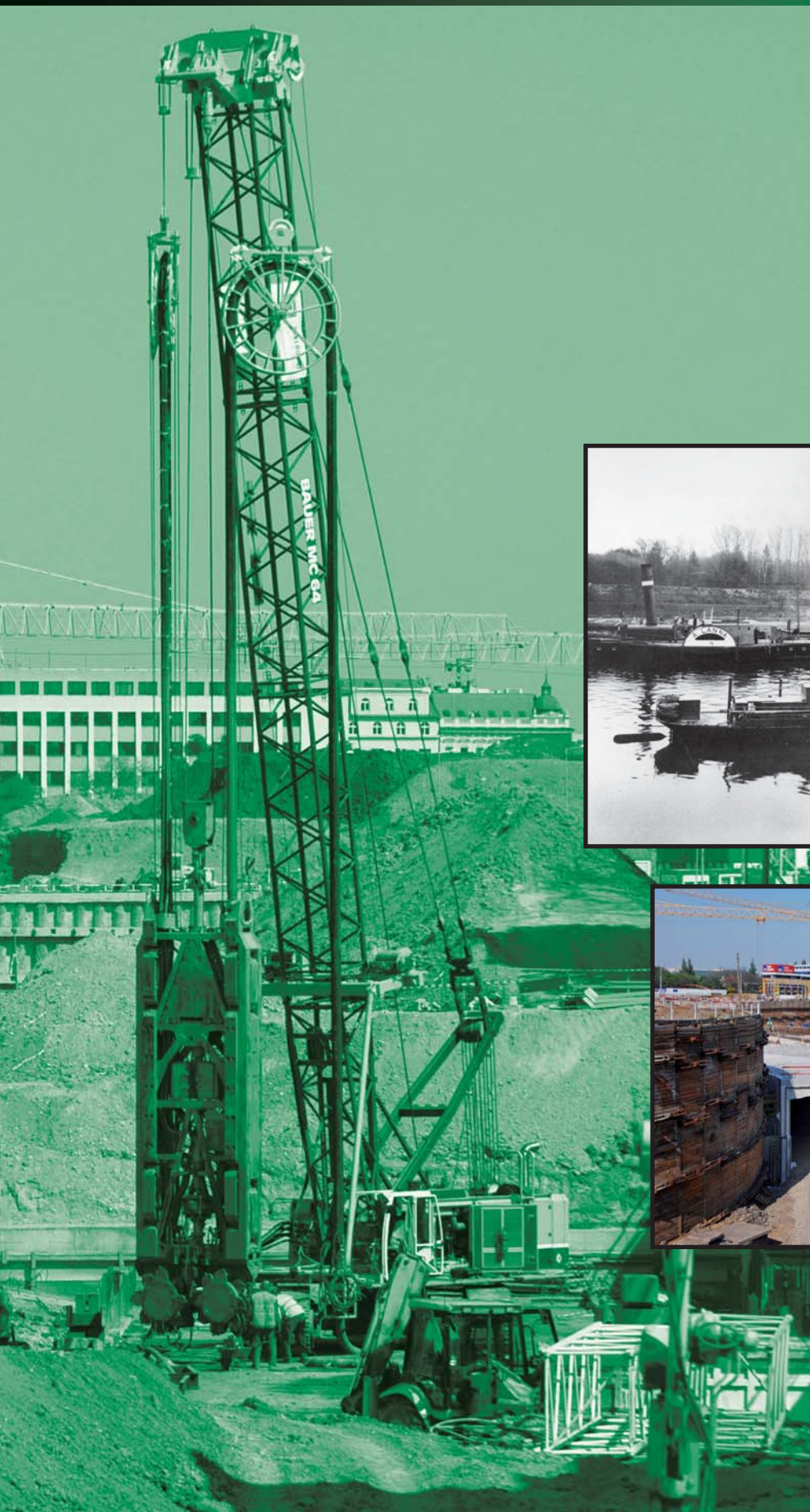


ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

1/2009

Ročník XXI



- STAVEBNÍ TECHNIKA 19. STOLETÍ A FIRMA LANNA
- JEŘÁBOVÝ NOSIČ BAUER MC 64 A FRÉZA BC 32
- HLOUBENÉ TUNELY LETNÁ
- POLYFUNKČNÍ OBJEKT 3NITY V BRATISLAVĚ





Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

Zakládání staveb, a. s.

K Jezu 1, P. O. Box 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:

Ing. Martin Čejka

Ing. Jan Masopust, CSc.

Ing. Jiří Mühl

Ing. Michael Remeš

Redakce:

Ing. Libor Štěrba

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

Libor Štěrba

Překlady anotací:

Magdalena Sobotková

Design & Layout:

Jan Kadoun, Studio 66 & Partners, s. r. o.

Tisk:

Retip, s. r. o.

Ročník XXI

1/2009

Vyšlo 7. 5. 2009 v nákladu 1000 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2009 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

Objednávky předplatného:

ALL PRODUCTION, s. r. o.

Areal VGP

Budova D1 F V. Veselého 2635/15

193 00 Praha 9 – Horní Počernice

tel.: 234 092 811,

fax: 234 092 813

E-mail: obchod@allpro.cz

<http://allpro.cz/>

<http://predplatne.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

OBSAH

SERIÁL

Stavební stroje kdysi, část 1.

Stavební technika 19. století a firma A. Lanna

Zdeněk Bauer

2

TEORIE A PRAXE

Příčně zatížená pilota a modul ložnosti ,k'

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

6

**Rychlý odhad hloubky deformační zóny v závislosti
na různých tvarech základových konstrukcí**

doc. Ing. Pavel Kuklík, CSc.; Ing. Miroslav Brouček, FSv ČVUT v Praze;
RNDr. Marie Kopáčková, CSc., FSv ČVUT v Praze

7

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

Chicago Spire – nový rekordman v USA

S použitím článku „Basement Build up“, Ground Engineering XI/2008,
napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

10

Burdž Dubaj – nový výškový rekordman mezi stavbami

S použitím článku „Sand Castle“, Ground Engineering 11/2008,
napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

12

STROJNÍ VYBAVENÍ

Jeřábový nosič BAUER MC 64 a fréza BC 32

Kolektiv autorů ze společnosti Bauer Maschinen

Autorizovaný překlad Ing. Jiří Mühl, Zakládání staveb, a. s.

15

DOPRAVNÍ STAVBY

Hloubené tunely Blanka – Portálová stavební jáma Letná

Stavba 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka

Ing. Zbyšek Vozarik a Stanislav Falhar, Metrostav, a. s.

18

Hloubené tunely Blanka – dilatace D9, D10, D11

Stavba 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.

22

OBČANSKÉ STAVBY

Polyfunkční objekt Trinity v Bratislavě

Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s.

24

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Protipovodňová ochrana hlavního města Prahy, etapa 0007 Troja

Ing. Jiří Štěpánek, PÖYRY Environment, a. s., Brno

27

Kotevní stání na nábřeží Edvarda Beneše v Praze

Ing. Aleš Havránek, Zakládání staveb, a. s.

32



Část plovoucí techniky firma A. Lanna u Dolních Beřkovic 7. 11. 1904: vlečné kolesové parníky 1 (výrobce ÖNWDG Drážďany 1890) a 4 (Pražská akciová strojírna 1900), parní bagr a elevátor.

STAVEBNÍ STROJE KDYSI, ČÁST 1.

STAVEBNÍ TECHNIKA 19. STOLETÍ A FIRMA A. LANNA

Stroje, poháněné parou a později jinými druhy motorů, patří do vybavení našich stavebních firem od poloviny 19. století. S jejich pomocí se nejdříve čerpala voda ze stavebních jam, později začaly malé parní lokomotivy odvážet nakopanou zeminu, kterou v dalších letech už rýpaly ze dna řek i ze základů staveb bagry a rypadla. Scénu doplnily parní válce, parní beranidla a všudypřítomné parní lokomobily, po řekách pluly parníky, naložené vybagrovaným materiálem. Elektrické a spalovací motory se začaly více uplatňovat až těsně před druhou světovou válkou a pára ze staveb odešla teprve před padesáti lety. O zmíněných strojích, ale také o firmách, jež je používaly, a o jejich společných osudech budou pojednávat následující díly seriálu „Stavební stroje kdysi“.

Technické prostředky se při stavebních pracích používaly odepaměti. Vynálezy kladky, kladkostroje, různých typů čerpadel či jeřábů patří už starověkým učencům a vynálezčům. K jejich použití byla potřebná

hnací síla lidských svalů, zvířat, větru nebo vody. Soubor článků o historických stavebních strojích vám představí stroje z podstatně pozdější doby, kdy hlavní hnací silou byla pára. Wattův přetlakový parní motor byl

v polovině 19. století doveden do univerzální a téměř dokonalé podoby, vhodné k jakémukoliv použití. Na tehdejších stavbách, alespoň u nás, se ale v té době ještě žádný významný pokrok nechystal. Po ruce bylo vždycky dost ochotných rukou za směšný peníz, a tak se výstavba tisíců kilometrů železnic od 30. let 19. století odehrávala především s krumpáči, kolečky a kárami. Při stavbách mostů se používaly ruční pumpy a jednoduchá ruční beranidla, skály se po ručním vysekání dřev odstřeľovaly. První železnici, která musela překonat velký vodní tok, byla pražsko-drážďanská dráha, uvedená do provozu v roce 1851. Při stavbě více než kilometr dlouhého kamenného viaduktu přes Vltavu v Praze použila firma A. Lanna parní čerpadla o výkonu asi 12 koní pro odsávání vody z jímek pilířů. Vyobrazení z té doby ukazují jen dřevěné boudy s vyčnívajícím a čadícím komínem, takže přesnější údaje o parních strojích ani čerpadlech nemáme. Na dlouhou dobu je to také jediný důkaz o použití nějakého motoru na stavbě v Českých zemích. Parní stroje, vyráběné tehdy jen v několika málo



Nejstarší doložené využití parní lokomotivy na stavbě u nás ukazuje fotografie ze 4. 9. 1874. Firma Hügel & Sager s pomocí parní úzkorozchodné železnice prokopávala zářez u Vysokova na trati Týniště nad Orlicí – Broumov. (archiv NTM)



Parním rypadlem typu B z Lübecké strojírny vyhrabávala firma A. Lanna bazén přístavu v Ústí nad Labem. Na fotografii z 29. 4. 1891 vidíme také lokomotivu z továrny Jung, která odvážela naložené vozíky.

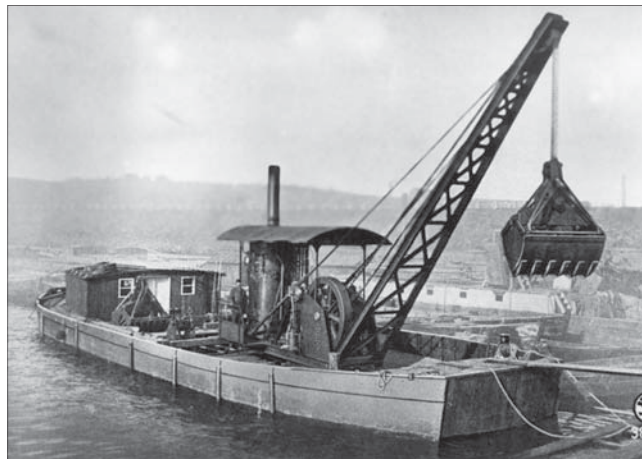
strojírnách u nás i v rakousko-uherské monarchii a dovážené často z Německa nebo z Anglie, byly velmi drahé a jejich pořízení se pro stavební účely nevyplatilo. Situace se začala měnit na samém konci 60. let, kdy Kraussova továrna v Mnichově vyrobila první malé úzkorozchodné parní lokomotivy, určené pro posun vozíků po kolejích na staveništích. Takové polní drážky se už leckde používaly, ale dřevěné nebo plechové vozíky tlačili dělníci nebo tahali koně či dobytčata. První lokomotivy si obstarala mnichovská firma Sager,

kteřá se v rakousko-německé podobě jako Hügel & Sager podílela na stavbě některých našich železničních tratí. Stavěla také dráhu Choceň–Meziměstí, kde byla při prokopávání zářezu v roce 1874 pořízena první fotografie parostrojní stavební drážky u nás. Začátek 70. let znamenal vyvrcholení „železniční horečky“, ukončené krizí z roku 1873. Během této překotné výstavby tratí po celé zemi byly pravděpodobně i na jiných místech výjimečně použity malé parní lokomotivy, chybějí však o tom důkazy.

Železniční stavby 19. století nepřinesly tedy přes obrovský rozsah zemních prací zásadní obrat v mechanizaci stavebnictví. Ten se dostavil teprve v souvislosti s jiným druhem staveb na počátku 90. let 19. století, kdy stát rozhodl o kanalizování dolní Vltavy a dolního Labe tak, aby tato vodní cesta mohla sloužit pro kapacitní lodní dopravu. Projekt i provedení stavby pěti zdymadel na Vltavě a pěti na Labi byly svěřeny tehdy jediné velké české stavební firmě A. Lanna. Její počátek se klade do roku 1829, kdy byl zrušen státní monopol na plavbu soli a Vojtěch



Zdymadlo v Klecanech stavěla také firma A. Lanna. Na fotografii z 12. 8. 1897 se představují vedle dvou lokomotiv korečkové rypadlo Lübeck a na vodě elevátor z Pražské akciové strojírny.



Plovoucí drapák č. 2, který dodala firmě A. Lanna Pražská akciová strojírna v roce 1904.



Pracovní scéna při vykládání člunu od bagru č. 6 firmy Lanna na počátku 20. století v Praze-Troji. Výrobce bagru není přesně znám, kotel dodala pražská firma Martinka v roce 1889.

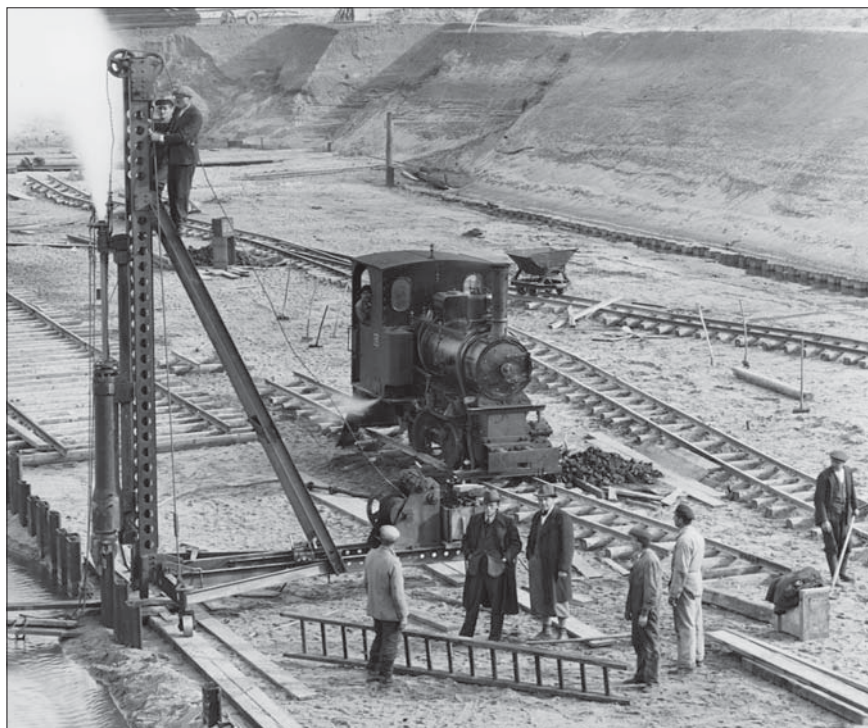
(Adalbert) Lanna senior se stal trvale správcem celé vodní cesty po Vltavě a Labi od Českých Budějovic až po sasko-české hranice. Tuto cestu nejen udržoval, ale také postupně činil vhodnější pro plavbu. Byl i jedním z průkopníků českého průmyslu. Stavěl železniční tratě, založil na Kladně Vojtěšskou huť a podílel se na zrodu věhlasných firem jako Společnost Buštěhradské dráhy nebo Pražská železářská společnost. V roce 1866, kdy Vojtěch Lanna zemřel, patřila jeho firma k vůdčím silám podnikání v Čechách. Vojtěch Lanna junior pokračoval ve stopách otce. V roce 1877 se ale rozloučil se stavbami železnic, jejichž hlavní tratě byly už beztak všechny postaveny, a věnoval se výhradně udržovacím a regulačním pracím na řekách. Vlastní kanalizaci vodní cesty z Prahy do Lovosic předcházela výstavba přístavů v Ústí nad Labem a v Praze, kterou Lannova firma zahájila v roce 1889. Právě pro vyhloubení přístavních bazénů si pořídila řadu parních strojů pro stavební účely. Bylo to především velké pozemní korečkové rypadlo se strojírny v Lübecku a šest parních lokomotiv o rozchodu 900 mm z různých továren. Firma už měla z dřívější doby několik parních plovoucích bagrů pro udržování vodní cesty, k nimž brzy přibyly také parníky, ale i další bagry a elevátory včetně plovoucích i kolejových drapáků. Když se v letech 1897 až 1900 v rychlém sledu začalo pracovat na čtyřech vltavských zdymadlech a zároveň na hloubení smíchovského přístavu, musela firma posílit svou pozemní výstavu druhým korečkovým rypadlem a dalšími dvanácti lokomotivami. Celkem evidoval státní dozor u firmy A. Lanna v roce 1902 padesát kotlů k parou poháněným strojům. V té době a ještě dlouho poté nebyla u nás jiná firma, která by Lannovu stavebnímu

podnikatelství mohla ve vybavení stavební technikou konkurovat nebo se mu aspoň přiblížit. Menší podnikatelé vlastnili nejčastěji parní lokomobily pro pohon čerpadel a nanejvýš jednu či dvě malé parní lokomotivy k tahání vozíků. Jedinou skutečnou konkurenci představovala před první světovou válkou mostecká německá firma Robert Berndt, která se ale soustředila především na skryvkové práce na severočeských dolech. Firma A. Lanna proto ovládala vodní stavby neomezeně až do roku 1907, kdy se započalo s regulací středního Labe. I potom ale vévodila v oboru vodních staveb až do vzniku Československa v roce 1918. Před první světovou válkou nakoupila další parní techniku, především tři lopatová rypadla, další bagry, parníky, beranidla a drapáky, protože počítala s neustálým pokračováním mnoha státních zakázek. Poměry se ale změnily už smrtí Vojtěcha Lanny mladšího v roce 1909, mnohem více však novými politickými pořádky. Firma ztratila monopol



Při stavbě zdymadla v Nymburce firmou Lanna převzalo na jaře roku 1916 roli jeřábu parní lopatové rypadlo Menck-Hambrock, jehož lopata byla dočasně odmontována.

i nové zakázky a nemoc donutila posledního zástupce rodu dr. A. Lanna živořící firmu v roce 1920 prodat. Banka Bohemie z ní učinila akciovou společnost, ale o akcie nebyl zájem, až jejich celý balík koupili v roce 1927 dva inženýři. Ti založili po první světové válce vlastní firmu Nejedlý, Řehák a spol., která se proslavila především stavbou zdymadla pod Střekovem. Roku 1935 pak tuto firmu zrušili a působili dál s tradičním jménem Lanna jako jediní akcionáři firmy. Poté, co Ing. Řehák ukončil své podnikání, stal se majitelem všech akcií společnosti Lanna Ing. Augustin Nejedlý, kterému se je během války pokoušeli zabavit Němci. Co se nepodařilo jim, uskutečnili pak v roce 1948 komunisté, kteří po znárodnění firmy prastaré jméno okamžitě vymazali a nahradili názvem Vodostavba. Po zařazení do kolosu Československých stavebních závodů a nesčetných reorganizací se podstata firmy Lanna stala součástí závodu a nakonec podniku Vodní stavby, ze kterého vzniklo i dnešní Zakládání staveb. Firma Lanna po dokončení původních deseti zdymadel vltavsko-labské cesty od pražské Štvanice po Lovosice nezískala dlouhou dobu žádnou významnější zakázku. Podílela se sice některými úseky na regulaci středního Labe, po roce 1918 postavila části nových železničních tratí na pomezí Moravy a Slovenska a menší losy získala také kolem střekovského zdymadla. Podstatnějšími úkoly se ale mohla pochlubit teprve po svém převzetí novými majiteli. Ve 30. letech vybuďovala železobetonové přehradu na Dyji ve Vranově a na Teplé u Karlových Varů, několik dalších zdymadel na středním Labi, jež v Hluboké nad Vltavou a spolu s dalšími firmami také přehradu ve Štěchovicích. V době tzv. Protektorátu začala s výstavbou dvou úseků „německé“ dálnice Vídeň–Vratislav na Moravě, ale v roce 1942 byly všechny stavby utlumeny. Kromě „strategických“ staveb byla jedinou výjimkou stavba



Když anglickému parnímu beranidlu firmy Lanna chyběl kotel, zaskočila v roli parního generátoru jednoduše lokomotiva, které na jedné straně odmontovali parní válec s pohonem. Stalo se v Čelákovících 31. 10. 1935.

štěchovické přehradu, která s potížemi pokračovala. Po válce firma Lanna ještě zahájila stavbu přehradu v Křižanovicích na Chrudimce a chystala se na další vltavský stupeň u Třebeňic. Ten už pod názvem Slapy uskutečnili pracovníci firmy pod novým „společenským“ majitelem. Na konci druhé světové války měla firma Lanna ve svém inventáři ještě téměř 90 parou poháněných strojů. Valná část jich ale už dlouhá léta nebyla používána a kotlům propadly lhůty revizí. Trvale udržována byla většina bagrů, drapáků, lokomotiv a všech deset zbylých parníků. Hlavně ve 30. a 40. letech 20. stol. se do strojního parku firmy dostaly také stroje se spalovacími motory jako lopatová rypadla, malé lokomotivy, ale i menší plovoucí bagry. Elektrický pohon pak měly především jeřáby, ať už věžové,

kabelové nebo jiné menší typy. Do dnešních dnů se z rozsáhlého stavebního inventáře firmy nezachovalo téměř nic. Na Vltavě ještě můžeme vidět přestavěné Lannovy parníky 3, 8 nebo 12 jako hausbóty nebo výletní motorové lodě, parní stroj z parníku 3 je uložen v Národním technickém muzeu. Také plovoucí bagr 5 kotvil ještě donedávna v Mělníku, motorizovaný a značně už rekonstruovaný. Jediným skutečným strojem a památkou na slávu firmy Lanna je tak parník Lanna 1 z roku 1890. Dnes je jako národní památka stále zachován, byť už v hodně zuboženém stavu, ale především se svým původním parním strojem, a čeká, zda se najdou peníze na jeho znovuvzkříšení.

Zdeněk Bauer,
Foto: archiv autora



V srpnu 1925 nestačilo před velkou vodou ve Střekově odjet rypadlo. Několik dnů po opadnutí vody stroj už zase spolehlivě pracoval.



Benzinový motor Wikov typu ROBOT o výkonu 11–13 koní pro pohon kompresoru na silniční stavbě firmy Nejedlý, Řehák a spol.

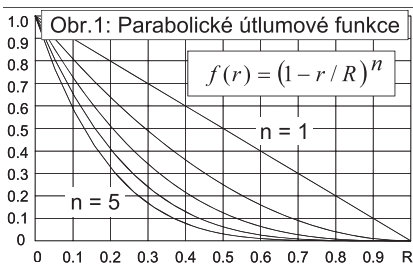
PŘÍČNĚ ZATÍŽENÁ PILOTA A MODUL LOŽNOSTI ,k'

Článek je původní studie. Nachází jednoduchý vztah pro vyčíslení modulu ložnosti ,k' v modelu příčně zatížené piloty z modulů E, G, resp. E, μ, materiálu podloží.

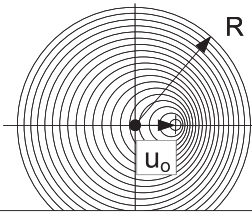
Jeden z modelů příčně zatížené piloty je diferenciální rovnice pro vodorovný průhyb „u“ osy piloty:

$$EJu^{IV} + ku = 0 \quad (1)$$

kde **k.u** je odpor okolí [kN/m]. Určit modul ložnosti ,k' [kN/m²] však není vždy snadné. Hledáme ,k' z modulů pružnosti **E_z** a **G_z** zeminy. Užijeme koncept útlumu: se vzdáleností od lokálního impulsu klesají změny rychle k nule.



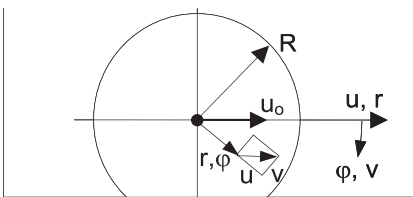
Útlumové funkce na obr. 1 jsou paraboly, klesají od jedničky ve středu k nule na obvodu kruhu.



Obr.2: Posun u_0 vyvolá posun kružnic $u_0 f(r)$

Střed na obr. 2 se posunul o u_0 , útlum $f(r)$ řídí pokles u podle r . Radiální a tečné posuny pak jsou:

$$\begin{aligned} u(r, \varphi) &= u_0 \cdot f(r) \cdot \cos \varphi \\ v(r, \varphi) &= -u_0 \cdot f(r) \cdot \sin \varphi \end{aligned} \quad (2)$$



Obr.3: Složky 'u', 'v' posunu bodu 'r', 'φ'

Hledáme podíl $k = F/u_0$, sílu **F** najdeme jako derivaci práce **A** vnitřních sil podle u_0 :

$$A = \frac{1}{2} \int \varepsilon_r \sigma_r + \varepsilon_\varphi \sigma_\varphi + \gamma_{r\varphi} \tau_{r\varphi} dF \quad (3)$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} = u_0 f' \cdot \cos \varphi \quad (4a, b, c)$$

$$\varepsilon_\varphi = \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \varphi} + \frac{u}{r} = 0$$

$$\gamma_{r\varphi} = \frac{1}{r} \left(\frac{du}{d\varphi} - v \right) + \frac{dv}{dr} = -u_0 f' \cdot \sin \varphi$$

Oblast integrace má poloměr **R**.

Do (3) dosadíme (4) a napětí z Hookova zákona:

$$A = \frac{1}{2} \int E_z \varepsilon_r^2 + G_z \gamma_{r\varphi}^2 dF \quad (5)$$

$$A = \frac{1}{2} u_0^2 \pi (E_z + G_z) C \quad \text{kde } C = \int_0^R f'^2 r dr$$

Nyní **k** závisí jen na modulech **E_z**, **G_z** materiálu podloží:

$$\begin{aligned} F &= \frac{dA}{du_0} = u_0 \pi (E_z + G_z) \cdot C, \\ k &= \frac{F}{u_0} = \pi \cdot C \cdot (E_z + G_z) \end{aligned} \quad (6)$$

Výpočet ukáže, že integrál **C** nezávisí na **R**, ale jen na stupni útlumu **n**, viz tabulka pro $\pi \cdot C$:

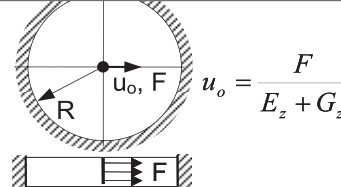
n = 1	2	3	4	5
$\pi \cdot C = 1,57$	1,05	0,94	0,90	0,87

Pro $\pi \cdot C = 1$ (tj. pro $n \sim 2.5$) se vzorec (6) zjednoduší:

$$k = E_z + G_z = E_z + E_z / 2(1 + \mu) \quad (7)$$

Integrál **C** v (5) nezávisí na **R**, takže síla **F** uprostřed disku dá vždy stejný průhyb u_0 nezávisle na velikosti disku.

Obr.4: Zatížení F [kN/m] v ose disku

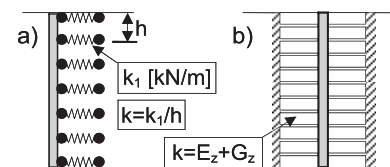


Platí to ale jen v přibližném řešení (6), MKP dává malý růst posunu u_0 s velikostí **R**, viz 2. řádek tabulky:

Disk tl. 50cm, $E=50\text{MPa}$, $\mu=0.3$, zatížení $F=200\text{kN/m}$.

R, m:	1	2	3
u , mm:	3.6	4.5	5.0
u_0 , mm:	2.9	2.9	2.9

Třetí řádek $u_0 = F/(E+G)$ dokládá použitelnost vzorce (6) a (7).



Obr.5: Mechanické modely podloží: a) pera, b) pružné kotouče (disky)

Obr. 5 je mechanická analogie k modelu (1). Okolí piloty nahrazují pera nebo pružné disky. Model 5a neříká nic o tuhosti per pro dané podloží. V modelu 5b je modul $k = E_z + G_z$.

Porovnejme numericky nosníkový model s modelem MKP v příkladu. Nosníkový model je měkkší, nedbá např. smyků τ_{rz} , τ_z . Dává o něco větší průhyby i momenty, hodí se např. pro předběžné výpočty.

Pilota $D=0.6\text{m}$, $L=10\text{m}$. Podloží $E_z=10\text{MPa}$, $\mu=0.4 \Rightarrow k=13.57\text{MPa}$. Vodor. síla v hlavě $H=400\text{kN}$.

Model:	MKP	Nosník
Hlava vetknutá:		
u_0 , mm	11.2	11.9
M , kNm	439	495
Hlava volná:		
u_0 , mm	20.1	23.8
maxM	252	319

Závěr:

Rovnice (1) popisuje i nosník na pružném podkladu. Tam by modul **k** byl jen poloviční proti (7). Modul **k** se pak často nazývá Winklerův, někdy také Fuss-Zimmermanův, historicky se váže ke statice železničního svršku. Číselné hodnoty **k** pak bývají tabelovány z empirických dat.

Vztahy (6), (7) dávají modul **k** z pružných vlastností **E**, **G** podloží, nezávisle na průměru piloty. Pak ho lze jednoduše určit i pro horniny skalní a jiné.

Pro některé zeminy udává [1] empirické vzorce, např. $k = 67 c_u$ u soudržných zemín. Přepočtení dle (7) dá podobné hodnoty.

Nosníkový model je přitažlivý svou jednoduchostí, někdy k vyčíslení stačí vzorec či tabulky. Dá se řešit programy pro nosník na pružném podkladě.

Nalezený vztah $k = E + G$ je velmi jednoduchý, ač se k němu došlo „složitou teoretickou cestou“. Funkce útlumu viz [4]. Též i v [5], ale pod názvem „funkce roznosu“.

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

Literatura:

- [1] ČSN 73 1004 Velkopřůměrové piloty, 1982.
- [2] Bittnar – Šejnoha: Numerické metody mechaniky, Praha 1992.
- [3] Hořejší – Šafka a kol.: Statické tabulky, TP 51, SNTL 1987.
- [4] Kolář – Němec: Modelling of Soil-Structure Interaction, Praha 1989.
- [5] Masopust: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, s. r. o., 1994.

Horizontally loaded pile and modulus of subgrade reaction

The article is an original study. It finds a simple relation for enumeration of modulus of subgrade reaction ,k' in the model of horizontally loaded pile from modulus E, G, resp. E, μ of the subgrade material.

RYCHLÝ ODHAD HLOUBKY DEFORMAČNÍ ZÓNY V ZÁVISLOSTI NA RŮZNÝCH TVARECH ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

Motto: „Avšak spolehlivá řešení můžeme dostat jenom tehdy, když vrstvy zeminy jsou téměř homogenní a průběžné ve vodorovném směru.“

Karl Terzaghi

Příspěvek se zabývá odhadem deformační zóny v podloží v závislosti na tvaru základové konstrukce. Jelikož je skelet zeminy předkonsolidován geostatickým napětím, vytvoří se výkopem prostor pro přitížení vrchní stavbou. Výpočet vychází z řešení pružné vrstvy v duchu Westergardových předpokladů. Hloubka deformační zóny se počítá z rovnosti původní geostatické napjatosti a výkopem změněné geostatické napjatosti, ke které přičítáme svislé napětí vlivem přitížení. Pomocí testů in situ se ověřila nezbytnost uvažování hloubky deformační zóny, zejména při zatěžovacích testech tuhou deskou.

Při výpočtu sedání je důležité počítat s vlivem deformační zóny. Deformační zóna je oblast, kde zatížení má podstatný vliv na deformaci skeletu zeminy. Jednou z vlastností zeminy je schopnost přizpůsobovat skelet zeminy působícímu efektivnímu zatížení. S rostoucím zatížením pórovitost zeminy klesá a zároveň s tím i její poddajnost. Odtížíme-li, určitě uvolníme elastickou deformaci, ale nastavená struktura skeletu, pórovitost, se nemění. Zkrátka zemina si svým způsobem zapamatuje předchozí zatížení. Toho se samozřejmě využívá v zakládání staveb. Podle velikosti zakládaného objektu se vyhloubí stavební jáma a tím se dostáváme k zemině, jež je pro účely zakládání patřičně předkonsolidována. V češtině se vžil velmi výstižný termín, že zemina má patřičnou strukturní pevnost. U velmi vysokých budov, jako např. Taipei 101, kdy by jáma byla neúnosně hluboká, penetrujeme méně únosné vrstvy pilotami. Na tomto místě nastává otázka volby výpočtových modelů, které jsou schopny vyjmenované vlastnosti zeminy postihnout. Určitým vše řešícím standardem se stala metoda konečných prvků. Tato musí být samozřejmě vybavena patřičným konstitutivním modelem. V daném případě by se jednalo o modely kritického stavu, z nichž nejznámějším je modifikovaný Cam clay model. Ale i u metody konečných prvků se potýkáme s problémem, jak velkou oblast pro podloží vymezit. Bude-li malá, bude podloží tužší, a řešení tedy v neprospěch bezpečnosti. Bude-li příliš velká, narostou určité požadavky nejen na hardwareové vybavení, ale především na výpočtový čas. Účelem předkládaného článku a potažmo i teorie je poskytnout nástroj, který umožní inženýrské praxi pomocí srozumitelných parametrů jednoduchou a rychlou odpověď. Na jednotlivých projektantech a jejich zkušenostech pak bude záležet, do jaké míry toto řešení přijmou a jak moc budou chtít odhady jím získané dále zpřesňovat.

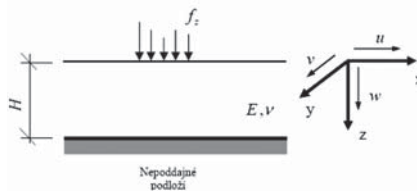
Elastické řešení vrstvy v duchu Westergardových předpokladů

Chceme-li využít doporučení (EUROCODE 7 – 1997), znamená to, že musíme nahradit rozšířené Boussinesquovo řešení poloprostoru řešením vrstvy. Předkládané řešení je založeno na předpokladu, že vodorovná posunutí v podloží jsou malá, zanedbatelná. Říkáme, že se jedná o analýzu ve Westergardově duchu. V důsledku je toto podloží trochu tužší, tedy nadhodnocuje stav napětí v podloží, čímž zůstáváme v našem budoucím odhadu deformační zóny na straně bezpečnosti. Řešení úlohy přibližuje obr. 1. V souladu s Kantorovičovou metodou [5] hledáme neznámou funkci sedání ve formě řady:

$$w(x, y, z) = \sum_{j=1,3,5} w_j(x, y) \psi_j(z),$$

$$\psi_j(z) = \cos \frac{j\pi}{2H} z, \quad (1)$$

kde ψ_j jsou známé báze funkce, přičemž vyžadujeme, aby systém těchto báze funkcí byl úplný.



Obr. 1: Formulace řešení přetvoření pružné vrstvy

Dále postupuje standardně v duchu deformační varianty řešení úloh matematické teorie pružnosti. Pomocí geometrických rovnic vypočteme složky tenzoru malých deformací:

$$\varepsilon_{xx} = 0, \quad \varepsilon_{yy} = 0, \quad \varepsilon_{zz} = \sum_{j=1,3,5} w_j \psi_j, \quad \gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} = 0,$$

$$\gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} = \sum_{j=1,3,5} w_{j,y} \psi_j, \quad \gamma_{zx} = 2\varepsilon_{zx} = \sum_{j=1,3,5} w_{j,x} \psi_j. \quad (2)$$

Pro úsporu jsme zavedli pro parciální derivace značení $\frac{\partial w_j}{\partial x} = w_{j,x}$.

Z Hookeova zákona obdržíme složky tenzoru napětí:

$$\sigma_{xx} = \frac{\nu}{1-\nu} E_{oed} \sum_{j=1,3,5} w_j \psi_{j,z}, \quad \sigma_{yy} = \frac{\nu}{1-\nu} E_{oed} \sum_{j=1,3,5} w_j \psi_{j,z},$$

$$\sigma_{zz} = E_{oed} \sum_{j=1,3,5} w_j \psi_{j,z}, \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} = 0, \quad \tau_{yz} = G \sum_{j=1,3,5} w_{j,y} \psi_j, \quad \tau_{zx} = G \sum_{j=1,3,5} w_{j,x} \psi_j.$$

Připomínáme známé značení E , ν , E_{oed} , G pro Youngův modul pružnosti, Poissonův součinitel, oedometrický modul a modul pružnosti ve smyku. Rovnováhu požaduje v integrální formě pomocí Lagrangeova principu virtuálních prací:

$$\int_{R^2} \left(\int_0^H \left(G \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial \delta w}{\partial x} + G \frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial \delta w}{\partial y} + E_{oed} \frac{\partial w}{\partial z} \frac{\partial \delta w}{\partial z} \right) dz - f_z(x, y) \delta w(x, y, 0) \right) dx dy = 0. \quad (4)$$

Virtuální funkce δw volíme v obdobné formě, v jaké hledáme w . Tento postup bývá označován přívlástkem Galerkinův. Rovnováha musí být splněna v libovolné oblasti R^2 , integrací získáme soustavu parciálních diferenciálních rovnic:

$$-\Delta w_j(x, y) + (j\alpha)^2 w_j(x, y) = \frac{2}{GH} f_z(x, y), \quad j = 1, 3, 5, \dots,$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{E_{oed}}{G}} = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}}. \quad (5)$$

Smyslem Kantorovičovy metody je dimenzionální redukce. Je vidět, že řešení 3D úlohy jsme převedli na řešení 2D úloh, těch je však nekonečně mnoho. Jelikož úloha je nyní dvojdimenzionální, je vhodné dále volit strategii konvolucí. Rovnice (5) má fundamentální řešení:

$$F_j(x, y) = \frac{1}{2\pi} K_0(j\alpha \sqrt{x^2 + y^2}), \quad (6)$$

kde K_0 je modifikovaná Besselova funkce nultého řádu (podrobnosti nalezneme v Gradstein a Ryzhik, 1963). Jestliže $[x, y] \in \Omega$ je vnitřní bod oblasti Ω , resp. vnější bod $[x, y] \in R^2 \setminus (\Omega \cup \partial\Omega)$, platí pro řešení rovnosti (5):

$$w_j(x, y) = \frac{2f_z}{GH} \left(\frac{1}{j\alpha} \right)^2 \left(1 + \int_{\Omega} \left(\frac{\partial F_j}{\partial \xi} d\eta - \frac{\partial F_j}{\partial \eta} d\xi \right) \right), \quad \text{for } [x, y] \in \Omega,$$

$$w_j(x, y) = \frac{2f_z}{GH} \left(\frac{1}{j\alpha} \right)^2 \int_{\Omega} \left(\frac{\partial F_j}{\partial \xi} d\eta - \frac{\partial F_j}{\partial \eta} d\xi \right), \quad \text{for } [x, y] \in R^2 \setminus (\Omega \cup \partial\Omega).$$

Konečně průběh svislého napětí vyjádříme ve formě

$$\sigma_z(x, y, z) = E_{oed} \sum_{j=1,3,5} \frac{j\pi}{2H} w_j(x, y) \sin \left(\frac{j\pi z}{2H} \right). \quad (8)$$

Porovnání řešení vrstvy s řešením poloprostoru podle Boussinesqa

Předpokládejme, že rovnoměrné zatížení působí v obdélníkové oblasti rozměrů $2a, 2b$ ($a \leq b$) tedy $\Omega = \{[x, y] : -a < x < a, -b < y < b\}$. Pomocí rovnosti (7) zapíšeme:

$$w_j(0, 0) = \frac{2f_z}{GH} \left(\frac{1}{j\alpha} \right)^2 \left(1 - 4 \frac{j}{2\pi} \left[f_j \left(b, \frac{a}{b} \right) + f_j \left(a, \frac{b}{a} \right) \right] \right),$$

$$f_j(p, q) = \text{cp} \int_0^q K_1(j\alpha p \sqrt{t^2 + 1}) dt. \quad (9)$$

K_1 je modifikovaná Besselova funkce prvního řádu. Hodnota sedání $w_j(x, y)$ v obecném bodě uvnitř obdélníku je součtem odpovídajících hodnot v rozích čtyř čtverců, na které rozdělí původní čtverec horizontální a vertikální linie jdoucí bodem $[x, y]$.

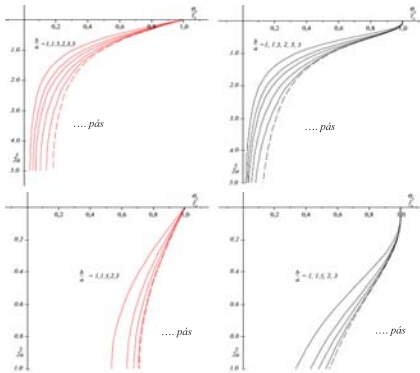
Tuto skutečnost vyjadřují následující identity:

$$w_j(x, y) = \frac{2f_z}{GH} \left(\frac{1}{j\alpha} \right)^2 \left(1 - \frac{j}{2\pi} [f_j(b-y, \frac{a+x}{b-y}) + f_j(a+x, \frac{b-y}{a+x}) + f_j(b-y, \frac{a-x}{b-y}) + f_j(a-x, \frac{b-y}{a-x}) + f_j(b+y, \frac{a-x}{b+y}) + f_j(a-x, \frac{b+y}{a-x}) + f_j(a-x, \frac{b+y}{a+x}) + f_j(b+y, \frac{a+x}{b+y}) + f_j(a+x, \frac{b+y}{a+x})] \right) \quad (10)$$

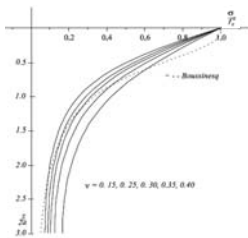
Nejvíce nás zajímá průběh svislého napětí pod středem, těžištěm, obdélníka. Tento můžeme pokládat za maximální. Kombinací rovností (8), (9) obdržíme:

$$\sigma_z(0, 0, z) = E_{\text{od}} \sum_{j=1,3,\dots} \frac{j\pi}{2H} w_j(0, 0) \sin\left(\frac{j\pi z}{2H}\right) = \frac{4f_z}{\pi} \sum_{j=1,3,\dots} \frac{1}{j} \sin\left(\frac{j\pi z}{2H}\right) - \frac{8f_z}{\pi^2} \sum_{j=1,3,\dots} \left(f_j\left(\frac{a}{b}\right) + f_j\left(\frac{b}{a}\right) \right) \sin\left(\frac{j\pi z}{2H}\right) \quad (11)$$

V obr. 2 je vykresleno řešení Boussinesqovo (více nalezneme například v Davis a Selvadurai, 1996) s řešením pružné vrstvy pro danou hloubku deformační zóny. V prvním případě je hloubka deformační zóny stejná jako šířka obdélníka, ve druhém případě je pětinašobná.



Obr. 2: Porovnání Boussinesqova řešení s řešením elastické vrstvy (červeně)

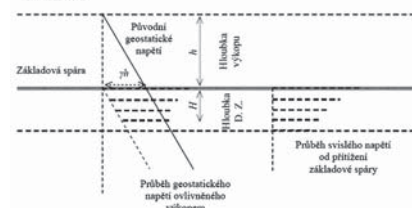


Obr. 3: Vliv součinitele příčné kontrakce, Poissonova součinitele, na průběh svislého napětí

Poslední obrázek ukazuje vliv součinitele příčné kontrakce v případě, že rovnoměrné zatížení působí ve čtverci. Hloubka deformační zóny je třikrát větší než strana čtverce. U Boussinesqova řešení je vidět, že toto řešení platí pro $\nu = 0.5$. Důsledkem toho je nulová derivace funkce svislého napětí na povrchu poloprostoru. Potom napětí od určité hloubky rapidně ubývá, neboť poloprostor je znatelně poddajnější než vrstva. Pro větší Poissonovo číslo je pružná vrstva logicky tužší, což je patrné z obrázku.

Odhad hloubky deformační zóny

Na obr. 4 je naznačena řídicí myšlenka pro určení hloubky deformační zóny. Předpokládáme, že zemina byla předkonsolidována geostatickým napětím. Tím, že vykopeme stavební jámu, uděláme prostor pro přetížení vrchní stavbou. Hloubku deformační zóny definujeme jako místo, kde výkopem změněná geostatická efektivní napjatost spolu s vlivem přetížení dosáhne geostatické efektivní napjatosti původní, výkopem neovlivněné.



Obr. 4: Řídicí myšlenka pro určení deformační zóny

Jak je zachyceno na obrázku, je v této hloubce H svislé napětí rovno odtížení vlivem výkopu γh . Zavedme funkci

$$F(\beta) = \frac{2}{\pi} \left(\arctan \frac{\beta \pi b}{2a} + \arctan \frac{\beta \pi}{2} \right) - \frac{4}{\pi^2} \quad (12)$$

$$\int_0^1 \frac{1}{\left(\frac{a}{b}\right)^2 + 1 - t^2} \arctan \sinh \left(\frac{\beta \pi b}{\sqrt{1-t^2}} \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right)^2 + 1 - t^2} \right) dt - \frac{4}{\pi^2} \int_0^1 \frac{1}{\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 1 - t^2} \arctan \sinh \left(\frac{\beta \pi}{1-t^2} \sqrt{\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 1 - t^2} \right) dt,$$

kde

$$\beta = \frac{2\alpha a}{\pi} = \frac{a}{H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \quad (13)$$

Z předchozího je patrné, že maximální svislé napětí v hloubce je pod těžištěm obdélníka, což popisuje následující identita:

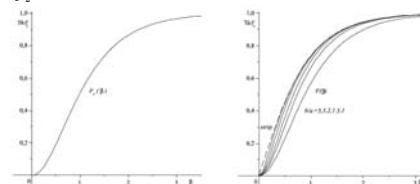
$$\sigma_z(0, 0, H) = f_z F(\beta) = \gamma h \quad (14)$$

Jelikož hodnota předkonsolidace γh je známa a také známe hodnotu přetížení f_z , můžeme pomocí funkce $F(\beta)$ inverzně určit hodnotu β . Následující rovnosti popisují postup, jak určíme hodnotu H a následně pomocí ní hloubku deformační zóny β :

$$\frac{\gamma h}{f_z} = F(\beta) \rightarrow \beta = \frac{a}{H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \rightarrow H \quad (15)$$

Průběhy funkcí $F(\beta)$ pro vybrané poměry šířka versus délka obdélníka zachycuje obr. 5. Vlevo pro úplnost uvádíme funkci $F_r(\beta)$, kterou použijeme, pokud zatížení působí v kruhu. Návod, jak stanovit hloubku deformační zóny, je obsažen v následující rovnosti. Zde r značí poloměr kruhu a H je opět hledaná hloubka deformační zóny.

$$\frac{\gamma h}{f_z} = F_r(\beta) \rightarrow \beta = \frac{r}{H} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \rightarrow H \quad (16)$$



Obr. 5: Průběhy $F(\beta)$ funkcí

Další informace i praktické použití výše uvedeného vzorce v programu DEPTH nalezneme na webových stránkách <http://mech.fsv.cvut.cz/web/?page=software>.

Pro úplnost ještě uvádíme vzorec platný pro základový pás. Pokud zatížení působí v pásu šířky $2a$, určíme hloubku deformační zóny z rovnice:

$$H = \frac{\pi a}{2} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \frac{1}{\arcsinh\left(\tan\left(\frac{\pi \gamma h}{2f_z}\right)\right)} = \frac{\pi(2a)}{4} \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \frac{1}{\arcsinh\left(\tan\left(\frac{\pi \gamma h}{2f_z}\right)\right)}$$

Verifikace in situ

V rámci grantového projektu proběhlo zatěžování tuhou deskou v hluboké jámě v lokalitě Těšnov [4]. Abychom mohli sledovat fenomén deformační zóny, použili jsme dvě zatěžovací desky, a to malou – průměru desky $d = 0,357$ (m), zatěžovací plocha činí $0,1$ m², a velkou tuhou desku průměru $d = 0,798$ [m], zatěžovací plocha v tomto případě je $0,5$ m². Jako protizávaží byl použit bagr hmotnosti cca 20 t. Standardní vyhodnocení statického modulu deformace E_0 ze statických zatěžovacích zkoušek deskou vychází ze vzorce:

$$E_0 = \pi/2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (f_z \cdot r / s_{tot}), \quad (17)$$

kde

ν ... je Poissonovo číslo zkoušené základové půdy,
 f_z ... je kontaktní napětí v základové spáře tuhé desky,
 r ... je poloměr zatěžovací desky ($r = 0,1785$ m, $r = 0,399$ m),
 s_{tot} ... je celková průměrná deformace desky pro příslušný zatěžovací stupeň.

Podrobnosti odvození vzorce nalezneme například v [2]. Zatímco modul deformace sledujeme na větvi přetížení pracovního diagramu zkoušky, větve odtížení nám poslouží k určení statického modulu pružnosti základové půdy E_p . Do vzorce (17) je třeba dosadit pouze vratnou, pružnou část sedání. Zcela analogicky platí:

$$E_p = \pi/2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot (f_z \cdot r / s_e),$$

kde se je průměrné pružné zatlačení desky při zatěžovací zkoušce.

V případě velké desky (zkouška Z1) jsme dosáhli maximálního tlaku na základovou spáru 366 kPa. Standardní zpětnou analýzou jsme zjistili pro uvedené obory zatížení moduly: obor zatížení 150–300 kPa: $E_0 = 158,8$ MPa, obor zatížení 300–366 kPa: $E_0 = 169,3$ MPa.

Obdobně pro malou desku jsme ve dvou nezávislých místech naměřili u zkoušky Z2: obor zatížení 1000–1200 kPa: $E_0 = 80,31$ MPa, obor zatížení 1200–1400 kPa: $E_0 = 67,68$ MPa, obor zatížení 1400–1600 kPa: $E_0 = 60,90$ MPa.

V případě zkoušky Z3:

obor zatížení 1000–1200 kPa: $E_0 = 100,19$ MPa,
obor zatížení 1200–1400 kPa: $E_0 = 83,49$ MPa,
obor zatížení 1400–1600 kPa: $E_0 = 75,14$ MPa.

Dvojnásobný deformační modul v případě velké desky vysvětlujeme nedostatečnou hloubkou deformační zóny. Z prezentovaných vzorců bychom určili, že pro zatížení 366 kPa v případě velké desky je hloubka deformační zóny 60 cm, což je asi $\frac{3}{4}$ průměru. Z pohledu poloprostoru je to nedostatečné a zcela logicky: abychom pro tenkou vrstvu, počítanou pomocí vzorců platných pro poloprostor, dostali stejné sedání, musí být modul výrazně nadhodnocen. V případě malé desky ze vzorců zjistíme, že pro dosažení deformační zóny 60 cm ji musíme zatížit 1000 kPa. V daném případě je však hloubka deformační zóny téměř dvojnásobná vůči průměru, tedy téměř dostatečná pro to, abychom mohli použít vzorce platné pro pružný poloprostor.

Nestandardní vyhodnocení statických zatěžovacích zkoušek deskou

Výše jsme při výpočtu sedání tuhé desky použili Boussinesqovu teorii pružného poloprostoru. Zmínili jsme se, že dané řešení lze zodpovědně použít tehdy, pokud je deformační zóna pod deskou dostatečná. Pokud tomu tak není, je třeba určit hloubku deformační zóny a zpětnou analýzu provést přesněji. Abychom toto konstatování potvrdili, použili jsme modul pružnosti určený pomocí malé desky. Vrstvu tloušťky 60 cm jsme zatížili deskou velkou. Abychom podpořili navrhovanou teorii, provedli jsme výpočet sedání pomocí profesionálního software ADINA. Moduly přetvárnosti jsme zvolili $E_0 = 80$ MPa a $E_0 = 100$ MPa, součinitel příčné kontrakce jsme v případě šterkopísku stanovili $\nu = 0,25$. Pro zatížení 366 kPa jsme pro velkou desku vypočetli sedání 1,21 mm pro $E_0 = 80$ MPa a 0,97 mm v případě,

kdy $E_0 = 100$ MPa; průměrné sedání vyšlo 1,09 mm. Pokud výsledek srovnáme s měřením, je to 1,09 versus 1,27 mm. Určitou drobnou diskrepanci vysvětlíme tím, že použijeme-li teorii poloprostoru i pro malou desku, moduly nadhodnotíme. Rovněž zanedbání vodorovných posunutí sedání nepatrně zmenší. Naopak na nárůst sedání bude mít vliv plastické smykové ochabnutí na hraně tuhé desky. V každém případě je však třeba zdůraznit, že sedání spočtené prostřednictvím parametrů určených zkouškou Z1 (měření velkou deskou) by byly nereálné 2,42 mm.

Závěr

Smyslem příspěvku je návod na konsistentní technický odhad hloubky deformační zóny. Funkce sloužící k určení hloubky deformační zóny pro běžné typy zatěžovacích obrazců (obdélník, čtverec, kruh, pás) jsou graficky zachyceny v obr. 5.

Za pozornost stojí vzorec platný pro rovnoměrné zatížení působící v pásu. Dostatečně bylo demonstrováno, že při vyhodnocování zatěžovacích zkoušek tuhou deskou musíme mít na paměti vliv deformační zóny. Je-li zatížení malé a hloubka deformační zóny nedostatečná, neměli bychom používat teorie založené na poloprostorech. Dostatečná, ve srovnání s menším rozměrem základu zhruba dvojnásobná deformační zóna, zajistí, že vzorce založené na pružném poloprostoru dávají přijatelný výsledek. Zároveň si dovolíme vyslovit naději, že i ortodoxním příznivcům numerického modelování poslouží předkládaná teorie k lepší orientaci v řešení široké škály problémů interakce vrchní stavby s podložím.

doc. Ing. Pavel Kuklík, CSc.; Ing. Miroslav Brouček, Katedra mechaniky, Fakulta stavební ČVUT v Praze;
RNDr. Marie Kopáčková, CSc., Katedra matematiky, Fakulta stavební ČVUT v Praze

Literatura

- 1) EUROCODE 7: General rules-spread foundations, geotechnical design, Prague 1997.
- 2) Davis, R. O. – Selvadurai, A. P. S.: Elasticity and geomechanics, Cambridge University Press 1996, s. 112–130.
- 3) Gradshteyn, I. S. – Ryzhik, I. M.: Tables of integrals, sums, series and product, Moscow 1963.
- 4) Masopust, J.: Administrativní budova Těšnov, ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA, Statické zatěžovací zkoušky základové půdy tuhou deskou, Praha 2004.
- 5) Rektorys, K. et al.: Survey of applicable mathematics, 1st edition, London, ILIFFE Books 1969.
- 6) ADINA 8.1 (2004), ADINA R & D, Inc., Watertown, USA (2004).

Motto: „Yet, accurate solutions can be obtained only if the soil strata are practically homogeneous and continuous in horizontal direction.“

The paper presents approach in the evaluation of the influence zone depth in relation to the various shapes of footings. As the soil skeleton is pre-consolidated due to the original geostatic stress state, an excavation changes the original geostatic stress state and it creates the space for the load transferred from upper structure. The approach relies on the analytical solution based on the analysis of Westergard subspace assuming elastic material response. The depth of influence zone is calculated from the equality of the original geostatic stress and the new geostatic stress due to excavation combined with the vertical stress. In situ testing verified the necessity of the influence zone estimation, namely in the case of rigid plate-loading tests.



Obr. 6: Zkoušky tuhou deskou v lokalitě Těšnov



JEŘÁBOVÝ NOSIČ BAUER MC 64 A FRÉZA BC 32

Článek přináší první informace a zkušenosti z nasazení nových strojů – jeřábového nosiče BAUER MC 64 a frézy pro podzemní stěny BC 32. Stroje zakoupila společnost Zakládání staveb, a. s. od společnosti Bauer Maschinen v roce 2008 a v současné době jsou oba nasazeny na první stavbě – Tunelu Blanka na pražské Letné.



Fréza pro podzemní stěny Bauer BC 32

V rámci projektu „Tunelový komplex Blanka – část hloubené tunely Letná“ v Praze jsou navrženy konstrukční podzemní stěny, které mají také funkci stěn pažicích. Z geologického průzkumu zájmového území vyplývá, že podzemní stěny budou prováděny ve vrstvách s výskytem skalních hornin. První fáze projektu je naplánována do míst, kde se úroveň skalního podloží nachází již v hloubce kolem tří metrů pod pracovní úrovní. Společnost Zakládání staveb, a. s., se v těchto obtížných geologických podmínkách rozhodla použít pro technologii těžby podzemních stěn hydrofrézu Bauer, osazenou na nosiči MC 64. Pracovníci společnosti Bauer Maschinen doporučili technologii těžby hydrofrézou hlavně z těchto důvodů:

- schopnost těžby rýhy ve skalních horninách,
- vysoká přesnost geometrie stěn při použití technologie těžby se zpětnou cirkulací,
- vytvoření kvalitních spojů mezi jednotlivými lamelami,
- dobrá produktivita i v obtížných geologických podmínkách.

Práce na podzemních stěnách musely být zahájeny před nástupem hydrofrézy Bauer, a to standardními hydraulickými drapáky, určenými pro těžbu podzemních stěn. Kvůli tvrdosti podloží bylo nezbytné

rotační vrtnou soupravou hloubit dva vrty v každé lamele ještě před vlastní těžbou drapákem. Tato technika nebyla – dle očekávání – příliš úspěšná. Produktivita byla nízká a opotřebení a poškození drapáku bylo extrémní.

Hydrofréza na nosiči MC 64 dorazila na stavbu 10. září 2008. Kompletní montáž včetně uvedení strojů o hmotnosti 130 tun do provozu byla dokončena za dva (!) dny díky profesionální přípravě na stavbě a montážnímu postupu a také díky skvělé spolupráci mezi týmem firmy Bauer a pracovníky Zakládání staveb, a. s. Vlastní frézování podzemních stěn začalo 13. září 2008. Již od prvního dne začala fréza fungovat na 100 % plánovaného výkonu, který byl někdy i překračován, takže první etapu bylo možné dokončit dle harmonogramu stavby. Tuto skutečnost je možno považovat za úspěch s ohledem na to, že první etapa probíhala v místě výskytu skalního podloží mělce pod pracovní úrovní.

Hlavní parametry jeřábu MC 64

Nový typ špičkového pásového jeřábu série MC, jehož koncept je navržen zejména pro využití v oboru prací speciálního zakládání, byl společností Bauer Maschinen poprvé představen v roce 2007 na výstavě stavebních strojů Bauma.

Vrátky – zásadní část úspěšného pásového jeřábu

Vývoj tohoto nového systému vycházel z úplně nového přístupu. Na rámu obvykle určeném pro jeden vrátek jsou osazené vrátky dva. Každý vrátek má jedno lano o tažné síle 25 tun a je osazen hydraulickým systémem kontroly volnopádu. Oba vrátky mohou být mechanicky propojeny, a tudíž synchronizovány prostřednictvím spojovacího systému. Systém se dvěma vrátky je řízen pákou obsluhou stroje. Během těžby podzemních stěn drapákem zajišťuje synchronizace vrátků dokonalý soulad obou vrátků a rozložení zatížení rovnoměrně mezi nimi. Zároveň také napomáhá většímu výkonu při zdvihu při malé provozní hmotnosti.

Výložník

Výložník pásového jeřábu, navržený především v aplikaci nosiče pro drapák a jako víceúčelový stroj pro práce speciálního zakládání, je navržen na mnohem vyšší

zatížení než výložník „běžného“ jeřábu. Tato vyšší zatížení vycházejí především z vodorovných sil, které vznikají vlivem bočního výkyvu drapáku, vlivem potenciálních diagonálních tahových sil v laně a vlivem dynamických sil, iniciovaných drapákem při jeho provozu, a také z přidavných zařízení, umístěných na výložníku. Kromě normálových osových sil, které způsobují pouze vybočení výložníku při vzpěru, zde vznikají i síly ohybové. Výložník série MC byl navržen v těžkém provedení a je schopný se s těmito zatíženími vyrovnat.

Hydraulický a kontrolní systém

Víceokruhový systém pracující v požadovaném režimu je řízen hydraulickým servem a byl zkonstruován jako výkonný zdroj s ohledem na různé funkce nosiče. Systém umožňuje optimální účinnost pro všechny okruhy činnosti a zároveň eliminuje provozní ztráty energií. Je proto navržen jako robustní, přesto jej však lze snadno ovládat, diagnostikovat poruchy a také snadno opravit. Přepínání mezi jednotlivými funkcemi stroje zajišťuje kompaktní, uzavřená a odolná řídicí jednotka, která se firmě Bauer už opakovaně osvědčila. Možné vady, jako například přerušování kabelu nebo zkrat, lze snadno najít a zobrazit. V případě nouze lze stroj stále ovládat záložními hydraulickými okruhy.

Možné využití nosiče

Základní nosič lze kromě svého hlavního účelu – využití pro frézu podzemních stěn BC – uplatnit také jako základní mechanizaci pro klasické hydraulické drapáky, určené k těžbě podzemních stěn. Při tomto využití stroje je za nejdůležitější považován koncept synchronizace vrátků. Jakmile se drapák dotkne



Jeřábový nosič Bauer MC 64

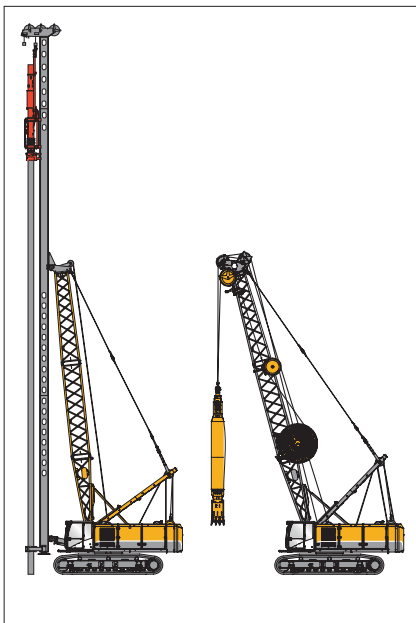


Montáž frézy na staveništi

země, vrátky se automaticky zastaví díky systému kontroly zbytkového napětí, a lana se tudíž dál neodvíjí. Tím také nedochází k nežádoucímu povolení lana, které vede k jeho zvýšenému opotřebení. Při zavírání v rýze je drapák stále ve vertikální poloze, což je zásadní skutečnost pro dosažení požadovaných tolerancí svislosti. Jednotlivé komponenty celého systému (nosič, patentovaný systém navíjení hydraulických hadic a hydraulický drapák) jsou kompletně navrženy a vyráběny firmou Bauer Maschinen. Výsledkem je optimálně vyvážený stroj. Jeřáb MC 64 je také možné osadit dvěma vrátky s volným pádem, které mohou snížit čas celého cyklu a zvýšit kapacitu těžby.

Nosič s vodítkem pro pilotáž

Technologie beranění štětovnic už byla mnohokrát označena za zastaralou kvůli značnému hluku a vznikajícím vibracím. Nicméně i tak v mnoha částech světa beranění štětovnic zažívá svou renesanci. Bauer Maschinen na tento trend zareagovalo a obohatilo svůj sortiment strojů pro speciální



zakládání o výbušná beranidla, hydraulická beranidla a závěsná vodítka pro pilotáž. Pásový jeřáb MC 64 poskytuje ideální základnu pro vodítko Bauer BL 35. Jeho délka je pouze 26 m a umožňuje instalaci až 17 m dlouhé štětovnice. Konstrukce vodítka BL 35 je odolná proti kroucení a umožňuje připojení rotační vrtné hlavy s kroučícím momentem až 60 kNm. Vrty pro piloty mohou být takto hloubeny až do 19 m (použití u předvrtů nebo pilot vrtaných průběžným šnekem).

Nosiče pro drapáky a odpažovací zařízení

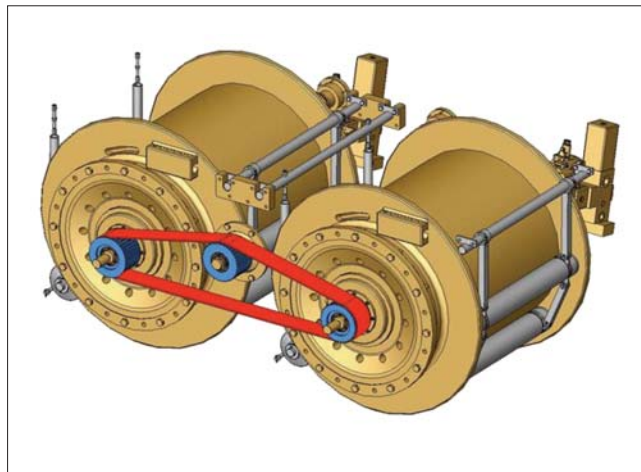
Konstrukce dočasně pažených vrtů za použití pilotovacích drapáků a odpažovacích zařízení patří mezi klasické techniky zakládání staveb. Ačkoliv byly již do velké míry nahrazeny rotačními vrtnými technikami, stále jsou s úspěchem využívány, zejména u menších projektů (vrty pro piloty, odvodňovací studny, vrty pro zápor). Díky flexibilitě elektro-hydraulických ovladačů představuje tato technika ideální rozšíření možností pásového jeřábu MC 32. Systém vrátků MC 32 umožňuje použít hydraulické drapáky a mechanicky ovládané dvojité lanové drapáky. K podvozku je také možné připojit hydraulicky řízená odpažovací zařízení. Kompaktní konstrukce a transportní rozměry pásového jeřábu dovolují nasadit tento stroj na menších projektech.

Standardní jeřáb

Jeřáb MC 64 může být využit i jako běžný jeřáb pro zvedání břemen, má maximální nosnost až 100 tun. Jeřáb je při tomto způsobu využití osazen automatickým přetěžovacím kontrolním systémem ve shodě s požadavky mezinárodních bezpečnostních předpisů.

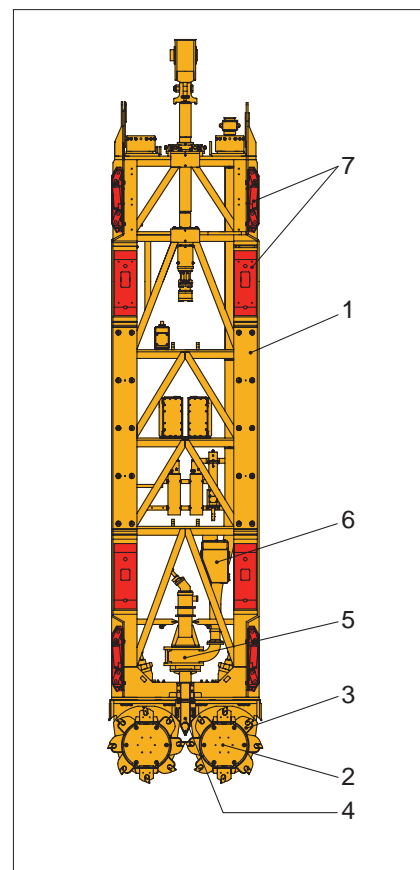
Fréza pro podzemní stěny BC

Fréza je stroj používaný pro těžbu, který funguje na principu zpětné cirkulace. Je tvořena těžkým ocelovým rámem (1), na jehož spodní části jsou osazeny dvě převodové skříně. K nim jsou připojena ozubená řezná kola, která se pohybují v opačném směru, rozrušují zeminu a míchají ji



Systém synchronních vrátků

s bentonitovou suspenzí (3). Jak se fréza zahluhuje, rozpojená zemina, hornina a bentonit jsou dopravovány k ústí sacího otvoru nad řeznými koly (4). Odtud je směs kalovým čerpadlem (5) vedena trubkou uvnitř rámu do potrubních rozvodů a dále k separačnímu čisticímu zařízení. Zde jsou od sebe odděleny částčky zeminy, kameny a bentonit. Bentonitová suspenze je po vyčištění čerpána zpět do rýhy. Kroučící moment řezných kol je v kombinaci s hmotností celé frézy dostačující pro to, aby stroj mohl efektivně fungovat v jakémkoliv typu zeminy, aby rozdrtil balvany, malé kameny nebo navětralou skálu nebo přeřízl beton sousedních lamel. V závislosti na geologických podmínkách se používají rozdílné typy řezných zubů od těch





Řezná kola frézy



Ovládací panel

s plynulým řezem, které umožňují těžbu jemnozrnných zemin, až po rázové zuby pro rozdrčení kamenů. Mezi řezná kola a převodové skříně jsou vloženy elastické tlumiče, které mají za úkol chránit převodové skříně před dynamickými účinky, které vznikají při drcení kamenů. Svislost frézy, a tudíž i svislost rýhy je měřena ve dvou osách prostřednictvím dvou nezávislých inklinometrů (6). Měří se v ose X – rovnoběžné s rýhou a v ose Y – na ní kolmé. Údaje, které inklinometry poskytují, jsou zpracovány počítačem umístěným v kabině nosiče a zobrazovány on-line. Tímto způsobem může strojník práce monitorovat průběžně, a pokud je to nutné, upravit svislost frézy. Úprava svislosti v obou směrech je prováděna systémem řídicích klapek. Během těžby komunikuje strojník s operačním systémem stroje, který vyhodnocuje aktuální stav sledovaných parametrů, a dle toho navrhuje nejvhodnější sled následných kroků. Všechny informace jsou zaznamenávány do souborů, které lze po dokončení jednotlivých lamel vytisknout a použít pro dokladování jakosti provedení. Výkon frézy lze kontrolovat ve zvolených

režimech, tj. buď ve vztahu k rychlosti postupu těžby (v jemnozrnných zeminách), nebo k provozní hmotnosti frézy (přítlak v pevných horninách), a to přepínáním tlačítka na kontrolním panelu. Přepnutím je aktivován velmi citlivý hlavní vrátek, osazený na základně nosiče. Citlivé nastavení postupu těžby frézy, otáčky řezných kol a výkon kalového čerpadla jsou prováděny sadou potenciometrů. Kontrolní panel zobrazuje probíhající způsob práce frézy. Pokud je třeba, lze přepínáním různých monitorovacích úrovní na monitoru zobrazit i detailnější údaje.

Cirkulace a čisticí jednotka

Pro pažení rýhy se používá bentonitová suspenze. Při práci s frézou je suspenze navíc používána pro výplach rozpojeného pevného materiálu z rýhy. Z místa, kde probíhá rozpojování horniny, je suspenze čerpána na čističku. Zde je pevný obsah suspenze oddělen od tekuté části, která je čerpána zpět do rýhy.

Čisticí centrum se skládá ze čtyř základních komponentů:

- Míchací centrum pro bentonitovou suspenzi;
- Čistička, která se skládá ze tří částí: centrálního separátoru, který na vibrosítě oddělí všechny částice větší než 8 mm, a ze dvou čisticích jednotek, které sestávají z hydrocyklonů, vysoušedel, rozdělovacích komor a čerpadel. V těchto jednotkách se oddělují ze suspenze všechny částičky až do velikosti 20 mikronů. Vyčištěná suspenze je potom čerpána zpět do zásobní nádrže pro další použití.
- Systém zásobních nádrží; nádrž je tvořena sérií menších zásobníků, které mohou být vyhloubeny v zemi nebo tvořeny ocelovými nádržemi, umístěnými buď vedle sebe, nebo na sobě, nebo – pokud je nedostatek prostoru – jednotlivými silami. Sestava zásobníků může být různá, tak aby nejlépe vyhovovala prostorovým možnostem konkrétní stavby. Je důležité, aby v zájmu plynulého provádění stavby byla kapacita celého systému nádrží třikrát větší než objem jedné (nejobjemnější) lamely.
- Rozvody pro dopravu suspenze

Transport suspenze je zajištěn sérií čerpadel, trubek, ventilů a ovládacích prvků, které mají umožnit přesun bentonitové suspenze do rýhy a z rýhy. Při návrhu konkrétního systému rozvodů je třeba vzít v úvahu požadavek na značný průtok suspenze. Ten může dosáhnout až 500 m³ za hodinu. Částice procházející systémem přitom mohou mít velikost až 80 mm.

Je třeba také vzít v úvahu nejdelší vzdálenost od lamely k čisticímu centru. Průměr trubních rozvodů bývá běžně 150 mm (6"). Potrubí používané pro návrat suspenze z rýhy během betonáže může mít profil 100 mm (4").

Závěr

První etapa prací na stavbě prokázala správnou volbu použité mechanizace pro provádění podzemních stěn v tak náročných geologických podmínkách. Věříme, že společnost Zakládání staveb bude moci výhody popsaných strojů uplatnit nejen na dalších etapách tohoto projektu, ale i na mnoha dalších stavbách a využít tak jejich vysokou variabilitu a výkon.

Kolektiv autorů ze společnosti

Bauer Maschinen

Autorizovaný překlad Ing. Jiří Mühl,
Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Šterba

Crane BAUER MC 64 and cutter BC 32

The article brings first information and experience with utilization of new machines – crane BAUER MC 64 and cutter for diaphragm walls BC 32. Zakládání staveb bought the machines from Bauer Maschinen in 2008 and currently they are used on their first sites – tunnel Blanka and Prague Letná.



Čisticí centrum



Celkový pohled na portálovou stavební jámu Letná v rámci stavby 0079 Špejchar-Pelc Tyrolka

HLOUBENÉ TUNELY BLANKA – PORTÁLOVÁ STAVEBNÍ JÁMA LETNÁ STAVBA 0079 ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA

V článku se věnujeme způsobu zajištění stěn komplikované a rozsáhlé stavební jámy na staveništi Letná v prostoru budoucího portálu raženého tunelu pod Stromovkou. Stručně jsou rovněž popsány vestavěné konstrukce budovaného tunelu.

V průběhu roku 2007 byla zahájena výstavba tunelového komplexu Blanka v Praze. Tato výjimečná podzemní stavba, která je budována v rámci severozápadní části pražského okruhu, má celkovou délku 6,38 km a je napojena na dnes již provozovanou část okruhu s tunelem Strahovským, Mrázovkou a Zlíchovským tunelem. Tak vznikne nejdelší tunelový komplex v České republice. Trasa okruhu prochází urbanizovaným prostředím střední části města na okraji historického jádra Prahy a prostoru

chráněné přírodní památky Královská obora – Stromovka.

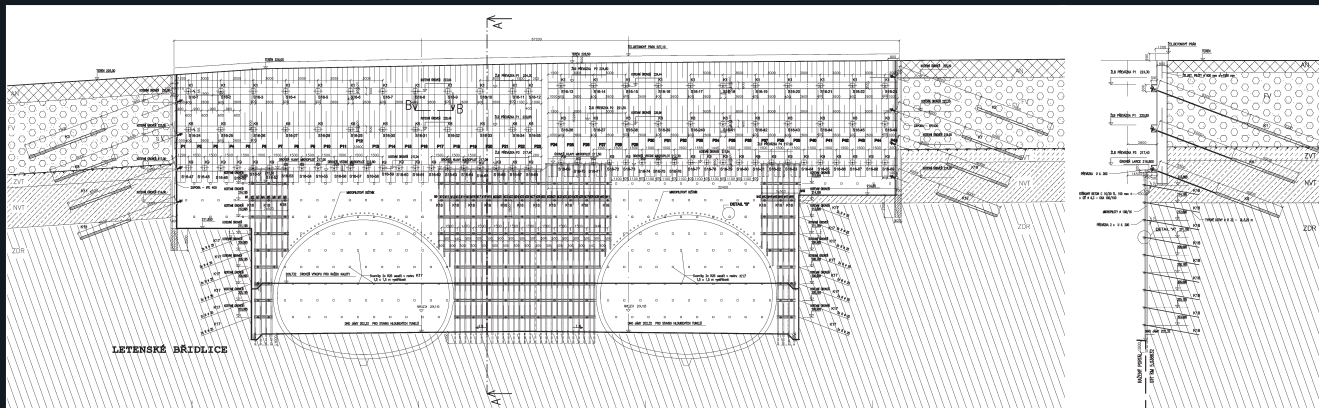
Celý tunelový komplex pojmenovaný „Blanka“ představuje soubor tří staveb:

- č. 9515 Myslbekova–Prašný most (MYPRA),
- č. 0080 Prašný most–Špejchar (PRAŠ),
- č. 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka (ŠPELC).

Staveniště Letná

Staveniště Letná zahrnuje několik navazujících stavebních jam od stadionu AC Sparty Praha po Špejchar.

Na zajištění první velké komplikované stavební jámy v prostoru budoucího portálu raženého tunelu byly použity dočasné konstrukce speciálního zakládání, zajišťující stabilitu stěn po dobu realizace objektů tunelu Blanka, křižovatkových ramp a podzemních garáží. V této stavební jámě jsou konstrukce tunelu budovány jako vestavěné do oboustranného bednění (dilatace 12–21). (V navazující stavební jámě, popsané v dalším článku, jsou tunely budovány jako hloubené s následným čelním odtěžováním – dilatace 11, 10, 9 ad.). Hloubená část tunelu, realizovaného v otevřené stavební jámě, je situována v prostoru Letenských sadů jižně od ulice Milady Horákové. Od nově budované křižovatky U Vorlíků trasa klesá 5% sklonem k portálu, kde



Zajištění portálové stěny, schéma projekčního řešení v pohledu a příčném řezu

navazuje na raženou část. Jáma je v podélném směru vedena od východu na západ, kde bude vybudován rozplet pro rampy vjezdů a výjezdů.

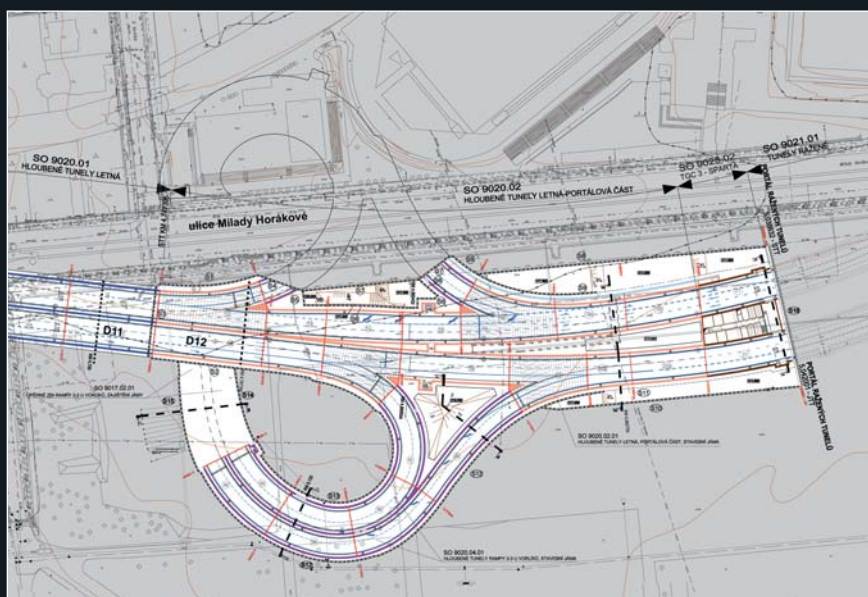
Jáma má délku 300 m, max. šířku 127 m a v oblasti portálu hloubku až 25 m. Ten je zajištěn pilotovou kotvenou stěnou, ostatní stěny stavební jámy jsou zajištěny záporovým pažením s ohledem na tvar definitivních konstrukcí a další dvoustupňové rozšiřování stavební jámy.

Geologie a hydrogeologie

Hloubené tunely jsou zde vedeny v pokryvných útvarech i ve skalním podloží, které je tvořeno Letenským souvrstvím s proměnlivým povrchem a pevností. Ve východní části jámy u portálu se nacházejí zdravé písčito-prachovité břidlice (R3), tmavě šedé až černé barvy, ve dně silně prokřemenělé, deskovitě až lavicovitě vrstevnaté. Ve střední části jámy a u vjezdových ramp jsou povrchové vrstvy tvořeny navážkou mocnosti až 8 m, sprašovými hlínami (F6) a pod nimi vrstvou terasovitých sedimentů – štěrků. Sprašové hlíny se v těchto místech vyskytují v hloubce 8–9 m, pod 3.–4. kotevní úrovní. V západní části staveniště je povrchová vrstva tvořena sprašovou hlinou pevné konzistence. Navážky jsou složeny z písčitých deluviálních sedimentů, úlomků hornin a suť z demolíc. Ustálená hladina podzemní vody byla zastížena ve dně jámy mezi sprašemi a zvětralými břidlicemi.

Portálová stěna

Čelní portálová stěna je dlouhá 75 m a vysoká až 25 m. Nad kalotou obou ražených tunelů ji tvoří 45 ks vrtaných pilot DN 900



Půdorys stavební jámy rozdělené do dilatací 12–21 včetně vjezdové a výjezdové rampy

délky 10 m, resp. 11 m, v osových vzdálenostech 1,5 m, spojených v hlavách do železobetonového trámu.

Pro piloty byl použit beton C 20/25, dodávaný z betonárny TBG Metrostav, a armokoše z oceli R 10 505 průměru 16 mm. Pilotová stěna je kotvena po výšce ve třech úrovních dočasnými pramencovými kotvami 3Lp kotevní silou $F = \max. 300 \text{ kN}$ přes železobetonové předsazené převázky. Prostor mezi jednotlivými pilotami je zajištěn klenbičkami ze stříkaného betonu tl. 100 mm s výztužnou sítí. Prostor mimo profily budoucích ražených tunelů je zajištěn kotvenou mikropilotovou stěnou se stříkaným betonem. Mikropiloty z trubek 108/16 jsou kotveny v devíti výškových úrovních svorníky z prutu

R32 přes převázky z 2krát U č. 200. Budoucí kalota obou tunelů je opatřena hřebíkováním se stříkaným betonem.

Stěny stavební jámy

Podél severní stěny u ulice Milady Horákové a protilehlé jižní stěny je výkop stavební jámy zajištěn záporovým pažením z 1 360 délky až 18 m v rozteči zápor 2 m, kotveným ve čtyřech úrovních přes předsazené ocelové převázky dočasnými pramencovými kotvami 3xLp. Poloha, délka a sklon kotev byl navržen a dodatečně upravován s ohledem na existenci funkčních inženýrských sítí zejména pod přilehlým chodníkem (kabelovod O2, parovod a vodovod).



Zajištění portálové stěny kotvenou pilotovou stěnou (v horní části) v kombinaci s kotvenými mikropilotami a stříkaným betonem (ve spodní části), kde se nachází již skalní hornina. Vlastní profil tunelů je zajištěn ocelovými hřebíky a mikropilotovým deštníkem.



Probíhající těžba při postupném snižování výkopu v návaznosti na projektované kotevní úrovně ve stavební jámě, zajištěné v horní části záporovým pažením.

Spodní část výkopu ve skalní hornině ve sklonu 10:1 je zajištěna pomocí ocelových svorníků R25 a povrch svahů opatřen nástřikem betonu C 16/20 tl 150 mm s výztužnou sítí. U stěn vjezdové a výjezdové rampy s proměnnou volnou výškou 2–18 m je obdobně jako u obou podélných stěn stabilita stěn stavební jámy zajištěna záporovým pažením (zápora I 360 osově po 2 m). Pažení je kotveno v jedné až čtyřech úrovních přes zapuštěné převázky z ocelových profilů U č. 300 (z prostorových důvodů) nebo přes předsazené převázky z dvojic 2xU HEB 100. Celkem bylo na zapažení jámy použito 572 ks zápor.

Realizace

Práce na zajištění stavební jámy byly zahájeny v červnu 2007 vrtáním pilot DN 900 portálové stěny a zápor DN 600 obvodových stěn stavební jámy. Všechny vrty byly paženy ocelovou pažnicí s jejím následným vytažením. Odtěžování stavební jámy probíhalo po jednotlivých etážích, které respektovaly kotevní úrovně navržené projektem a technologii provádění výkopových prací a technologické lhůty při provádění kotev a kotevních převázek. Současně probíhaly práce na budování vjezdových a výjezdových ramp. Při jejich odtěžování vznikl ve vnitřním prostoru stavební jámy uzavřený horninový masiv, zajištěný kotveným záporovým pažením, doplněným v horní části systémem

táhel. Odtěžování jámy na poslední kotevní úroveň bylo nutno členit dle budoucích dilatačních dílů tak, aby mohl být již zároveň v západní části jámy budován dilatační díl D12 tunelového tubusu v termínech dle harmonogramu stavby.

Vestavěné konstrukce

V místě před portálem raženého tunelu na Letenské pláni jsou budovány definitivní konstrukce tunelu v zapažené stavební jámě. Pažící konstrukce je zde odsazená, konstrukce vestavby dilatace D12–D21 se zde staví do oboustranného bednění. Nosnou rámovou konstrukcí tunelu tvoří spodní základová deska tl. 1,2 m s instalačním kanálem se stěnami a rovným stropem. Konstrukce hloubených tunelů jsou monolitické železobetonové s přidáním PP vláken. Dilatace D12–D18 jsou vzhledem k velkému rozpětí křížovatkových rozpletů, a tedy značnému zatížení dodatečně předepnuté; délky předpjatých stropů v místě rozpletu dosahují až 56 m. Stropní deska je tl. 1,7 m.

V místě napojení na raženou část je součástí tunelu technologické centrum. V prostoru nad konstrukcí vlastních tubusů jsou situovány odstupňované 1–4patrové podzemní garáže s cca 850 parkovacími místy. Součástí konstrukcí budovaných v této stavební jámě jsou i rozplety pro vjezd a výjezd z tunelového komplexu u křížovatky U Vorlíků. V místech vjezdů a výjezdů na rampy jsou stropní desky nadvýškové pro osazení ventilátorů tak, aby nezasahovaly do průjezdného profilu. Tunelové tubusy byly provedeny na šterkovém polštáři s vloženou geomříží. Kvůli zastižením nepříznivé geologii na dilatačních dílech D14–D15 zde



Kontinuálně probíhající výstavba tubusů budoucích tunelů od dilatace 12 směrem k budoucímu portálu raženého tunelu v zapažené stavební jámě



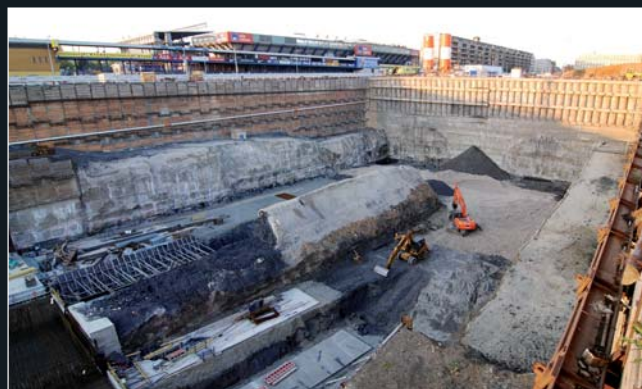
Pohled na oblast vjezdové a výjezdové rampy s poměrně komplikovaným pažením okolo sevřeného horninového masivu, kde bylo nutné kromě kotev k zajištění stability navíc použít i kotevní obruče a táhla.

však bylo nutné tyto dilatace založit na velkopřůměrových pilotách délky 2–4 m, aby se pata pilot opřela o únosné skalní podloží. Na pilotách byl zhotoven roznášecí betonový pas, na který navázaly konstrukce těchto dilatací. Jako sekundární ochrana proti podzemní vodě jsou po celém vnějším obvodu tunelu navrženy bentonitové rohože, doplněné o dotěšňovací prvky do pracovních a dilatačních spár konstrukce tunelu. Pro zasypání prostoru mezi konstrukcí tunelu a záporovými stěnami se používá materiál, který byl dříve vytěžen ze stavební jámy a uložen na mezideponii. Jedná se o samotuhnoucí suspenzi, vytvořenou ze sprašové zeminy, strusky a cementu.

Pro betonáž prvních dilatačních úseků bylo nutno postavit věžový jeřáb. Jediné vhodné místo pro jeho umístění bylo v prostoru uvnitř vjezdových a výjezdových ramp na výše popsaném horninovém masivu. Jeřáb byl založen samostatně na čtyřech pilotách, v horní části spojených pomocí betonového prahu. Navíc zde bylo nutné posílit záporové pažení v horní úrovni pomocí ocelové obruče z betonářské výztuže, čímž došlo ke stažení horninového masivu a jeho stabilizaci.

Ing. Zbyšek Vozarik a Stanislav Falhar,
Metrostav, a. s.

Foto: Libor Štěřba, Ján Bradovka



Pohled do otevřené jámy směrem od dilatace 12, kde již velmi pokročila výstavba žlb. tubusů k portálu, kde jsou teprve dokončovány zemní práce

Excavated tunnels Blanka – portal foundation pit Letná

Construction Site 0079
Špejchar–Pelc-Tyrolka

In the article we deal with securing of complicated and large foundation pit in the site Letná where a new portal of driven tunnel below Stromovka will be situated. Briefly are described built-in structures of newly constructed tunnel.



Česká tunelářská asociace ITA-AITES pořádá

ASSOCIATION
INTERNATIONALE DES TUNNELS
ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN
AITES



ITA
INTERNATIONAL TUNNELLING
AND UNDERGROUND
SPACE ASSOCIATION

Sponzorováno ITA-AITES

11. mezinárodní konferenci

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

PODZEMNÍ
STAVBY
PRAHA 2010

Termín: **14. až 16. června 2010**

Místo: **Clarion Congress Hotel Prague**

Hlavní téma konference: **DOPRAVNÍ A MĚSTSKÉ TUNELY**

Témata:

1. Navrhování a realizace podzemních staveb – konvenční tunelování a hloubené tunely
2. Navrhování a realizace podzemních staveb – mechanizované tunelování
3. Geotechnický průzkum, monitoring a řízení rizik
4. Modelování podzemních staveb
5. Vybavení, bezpečnost a údržba podzemních staveb
6. Smluvní vztahy, financování a pojištění podzemních staveb

Další součásti odborného programu:

- Vyzvané přednášky (Keynote Lectures)
- Posterová sekce
- Technická výstava
- Exkurze na tunelovou stavbu v Praze

Výzva k přihlášení příspěvků:

Termín pro zaslání abstraktů příspěvků: **do 30. června 2009**

Více na: www.ita-aites.cz



Stavební jáma pro výstavbu dilatací 9, 10, 11, realizovaných v konstrukčních podzemních stěnách, zajištěná kotveným záporovým pažením během těžby podzemních stěn.

HLOUBENÉ TUNELY BLANKA – DILATACE D9, D10, D11 STAVBA 0079 ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA

Staveniště hloubených tunelů Letná, dilatace D9, D10, D11 částečně zasahuje do ulice Milady Horákové u křižovatky Špejchar. V tomto úseku stavby se jedná o konstrukci hloubených tunelů s čelním odtěžením, která je zde navržena kvůli velmi stísněným prostorovým podmínkám a požadavkům na co nejkratší dopravní omezení.

Princip řešení

Z předvýkopu, zajištěného záporovým pažením, se nejdříve zhotoví monolitické konstrukční podzemní stěny, vetknuté do skalního podloží, a na urovnaném povrchu dna stavební jámy se vybetonuje definitivní

nosná konstrukce stropu, která je uložena na hlavy podzemních stěn. Strop se po zatvrdnutí betonu zasype, provedou se úpravy přeložek inženýrských sítí, obnoví se konstrukce tramvajového tělesa a vozovky. Odtěžení vlastního profilu tunelu se provádí až po dokončení

celého úseku ze zajištěného profilu tunelu klasickými tunelářskými mechanizmy čelním odtěžením pod stropní konstrukcí. Po odtěžení se zhotoví základová deska tunelu a vlastní tubus tunelu je tak dokončen.

Pro dva tubusy tunelu tohoto uspořádání je společná jedna střední podzemní stěna. Tímto konstrukčním systémem budou na staveništi Letná ve směru ke Špejcharu provedeny i další navazující dilatační úseky D8 až D1.

Geologie a použitá technika

Vyhodnocením archivních sond podrobného geologického průzkumu, z poznatků z těžby předstihových lamel a dle provedení jednozáběrové sondy byly na staveništi zjištěny tyto geologické poměry: Skalní podloží je tvořeno letenskými a flyšovými břidlicemi s vrstvami křemenců; zastíženy zde byly i horniny s třídou těžitelosti až 6 dle ČSN 73 3050. Břidlice byly zastíženy již na spodní úrovni vodicích zádek. Podzemní voda se zde nachází v hloubce 6–8 m.

Na základě poznatků o geologických poměrech byla společností Zakládání staveb, a. s., pro tuto stavbu zakoupena a zde poprvé na těžbu podzemních stěn nasazena fréza BC 32 na nosiči MC 64. Zaměstnanci naší společnosti se sice zúčastnili školení a seznamování s touto technologií, ale pravý křest ohněm je čekal až na této stavbě.



Půdorys stavební jámy pro výstavbu budoucích dilatací 9, 10, 11 tunelových tubusů v prostoru ulice Milady Horákové v Praze na Letné



Realizace konstrukčních podzemních stěn z úrovně zapaženého předvýkopu v pohledu od Letné směrem ke Špejcharu

(Více o fríze BC 32 a nosiči MC 64 viz strany 15–17.)

Realizace

Po skončení přípravných prací – zhotovení záporového pažení kotveného ve dvou, resp. třech, úrovních a výkopu stavební jámy na pracovní úroveň pro PS – byly provedeny vodicí zídky tl. 200 mm, výšky 1000–1300 mm a šířky mezi zídkami 870 mm ze železobetonu C12/15, armovaného dvojitou kari sítí tl. 6 mm. Současně s vodicími zídkami byla prováděna úprava pojezdových ploch pomocí hutněného štěrku a železobetonu C16/20 tl. 100 mm, armovaného jednou vrstvou kari sítě tl. 5 mm. Koruna vodicích zídek je na úrovni budoucí pracovní spáry stěny/strop. Dilatační úsek D11 navazuje na sousední dilatační úsek D12, který byl proveden jako monolitická vestavba v sousední portálové jámě. Aby bylo technicky možné zhotovit a spojit oba úseky D12 a D11 s rozdílnou technologií výstavby, bylo nutné na jejich rozhraní vybetonovat tři rovnoběžné lamely podzemních stěn ještě v době, než byla otevřena portálová stavební jáma. Trasa v tomto

úseku vede v přímce, takže zde mohly být vytvořeny tři samostatné rovnoběžné stěny. Konstrukční podzemní stěny mají tloušťku 800 mm, hloubku 12,35 m a v jednotlivých dilatacích stejné délky 100 m. Těžba lamel probíhala pod ochranou pažicí bentonitové suspenze v šířkách 2,80 až 7,20 m do hloubky 3,5 m hydraulickým drapákem. Poté byla nasazena hydrofréza, která dokázala i v takto složitých geologických poměrech dotěžit lamelu na projektovanou hloubku. Výztuž podzemních stěn byla navržena z oceli Bst 500 S se zvýšeným krytím a přesahem pro napojení stropní desky. Betonáž probíhala pomocí dvou kolon sypákových rour systémem „betonáže pod vodou“ betonem třídy C 30/37 XA 2 s konzistencí rozlité 550–650 mm. Koruna podzemních stěn byla následně upravena šramováním nekvalitního betonu na požadovanou úroveň. V ose pak byla vybroušena plocha pro osazení bobtnavého pásku pro zajištění vodotěsné pracovní spáry mezi podzemní stěnou a stropem tunelu. Aby bylo možné zahájit následné stavební práce (zhotovení stropů), byl úsek dilatace D11 předán objednateli již v průběhu provádění podzemních stěn na dalších dilatacích, čímž

došlo k omezení již tak malého prostoru na staveništi a jen díky dobré spolupráci všech zúčastněných se nám podařilo, i přes počáteční potíže s dodáním technologie, dodržovat celkový harmonogram výstavby.

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.

Foto: Libor Štěrba

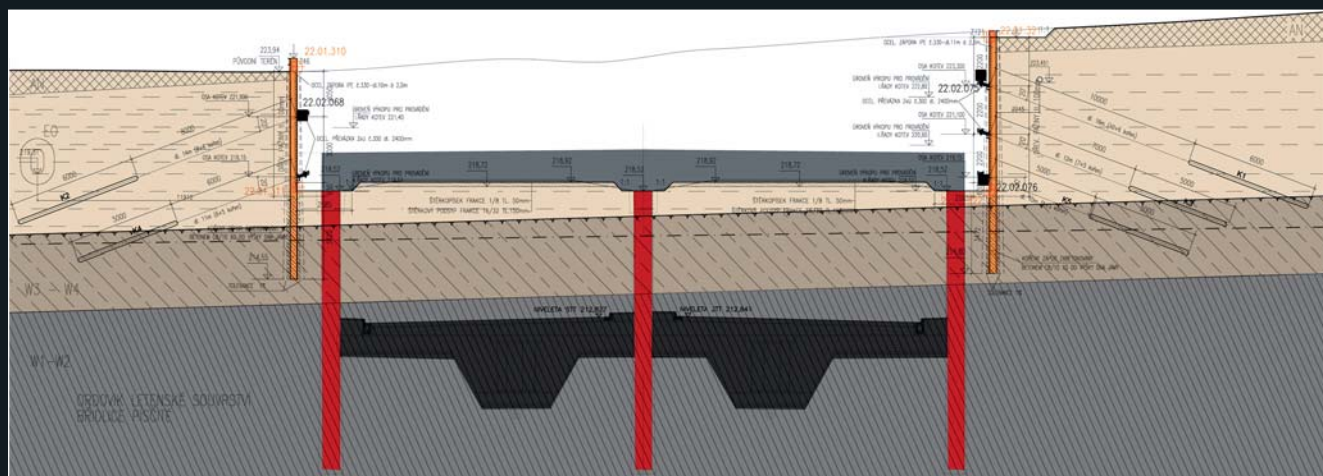


Detailní záběr na hydrofrézu při těžbě lamely podzemní stěny

Excavated tunnels Blanka – dilatation D9, D10, D11

Construction Site 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka

Construction site of excavated tunnels Letná, dilatation D9, D10, D11 partly reaches into the Street of Milada Horáková at the crossroads Špejchar. In this part of the site the method is cut and cover tunnels with face excavation. It was designed because of cramped space conditions and demands on the least traffic restriction as possible.



Charakteristický příčný řez dilatacemi 9, 10, 11. V zapaženém předvýkopu jsou nejprve realizovány konstrukční podzemní stěny (červeně), dále je v jejich koruně vybetonována stropní deska, následně je stavební jáma zasypána, obnoven provoz na povrchu a teprve potom proběhne uvnitř tunelových trubů pod stropní deskou těžba a betonáž základové desky



Vizualizace polyfunkčního objektu Trinity, který budou tvořit tři výškové věžové stavby

POLYFUNKČNÍ OBJEKT TRINITY V BRATISLAVĚ

V centru slovenské metropole ve čtvrti Ružinov vzniká další významná stavba – polyfunkční objekt Trinity. Vzhledem ke složitým základovým a dispozičním poměrům staveniště bylo při zajištění stavební jámy a založení objektu nutné řešit mnoho problémů a použít kombinace mnoha technologií speciálního zakládání.

Množství a různorodost developerských aktivit, které se dnes protínají na území slovenské metropole, přibývá velkou rychlostí. Asi jen stěží zde existuje lokalita, které by se vyhnul zájem a tlak domácích a nadnárodních developerů. Nově vznikající novostavby zároveň vytvářejí nová, významná centra bydlení, administrativy, obchodu, služeb a zábavy. To platí zejména o čtvrti Ružinov, která je co do rozlohy a počtu obyvatel druhou největší v Bratislavě. Její jihozápadní část dnes patří k nejvýznamnějším centrům stavebního ruchu dunajské metropole.

Projekt moderního polyfunkčního komplexu Trinity akciové společnosti Nadlan – člena skupiny Vara Group – je na Slovensku momentálně ojedinělý. V jednom projektu a na jednom místě se tu spojují tři součásti moderního života: bydlení, odpočinek a práce. Z tohoto spojení také vznikl název Trinity – 3nity. Symbolika čísla 3 je vyjádřena i v podobě tří nestejně vysokých věžových budov s přízemním spojovacím parterem. Celková plocha pozemku je 12 041 m² a zastavěná plocha 10 480 m².

Geologické poměry

Zájmové území patří z inženýrskogeologického hlediska do oblasti neogenních tektonických vlnění, oblasti vnitrokarpatských nížin, rajónu údolních říčních sedimentů. Hladina podzemní vody byla zastižena v hloubkách 5,3 až 6,6 m pod povrchem stávajícího terénu, tj. na kótě cca 130,24 m. Jedná se o podzemní vodu s volnou hladinou, která je v přímém spojení s hladinou Dunaje. Podle nejbližších pozorovacích míst SHMÚ Bratislava (č. 705, 1449, 724) a dalších zdrojů může v tomto místě hladina podzemní vody vystoupit maximálně na úroveň 132,25 m n. m. (Bpv).

Technické řešení

Základová spára se nachází na třech úrovních, v hloubkách -8,15 m, -9,63 m a -10,03 m. Úroveň terénu ±0,00 je na kótě 136,5 m n. m. Tyto hloubky kladou ze statického hlediska vyšší nároky na pažení konstrukce. Základové poměry je zde možné považovat za složité. Společnost Zakládání staveb, a. s., ve spolupráci s projekční kanceláří SPAI, s. r. o., měly za úkol projekčně a technicky zajistit pažení stavební jámy a založení objektů komplexu

Trinity. Na jižní straně stavební jámy se nachází objekt BBC V, v němž jsou umístěny vsakovací studny, které slouží ke chlazení vody z klimatizačního systému. Provedení kotev na této straně stavební jámy by tak mohlo studně kvůli injektáži kořenové části kotev znehodnotit. Proto zde byla navržena nekotvená štetová stěna, zajištěná dočasným zemním klínem, který bude po zhotovení základové desky nahrazen rozepřením ocelovými I-profilů do základové desky. Na severní straně stavební jámy se současně s výstavbou Trinity plánuje výstavba BBC I. Zde je navržena pažicí stěna ze sloupů tryskové injektáže, vetknutá do neogenního podloží a kotvená v jedné úrovni. Bude sloužit jako zapažení stavební jámy Trinity a následně jako pomocný nosný prvek pro budoucí sousední objekty BBC I. Z ulic Plynárenská na západě a Jarabinkova na východě povedou přístupové komunikace do objektu; podél nich byly jako pažení stavební jámy navrženy štetové stěny, vetknuté do neogénu a kotvené ve dvou úrovních dočasnými pramencovými kotvami. Sjízdňá rampa pro obsluhu stavební jámy je v současnosti od ulice Jarabinkova. Řešení problematiky založení stavební jámy přineslo několik koncepčních otázek: na jakou hloubku je třeba snížit hladinu podzemní vody; jednoznačně definovat zatížení pilot; stanovit fázi výstavby, kdy bude možné přestat čerpat podzemní vodu; navrhnout technické řešení dělení základové desky na dilatační celky a řadu dalších úloh.



Celkový pohled na staveniště od východu

Částečně tuto problematiku řeší návrh tzv. deskopiloty. Jedná se o spojení velkopřůměrových pilot se základovou deskou, což je ze statického hlediska klíčové pro určení doby ukončení čerpání podzemní vody. Piloty spojené s deskou budou takto při dočasném nízkém zatížení působit jako tahové kotvy. Celý průběh výstavby stavební jámy a založení objektu je v dalším popisu pro přehlednost rozdělen celkem do šesti etap.

1. etapa: Nejprve byla zhotovena pracovní plošina na úrovni 135,8 m n. m., ze které se provedla štetová stěna podél Plynárenské ulice a později ulice Jarabinkovy. Jejich délka je navržena tak, aby byly vetknuty do neogénu a zajistily tak těsnost stavební jámy vůči pronikání podzemní vody.

Štetové stěny byly provedeny beraněním. Tam, kde nebylo možné doberanit štetovnice dl. 16–19 m až do neogénu, bylo nutné provádět předvrty pomocí průběžného šneku pr. 500 mm vrtnou soupravou Bauer BG 25. Pokud ani poté nebylo možné doberanit štetovnice na požadovanou hloubku, byly pro dotěsnění použity sloupy tryskové injektáže.

2. etapa: V této etapě byla jáma v celé ploše odkopána na 1. kotevní úroveň, zhotovena stěna z tryskové injektáže od BBC I a zaběraňena štetová stěna ze strany BBC V. Opět se jedná o štetovou stěnu délky, která dosáhne

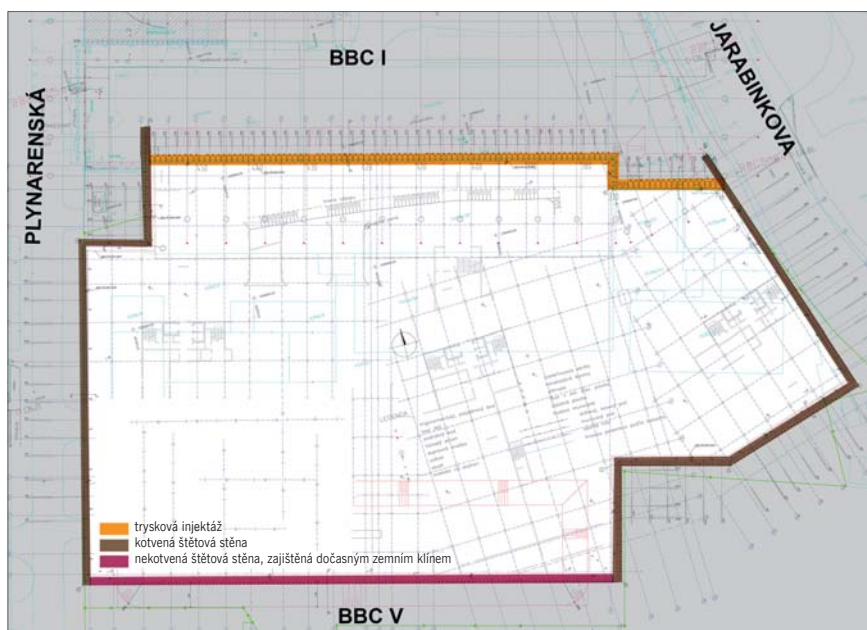
na neogenní podloží a dokáže kompletně utěsnit stavební jámu.

Délky kotev ve stěně z TI jsou 8 m a ve štetové stěně 14 m. Pod hlavy kotev byly použity předem vyrobené typizované kotevní převázky.

3. etapa: Jáma byla dotěžena na 2. kotevní úroveň a zhotoveny kotvy této úrovně. Aby bylo možné provést závluku a osadit kotvy pod úroveň hladiny podzemní vody, byla

pro vrtání kotev použita technologie pažení Duplex. Pro zamezení infiltrace podzemní vody do stavební jámy přes průchodky pro kotvy byly použity preventry.

Čerpání podzemní vody je navrženo a provedeno čerpacím systémem ze 6 ks čerpacích a 7 ks vsakovacích studní o průměru 800 mm. Projekt uvažuje s maximálním přítokem do stavební jámy v hodnotách kolem 30 až 50 l/s.



Půdorys s vyznačením jednotlivých technologií zajištění stavební jámy



Stavební jáma zapažená štětovou stěnou, kotvenou ve dvou úrovních, západní část u Plynárenské ulice



Pažení stavební jámy kotvenou stěnou ze sloupů tryskové injektáže, severní část u sousedního objektu BBC I



Provádění velkoprofilových pilot ze dna stavební jámy, v pozadí technologie CFA



Betonáž základové desky

4. etapa: Hladina podzemní vody byla zčerpána na nejnižší úroveň základové spáry a jáma byla dotěžena na úroveň základových spár. Zachována byla pouze sjízdná rampa a přítěžovací zemní klín u stěny sousedící s BBC V.

Po zčerpání hladiny podzemní vody na požadovanou úroveň $-12,3$ m byly zaznamenány částečné průsaky vody do stavební jámy. Na jejich zastavení byla úspěšně použita technologie chemické injektáže.

5. etapa: Piloty byly prováděny z podkladních betonů. Aby bylo podkladní beton možné použít i po pojezdu těžkých vrtných souprav, byl vyztužen kari-sítí. Toto řešení se osvědčilo i v celém dalším průběhu pilotážích prací.

6. etapa: Vrtnou soupravou Bauer BG 24 byly provedeny piloty pr. 600 až 1200, dl. od 6 do 13 m (rotačně-náběrová těžba vrtu pod ochranou pažnice). Pro piloty pr. 600 a 900 mm technologií CFA (průběžný šnek) byla použita souprava Bauer BG 18.

V této etapě byla zahájena betonáž základové desky při postupném odtěžování zemního klínu a sjízdné rampy. Práce této etapy mohou být ještě rozšířeny na základě případných dalších smluvních vztahů.

Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s.
Foto: Libor Štěrba,
Vizualizace: web: www.3nity.sk

Polyfunctional object Trinity in Bratislava

In the centre of Slovak capital city in the part Ružinov another significant structure is about to be built – polyfunctional object Trinity. Because of local complicated ground a disposal conditions it was necessary to solve a lot of problems during the construction of the foundation pit and use combination of many technologies of special foundation.