GEWI tyč se vždy osazuje od horní hrany TI a injektuje se na celou svoji délku včetně spoje s TI. V rámci jednotlivých úseků je vždy 6% tyčí zkušebních – 3% se zkouší na plášťové tření a 3% se zkouší na spoji tyče s TI. Na zkušební GEWI se používají tyče Ø 63 mm. Plášťové tření se zkouší následovně: tyč je osazena od terénu tak, aby končila 0,5 m nad vrstvou TI. Spodní část GEWI je na délku 6,0 m zainjektována, zbytek tyče je ochráněn v PVC chráničce. Tyč přesahuje 1,0 m nad terén. Zkouška spoje tyče s TI se provádí obdobně. Tyč se zavrtá 1,0 m do vrstvy TI, zbytek tyče je až na terén ochráněn PVC chráničkou. Injektuje



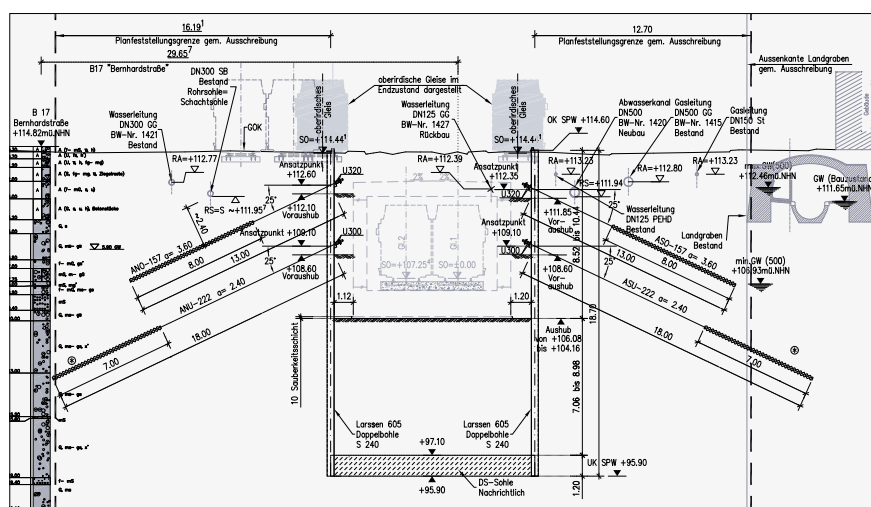
Příčný řez křížení automobilového tunelu s nově budovaným tramvajovým tunelem mezi zastávkami na Ettliger Tor. Přechod mezi konstrukcí starého tunelu a nově vybudovanými PS zajišťují statické sloupy TI v kombinaci s vyztužením z GEWI tyčí, dno těsněno vrstvou z TI s GEWI tyčemi proti vzltlaku podzemní vody.



Kotvení PS a štětových stěn na Durlacher Rampe



Vytěžená a přikotvená stavební jáma na Durlacher Rampe



Příčný řez výjezdové rampy na Durlacher Rampe

se pouze 1,0 m v TI a tyč se opět nechá přesahovat 1,0 m nad terén. Sedm dní po injektáži se obě tyče napínají na zkušební sílu 1485 kN a nesmí dojít k vytržení tyče. Celkem bylo na tomto úseku

zhotoveno 505 ks GEWI tyčí. Celková délka vrtů byla 14 500 m a délka GEWI tyčí 9350 m. Dále pak následovaly úseky Zugang Süd – Ost Ettlinger Tor a Zielschacht – Mühlburger Tor.

Těsnění dna stavebních jam pomocí TI

V rámci celé stavby je kladen velký důraz na těsnost konstrukcí. U obvodových stěn je povolen maximální přítok 1,0 l/s na 1000 m², dnem pak 1,5 l/s na 1000 m². U obvodových stěn nebývá s těsností takový problém. Pokud se přeci jenom problém objeví, je sanace netěsnosti relativně jednoduchá a okamžitě proveditelná. Horší je to u dna zhotoveného z TI. V případě zjištění netěsnosti a většího přítoku vody do stavební jámy, než bylo povolené, je velmi obtížné určit poruchu ve dně a celý úsek se musí mnohdy utěsnit znovu. Stanovení průměru sloupů TI předcházelo rozsáhlý pokus, kde byly zkoušeny sloupy TI na Ø 3,7 m. Tyto zkušební sloupy se vyhotovily v hloubkách, kde se v budoucnu měla nacházet těsnicí vrstva z TI. Průměry zkušebních sloupů se ověřovaly akustickou metodou a metodou otěru barvy z ocelových tyčí. Dále se odebírala jádra ze sloupů TI ve třech vzdálenostech od středu sloupu.



Provádění tahových GEWI tyčí na hloubeném úseku Ettlinger Straße

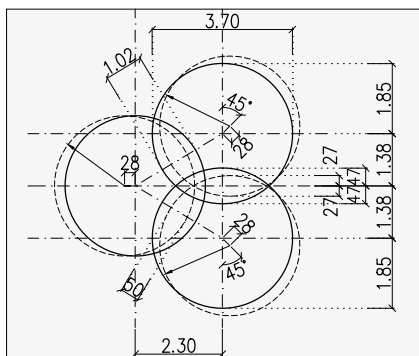


GEWI tyče Ø 50–63 mm, délky 17–24 m před osazením

Jádro se kontrolovalo vizuálně, zda je kompaktní, a dále se zkoušelo na pevnost v tlaku. Pevnosti jádra dosahovaly 6,5–40,0 MPa. Aby bylo dosaženo co nejlepší těsnosti dna, byla TI zhotovena dále popsáním způsobem.

Zvolení základního rastru závrtných bodů v projektu.

Základním klíčem k úspěchu je správně zvolený rastr už v rámci projektu. Problematiku si můžeme vysvětlit na konkrétním případě. Těsnění dna zastávky Ettlínger Tor pomocí TI je v hloubce 23,0 m od terénu, sloupy TI mají \varnothing 3,7 m. Podle normy se počítá s vertikálním odklonem vrtu 1 %, což je v našem případě 23 cm, dále se zohledňuje nepřesnost závrtného bodu 5 cm. Ještě před zhotovením TI se tedy počítá s nepřesností 28 cm na patě vrtu. Vezme se trojúhelník jako spoj tří závrtných bodů. V každém bodu se vynese maximální projektovaná odchylka 28 cm, a to v tom nejnepříznivějším případě, který by mohl nastat, tedy ve směru od středu trojúhelníku. Vynesené kružnice se musí minimálně dotýkat. Výsledkem je základní rastr 2,3x2,76 m.



Příklad geometrie základního rastru závrtných bodů TI na zastávce Ettlínger Tor

Kontrola kvality při zhotovení TI

Při samotném zhotovení TI se kvalita a přesnost prací kontroluje pomocí monitoringu Jean Lutz LT3 v kombinaci s digitálním inklinometrem Tigor. Ten je schopen určit směr a polohu vrtu vůči světovým stranám a je osazen ve vrtané koloně tyčí hned za monitorem, ve kterém jsou umístěny trysky. Před začátkem každého vrtu se nastaví referenční směr na sever. Dále se pak při vrtání každých 5 m měří poloha Tigoru v zemi. Poslední měření se provádí 0,5 m před plánovanou hloubkou vrtu. Po ukončení TI a vytažení vrtných tyčí zpátky na povrch se stáhnou data na kartu a výsledkem je protokol, kde je zaznamenán směr vrtu, včetně odchylek vůči světovým stranám. Jelikož byl na začátku Tigor orientován na sever, není problém si vyhodnotit, kde se nachází vytryskaný sloup oproti projektu. Dále pak monitoring Jean Lutz vyhodnotí celý průběh TI.

Vyhodnocení kvality TI

Po uzavření stavebního celku se na základě zaznamenaných dat z monitoringu udělá celková analýza přesnosti vrtání a kvality prací. Jednotlivé sloupy TI se vynesou v kreslicím programu na základě údajů z Tigoru. Sloupy se vynášejí o průměru 3,5 m, i když projekt počítá se sloupy 3,7 m! Z důvodu možnosti nepřesnosti závrtného bodu odečteme 5 cm na každou stranu. Dále se předpokládá, že sloup nedosáhl plného průměru a odečte se opět 5 cm na každou stranu. Po vynesení dat se objeví místa, kde je pravděpodobně TI netěsná. V těchto místech se provádějí kontrolní převrty a tryskají se další sloupy TI. Vzhledem k tomu, že je těžké přesně cílit vrtem do možného místa poruchy, provádí se kontrolní převrt o 50 cm hlouběji. Celé místo se podtryská a celý sloup je přetažen o 50 cm výš, takže dojde i k nadtryskání a sanaci možné poruchy. V problematických místech se udělá kontrolní jádrový vrt, aby byla ověřena kvalita i vizuálně. Jádro se následně zkouší na pevnost v tlaku, kde min. požadavek je pevnost 7,0 MPa. U velkých úseků jsou stavební celky rozděleny příčnými těsnicemi přepážkami na menší celky. V úseku PS jsou přepážky zhotoveny ze Soliduru (jílocementu) a v úseku štetových stěn ze štetovnic.

Kontrola těsnosti jednotlivých úseků

Po dokončení stavebního celku, tedy PS, těsnicí vrstvy z TI, tahových GEWI tyčí a těsnicích přepážek, je prováděna celková zkouška těsnosti dílčích úseků. V prostoru stavební jámy se z terénu zhotoví vrtané studny a vrty určené k odečtu hladiny vody. Vrty pro odečet hladiny se zhotoví i vně stavební jámy. Do studní se osadí čerpadla a do vrtů pro odečet hladiny se osadí teplotní senzory do dvou úrovní. První je osazen 0,5 m a druhý 1,5 m nad horní hranu TI. Nejprve se vyčerpá voda na požadovanou úroveň a poté se udržuje stálá hladina po dobu dvanácti hodin na jedné úrovni. Z naměřených hodnot se určí, zda jsou konstrukce těsné. Díky hydratačnímu teplu, které vzniká tvrdnutím TI v zemi, dosahuje teplota vody uvnitř stavební konstrukce cca 30 °C. Okolní podzemní voda má teplotu cca 15 °C. Pokud by tedy zkouška vykazala netěsnosti TI, dá se na základě naměřených rozdílů teplot orientačně určit, kudy voda do prostoru úseku přitéká a zda jde o přítok dnem nebo obvodovou konstrukcí.

Závěr

Městský tunel v Karlsruhe je velice náročný a složitý projekt nejen z hlediska speciálního zakládání, ale i všech navazujících prací. Práce probíhají ve stísněných poměrech v centru města za plného provozu povrchové dopravy i tramvajových linek. Přeložky silnic a kolejí pro MHD jsou takřka na denním pořádku.

S tím souvisí i časté stěhování zařízení stavebníků jednotlivých technologií.

Stavba přinesla hodně nových poznatků v oblasti speciálního zakládání, nejvíce pak u technologie TI při vyhodnocování kvality provedených prací pomocí monitoringu Jean Lutz s digitálním inklinometrem Tigor a zpětné kontroly těsnosti stavebních celků. Z počátku panovaly určité obavy, zda zaměstnanci Zakládání staveb, a. s., zvládnou velkou náročnost stavby a budou schopni splnit přísná místní technologická kritéria pro jednotlivé konstrukce. Po pár měsících se však ukázalo, že nasazená technika obstála na výbornou a je konkurenceschopná i za našimi západními hranicemi. U zaměstnanců se časem prolomila jazyková bariéra a nebylo výjimkou, že práce probíhaly ve smíšených, česko-německých skupinách zaměstnanců, a to jak na našich technologiích, tak i na technologiích společnosti Poor.

Ing. Radek Obst, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba a autor

Seznam zdrojů:

- 1) www.diekombiloesung.de
- 2) www.kasig.info

Náklady projektu

Náklady projektu byly v roce 2002 při referendu stanoveny na 380 mil. EUR pro městský tunel a 150 mil. EUR pro tunel v Kriegsstrasse, předpokládané náklady na celé Kombilösung Karlsruhe byly tedy ve výši celkem 530 mil. EUR. Přitom 60 % nákladů přebírá spolkový rozpočet, 25 % země Bádensko-Württembersko a pouze 15 % nese město Karlsruhe. Odhady nákladů se během posledních více než 10 let vyvíjely. V současnosti se počítá s cenou kolem 900 mil. EUR za celý projekt Kombilösung.

Zhotovitelé projektu

Soutěž na výstavbu městského železničního tunelu byla vypsaná v roce 2009 a koncem roku 2009 bylo jako vítězné sdružení ze strany městského investora (KASIG) vybráno sdružení firem Alpine Bau Deutschland AG, GSB GmbH, Alpine Bemo Tunnelling GmbH a FCC Construction. Hodnota kontraktu byla cca 300 mil. EUR. Po insolenci Alpine Bau Deutschland AG a GSB GmbH v polovině roku 2013 převzala realizaci do své režie společnost Bemo Tunnelling GmbH, jež patří od léta roku 2013 do skupiny Metrostav, a. s. Realizace hrubé stavby městského železničního tunelu by měla být dokončena koncem roku 2017.

PODZEMNÍ A TĚSNICÍ STĚNY NA MĚSTSKÉM TUNELU V KARLSRUHE

Vstup do projektu

Technologie podzemních stěn společnosti Zakládání staveb, a. s., byla nasazena na stavbu městského tunelu v Karlsruhe v dubnu roku 2014. Před tím byly veškeré technologie prováděny na úseku Marktplatz na strojích společnosti Porr, která do té doby realizovala na městském tunelu všechny práce technologie podzemních stěn (PS). Podzemní stěny na tomto objektu byly prováděny v „kombinovaných“ pracovních skupinách, tedy našich i německých pracovníků. Objekt zastávky Marktplatz je přímo v centru města v místě spojení obou tunelových větví. Vzhledem ke stísněným podmínkám byly v těchto místech podzemní stěny realizovány doslova jen pár centimetrů od výloh okolních budov.

Rozsah prací a doba provádění

Od léta 2014 byly podzemní stěny již výhradně v režii Zakládání staveb, a. s. Prvním prováděným objektem byla budoucí zastávka Kongresszentrum na jižní větví tunelu. Výstavba objektu byla rozdělena do dvou etap. První etapa zahrnovala cca 1500 m² podzemních stěn. Po provedení přeložky komunikace v místě budoucí zastávky Kongresszentrum pokračovala realizace podzemních stěn postupně i na dalších objektech. Od podzimu 2014 tak mohly být na výstavbě městského tunelu nasazeny již dvě kompletní technologie, které byly v plném provozu do března 2015. Poslední stěny byly potom realizovány koncem června 2015.

Zakládání staveb, a. s., realizovalo celkem tři kompletní objekty. Jednalo se o Haltestelle Kongresszentrum (HSK) – 4640 m² PS, Tunnel Ettlinger Strasse (TES) – 6800 m² PS a Tunnel Ettlinger Tor/Kongresszentrum (TEK) – 2350 m². Na třech objektech jsme navazovali na již rozpracované PS: Tunnel Mühlburger Tor, Haltestelle Ettlinger Tor a Haltestelle Marktplatz. Tloušťky podzemních stěn byly 80, 100 nebo 120 cm.

Jako první byl v létě 2014 dopraven na stavbu jeřábový nosič BAUER MC 64, kterým byly realizovány veškeré stěny s tloušťkou nad 80 cm. Druhým nasazeným strojem na těžbu rýhy byl Liebherr 855. Funkci jeřábu zastávaly u obou technologií plazové stroje Liebherr 843 s výložníkem 24 m. U první z technologií bylo pro míchání suspenze využito automatické míchací centrum Techniwell, u druhé technologie byla směs vyráběna v rozplavovači o objemu 7 m³. Počet sil byl v nejvytíženějším období celkem 14 ks. Pro kontrolu svislosti byl z každé lamely zpracován protokol na základě měření monitoringu Jean Lutz.



Osazování armokoše PS, Ettlinger Strasse

Technické řešení

Jednotlivé objekty městského tunelu, ať už zastávky nebo spojovací tunely, byly vždy rozděleny do úseků. Pro pozdější ověření těsnosti liniových podzemních stěn byly úseky vždy „přepaženy“ těsnicí stěnou. Po provedení dalších technologií (trysková injektáž a chemická injektáž), které utěsnily dno mezi podzemními stěnami, byly prováděny zkoušky těsnosti. Pomocí čerpacích vrtů a sledováním čerpaného množství vody ze studní byla vyhodnocena vodonepropustnost pažicích konstrukcí. Pro úseky budoucích hloubených tunelů byly navrženy kotvené PS. Armokoše byly osazeny ocelovými průchodkami v jedné úrovni, resp. ve dvou. Ihned po dokončení betonáže PS

byly do hlavy lamel osazeny HEB profily, které byly později, během zemních prací, osazeny výdřevou. Zemní práce byly potom prováděny v otevřeném výkopu.

Pro objekty stanic byl navržen jiný postup těžby. Nejprve byla odtěžena pouze zemina do úrovně budoucího stropu, proveden železobetonový strop a teprve potom vytěžena zbývající zemina z prostoru stanice. V hlavě armokošů byla proto osazena startovací výztuž pro budoucí stropní konstrukci. Na jednotlivých prutech startovací výztuže byly závit. Tento detail bylo samozřejmě nutné před zahájením betonáže důsledně ochránit před jakýmkoliv poškozením a byl zároveň kladen důraz na přesné výškové i polohové umístění armokoše.



Realizace podzemních stěn, Ettlínger Strasse

Před zahájením zemních prací byly za rubovou stranu PS osazeny štětovnice, případně HEB profily, které zajišťovaly okolní terén.

Některé problémy při realizaci PS

Celou stavbou procházela řada přeložek či překážek – elektrokabely, optické kabely, kanalizace apod. Zvláště na úsecích spojovacích tunelů TEK a TES bylo „živých“ inženýrských sítí šest! Tyto sítě procházely kolmo na PS – to znamenalo 12krát překonávat vedení. Projektant se s touto komplikací vypořádal následně – lamelizaci upravil tak, aby bylo možné realizovat jeden záběr z každé strany kabelovodu, a hrázku, která zůstala pod vedením, bylo prostě nutné „nějak“ odtěžit. Tento způsob nebylo vůbec snadné uskutečnit. Stávající kabelovod byl vždy v rámci vodicích zídek ochráněn



Těžba PS v těsné blízkosti fasád okolních budov, Marktplatz

betonovou konstrukcí, příp. ocelovými profily. Jednalo-li se o vedení šířky do 100 cm, bylo možné kabelovod podtěžit, jinak řečeno: obsluha bagru se snažila „podstrčit“ drapák ze strany pod kabelovod. V některých případech ovšem mělo vedení včetně ochranné konstrukce až 1,8 m. A tato šířka již neumožňovala spojení jednotlivých záběrů. Proto se v těchto případech přistoupilo k následujícímu způsobu: do vytěženého záběru se osadila pažnice, avšak nikoliv svisle, jak je zvykem, ale jako jakási skluzavka, po které drapák sjel pod kabelovod. Tento způsob ale nezajistil úplné odtěžení materiálu bezprostředně pod kabelovodem. V jiném případě byly kabelovody od sebe vzdáleny natolik, že rozměrově nebylo možné realizovat dvě lamely. Bylo proto nutné jako výplň části první lamely použít štěrk. Jiným způsobem nebylo možné zajistit dostatečnou šířku pro realizaci dalšího záběru.

Dalším úskalím bylo napojení na předchozí etapy PS. Vzhledem k nutnosti zajištění plynulosti dopravy ve městě bylo v některých případech nutné práce na PS přerušit a teprve po realizaci přeložky dokončit. Jednoznačnou podmínkou byla, že pažnice je možné odstranit až těsně před betonáží. To znamenalo, že pažnice zůstaly v zemi několik týdnů, měsíců, a jak se ukázalo v případě objektu Ettlínger Tor, i více než rok. Proto bylo nutné se vyrovnat se skutečností, že beton za pažnicemi už bude mít značnou pevnost, a také s tím, že předchozí dodavatel PS používal jiný systém pažnic. Proto byla nutná výroba zámečnických výrobků pro odtržení původních pažnic a hlavně velká trpělivost. Větší výzvou se ukázala realizace, resp. dokončení, objektu PS na Ettlínger Tor. Zde se



Realizace podzemních, Ettlínger Strasse

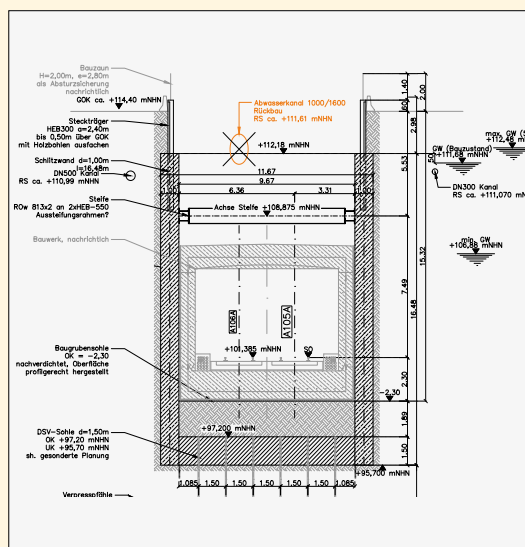


Demolice stávající betonové desky na křížení tunelů v Ettlínger Strasse a Kriegstrasse prováděná vzhledem k úrovni podzemní vody „na slepo“ pod vodní hladinou.

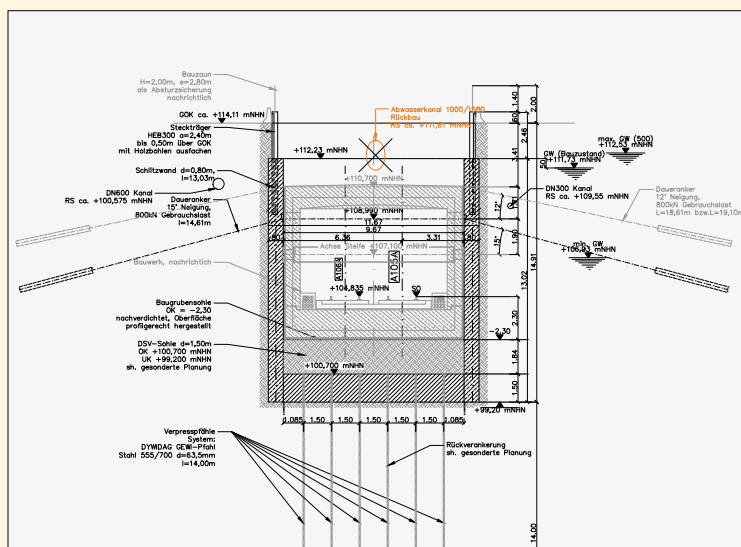
kříží budovaný městský tunel pro kolejovou dopravu na Ettlínger Strasse s budoucím silničním tunelem na Kriegstrasse. Výstavba tohoto silničního tunelu je plánovaná na rok 2016. Silniční tunel je mělce uložen a tramvajový tunel podchází kolmo pod ním v hloubce 10,0 m. Zde bylo třeba provést již jen deset lamel. Podzemní stěny byly těženy do hloubky 26 m, ale hlava byla naprojektována 9 m pod terén. Tato skutečnost s sebou nesla riziko, že dojde ke zřícení vodicích zídek. Dalším problémem se ukázalo být i vyplnění prostoru nad hlavou PS. V případě použití štěrku by při realizaci sousedních lamel došlo k jeho vysypání do právě těžené lamely. Z tohoto důvodu přistoupil objednatel na návrh, že nejprve budou realizovány sudé lamely, a to tak, že betonáž bude dokončena



Podtěžení kabelovodu v rýze PS



Příčný řez hloubeným úsekem na Ettlinger Str. – rozpíraná část



Příčný řez hloubeným úsekem na Ettlinger Str. – kotvená část

až do úrovně vodících zídek. Tím došlo k podchycení zídek a současně se tím předešlo sesutí zásypaného materiálu. Před realizací PS na Ettlinger Tor byla provedena demolice stávající betonové desky tunelu. Vzhledem k úrovni podzemní vody ale byla realizována pod vodou. Tento způsob „demolice na slepo“ s sebou nesl riziko nedostatečného rozrušení veškerého materiálu. Tato obava se naplnila záhy po zahájení těžby PS. Jednalo se hlavně o krajní lamely.

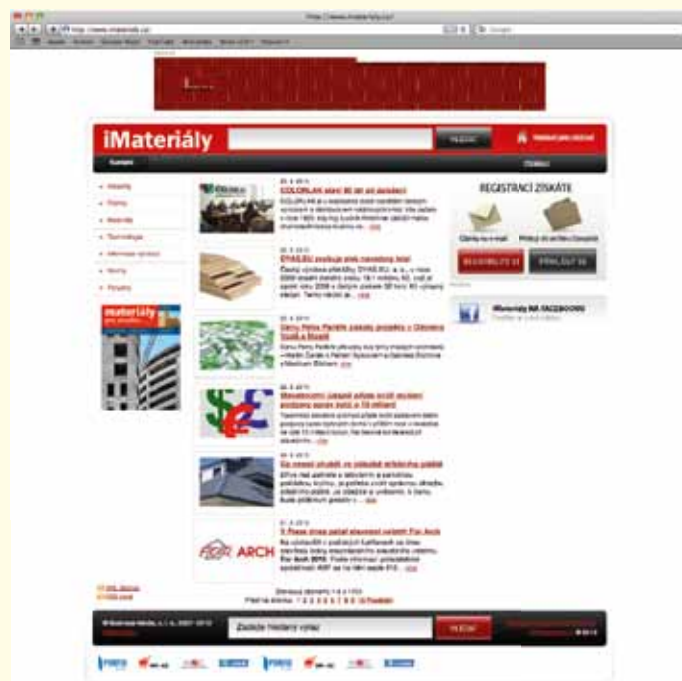
V hloubce 7 m pod povrchem narazil drapak na podzemní betonové konstrukce, přes které prostě nebylo možné naší technologií projít. Vzhledem k časové tísni byl nasazen bagr s kladivem a pokoušel se tyto staré konstrukce rozbít. Toto řešení se ukázalo jako schůdné, nicméně nadspotřeba betonu ukázala, že došlo k narušení okolního materiálu. Vzhledem k realizaci prací v centru města a hlavně za plného okolního provozu bylo jasné, že prostoru kolem staveniště nebude

mnoho. To se potvrdilo zvláště na objektech, které se dodělávaly po předchozím přerušení. Staveništěm byl prostor objektu, který se právě realizoval. Proto bylo nutné časté stěhování třeba jen v rámci jednoho staveniště. Přesto se ale objednatel snažil vždy zajistit vhodné podmínky pro realizaci, ať už se jednalo o pracovní plošiny nebo načasování dodávky materiálu.

Ing. Jan Blažek, Zakládání staveb, a. s.
Foto: Libor Štěrbá a autor

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

RAŽBA TUNELU VE SMĚRU VÝCHOD – ZÁPAD TECHNOLOGIÍ TBM



Razicí štít po průchodu do cílové šachty na Mühlburger Tor

Projekt městských tunelů v Karlsruhe musí splňovat tyto obecné zadávací podmínky:

- Veškeré tramvajové a železniční spoje procházející centrální částí města musejí být svedeny do tunelů.
- Nejsou dovoleny žádné průchody pod budovami.
- Stanice jsou budovány v minimální hloubce pod povrchem.

Aby se nemusely zajišťovat okolní budovy, tunely sledují uliční systém Kaiserstraße, Karl-Friedrich-Straße a Ettlenger Straße.

Kromě základních požadavků na ražení tunelu je třeba zmínit specifické podmínky projektu v Karlsruhe:

- nízké nadloží, menší, než je průměr tunelu (mezi 0,5 a 0,8 průměru TBM),
- zachování provozu tramvají nad korunou tunelu i během stavby,
- zachování provozu na ulicích, pohybu cyklistů a pěších,
- existence množství podzemních inženýrských sítí křížujících trasu (teplводы, plyn, voda),
- extrémně stísněné podmínky v oblasti zařízení staveniště,
- nepříznivé geologické podmínky.

Trasa tunelu ve směru východ – západ je ražena technologií TBM jako jeden dvoukolejný tunel délky 2048 m. Hydraulický bentonitový štít průměru 9320 mm a délky 85 m byl sestaven pod žlb. deskou ve startovací šachtě na Durlacher Tor. Tunel je vykládán betonovými segmenty (tybinky), kde každý prstenec má 6 segmentů (5 + závěr klenby). Jednotlivé segmenty jsou 2 m dlouhé a 40 cm silné. Vnitřní průměr tunelové trouby je 8,20 m.

Aby byly splněny protipožární směrnice, byla do betonu přidána polypropylenová vlákna. Jak již bylo uvedeno v předchozí části textu, kvůli časovému rozvrhu a pro zajištění nepřerušené ražby tunelu jsou stanice podél trasy tunelu zajištěny kompletně technologiemi speciálního zakládání a připraveny pro průchod štítu TBM. Ten jimi projde, aniž by byly předem vyhloubeny. Výkop pod železobetonovou deskou a nová instalace segmentů ve stanicích pak budou provedeny po projezí TBM. Poté budou realizovány železobetonové konstrukce stanic.

Kvůli nízkému nadloží a geologickým podmínkám nebylo možno provádět zásahy do razicího stroje vně stanic. Z toho důvodu byla věnována zvláštní pozornost návrhu vrtné hlavy, její ochraně proti opotřebení a trvanlivosti nožů. Logistika zařízení staveniště byla časově velmi omezená: stavební materiál (bentonit, malta pro zpětné zaplnění za segmenty, segmenty atd.) mohl být dodáván a odvážen pouze od pondělí do čtvrtka mezi 7. a 20. hodinou. To významně snižovalo efektivitu ražeb TBM a kladlo značné nároky na kvalitu výrobního plánování. Odhadnutý rozsah podpůrného tlaku (rozsah nastavení podpůrného tlaku mezi spodní mezí pro stabilitu čela tunelu a horní mezí pro bezpečnost ražby) je pouze 0,2 baru v závislosti na hladině spodní vody. Před začátkem ražeb strojem TBM bylo třeba provést průzkum budov a vyhodnotit jejich citlivost na sedání. Úhlové zkosení poklesové kotliny 1 : 5000 je považováno za rozměrovou mezní hodnotu. Byly provedeny analýzy se ztrátou objemu 0,25–1,5 %, které následně indikovaly očekávané sednutí 25 mm až 150 mm. Protože opatření k vylepšování vlastností zeminy nejsou příliš předvídatelná, jsou práce při ražení tunelu extrémně obtížné.

Inženýrské sítě a šachty nad plánovanou trasou tunelu se nacházejí často v extrémně malých vzdálenostech od raženého tunelu, někde pouze 24 cm. Při ražbě bylo nutné očekávat větší neznámé duté prostory, jako jsou staré nevyplněné sklepní prostory s možnou návazností na další prostory. Jestliže se takové překážky objeví v pracovní oblasti TBM, mohou způsobit masivní ztráty podpůrné kapaliny. Ty mohou být tak významné, že podpůrný tlak nemůže být déle udržován, což může způsobit nestabilitu na čele tunelu nebo dokonce zhroucení čela tunelu.

I přes předpovídání sedání 25 až 150 mm byly poklesy udržovány na hodnotě 2–3 mm na délce celých více než 2 km tunelu, a to díky použitým opatřením a rozsáhlým zkušenostem osádky razicího stroje. Pouze na dvou místech během ražby došlo k významným poklesům a musela být přijata příslušná technická opatření na jejich odstranění a překonání. Je úspěch, že v tak složitých geologických podmínkách v centru města mohly být ražby tohoto dvoukilometrového úseku zvládnuty mezi 17. 11. 2014 a 10. 9. 2015. Dosaženy byly špičkové hodnoty výkonu až 29 m tunelu na den, a to i ve velmi složitých podmínkách a extrémně omezené logistické situaci.

Ing. Robert Dostál, Metrostav, a. s.

The Zakládání staveb, Co. in Baden-Württemberg: Participating in special foundation engineering works within a complex project of Karlsruhe city tunnels

A new transport project of a city tunnel is currently being carried out in Karlsruhe, a south-western German town located close to the French border. The project aims at conducting all rail transport, including trams and trains, into tunnels that will lead under the two main roads stretching to the distance of 3 km. The Zakládání staveb, Co. has been participating in this construction project valued at 600 mil. EUR since December 2013, providing the technologies of special foundation engineering. The following texts deal with the concept of the Karlsruhe city tunnels technical solutions and they provide a detailed description of individual technologies used by the Zakládání staveb, Co. These involved the technology of diaphragm walls, jet grouting, standard land stranded anchors and the so called GEWI rods. The final part of these articles discusses observations from boring works in the main tunnel line carried out with the TBM technology.