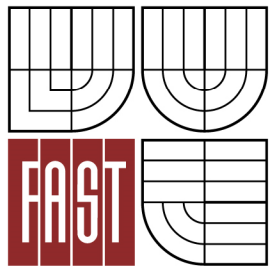


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V BRNĚ PRO PODZEMNÍ GARÁŽE U JANÁČKOVA DIVADLA

SECURING OF FOUNDATION PIT IN BRNO FOR THE UNDERGROUND GARAGE AT THE JANÁČEK
THEATRE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ADAM ZAPLETAL

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. JAN MASOPUST, CSc.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav geotechniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Adam Zapletal

Název Zajištění stavební jámy v Brně pro podzemní garáže u Janáčkova divadla

Vedoucí bakalářské práce doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Datum zadání bakalářské práce 30. 11. 2013

Datum odevzdání bakalářské práce 30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013

.....
doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady byly předány v elektronické formě - geotechnický průzkum, stavební výkresy tvaru jámy.

Literatura:

- Masopust, J.: Speciální zakládání staveb - 2. díl, CERM Brno, 2006,
- Masopust, J. a kol.: Rizika prací speciálního zakládání staveb, ČKAIT Praha, 2011
- Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí - příručka k ČSN EN 1997, ČKAIT Praha, 2012

Zásady pro vypracování

Požadavky na zpracování:

- zhodnotit geotechnické poměry na staveništi a rizika pro výstavbu stavební jámy,
- uvést technicky možné alternativy zajištění stavební jámy,
- vybrat nejvhodnější alternativu a výběr zdůvodnit, (stanovit kritéria výběru),
- pro vybranou alternativu vypracovat návrh zajištění stavební jámy, tj. vypracovat nejméně: statický výpočet, výkres půdorysu a příslušných řezů, technickou zprávu s uvedením technologie provádění.

Předepsané přílohy

.....

doc. Ing. Jan Masopust, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá návrhem pažící konstrukce reálné stavební jámy podzemních garáží u Janáčkova divadla v Brně. Obsahem je popis možných řešení se zhodnocením jejich výhod a nevýhod. Cílem práce je vybrat z těchto metod na základě vyhodnocení inženýrsko-geologického průzkumu vhodnou metodu zajištění stavební jámy. Pro tuto metodu provést statický výpočet a zpracovat projektovou dokumentaci.

Klíčová slova

Geotechnika, stavební jáma, pažící konstrukce, záporové pažení, GEO5, inženýrsko-geologický průzkum.

Abstract

The bachelor's thesis deals with the sheeting construction real construction pit underground parking garage at the Janáček Theatre in Brno. It contains the description of the possible solutions to the appreciation of their advantages and disadvantages. The goal is to choose one of these methods based on evaluation of engineering-geological survey appropriate method to ensure that the construction pit. For this method to perform static analysis and process design documentation.

Keywords

Geotechnical engineering, construction pit, sheeting construction, bracing bracing, GEO5, engineering-geological survey.

...

Bibliografická citace VŠKP

Adam Zapletal *Zajištění stavební jámy v Brně pro podzemní garáže u Janáčkova divadla*. Brno, 2014. 41 s., 104 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 30.5.2014

.....
podpis autora
Adam Zapletal

Poděkování

Děkuji touto cestou doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc. za odborné vedení a konzultace při tvorbě této práce. Poděkování patří i dalším vyučujícím, kteří mi svými připomínkami a konzultacemi dopomohli k cíli. Děkuji také Ing. Janu Kočímu za poskytnuté podklady, cenné praktické rady a poznámky. Velký dík náleží rovněž mým rodičům a přátelům za trpělivost, pomoc a podporu při studiu.

Obsah

1. ÚVOD	3
2. ANALÝZA TÉMATU, CÍLE A METODY ŘEŠENÍ.....	4
2.1. Analýza a popis projektu	4
2.2. Geomorfologie	6
2.3. Rešerše	7
2.4. IG průzkum	8
2.5. Výsledky IG průzkumu.....	9
2.5.1. Geologie	9
2.5.2. Hydrogeologie	10
2.5.3. Ekologie.....	11
2.5.4. Geotechnické typy a jejich charakteristiky.....	11
2.5.5. Těžitelnost zemin dle ČSN 73 3050	14
2.5.6. Závěr a doporučení pro výstavbu	14
3. APLIKACE TÉMATU	15
3.1. Metody zajištění stěn stavebních jam	15
3.1.1. Svahování	15
3.1.2. Hřebíkování	15
3.1.3. Záporové pažení	16
3.1.4. Mikrozáporové pažení	21
3.1.5. Podzemní stěny.....	21
3.1.6. Pilotové stěny	23
3.1.7. Trysková injektáž	25
3.2. Výběr metody	26
3.2.1. Svahování	26
3.2.2. Hřebíkování	26
3.2.3. Záporové pažení	26
3.2.4. Mikrozáporové pažení.....	26
3.2.5. Podzemní stěny.....	26
3.2.6. Pilotové stěny	27
3.2.7. Trysková injektáž	27

3.2.8.	Vyhodnocení výběru metody.....	27
3.3.	Statický výpočet.....	28
3.3.1.	Posouzení pažící konstrukce – Řez 1	30
3.3.2.	Posouzení pažící konstrukce Řez 2 až 6.....	37
4.	ZÁVĚR.....	38
5.	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	39
6.	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	40
7.	SEZNAM PŘÍLOH.....	41

1. ÚVOD

Cílem této práce je popsat návrh pažící konstrukce reálné stavební jámy s použitím ve stavební praxi běžně využívaných podkladů. Tato problematika je důležitou částí oboru speciálního zakládání. V praxi může být náročnější právě zajištění stavební jámy, než následná výstavba trvalé konstrukce.

První část práce se zabývá získanými podklady reálné stavební jámy objektu podzemních garáží Janáčkova divadla v Brně, zejména inženýrsko-geologickým průzkumem a jeho vyhodnocením. Pozornost je věnována posouzení vhodnosti vybraného staveniště.

Dále se práce zabývá výpisem a stručnou charakteristikou jednotlivých možných metod zajištění stavebních jam. Cílem bylo popsat možnosti řešení, zhodnotit výhody a nevýhody daných postupů a zvolit nejvhodnější metodu pro modelový případ.

Z analýzy inženýrsko-geologického průzkumu byly vypracovány vstupní parametry pro posouzení a návrh pažící konstrukce. Byly získány návrhové charakteristiky zemin a geologické řezy v místě pažení.

Zjištěná data byla použita pro návrh geometrie pažící konstrukce a statický výpočet. Ten byl prováděn pomocí PC programu GEO5, který je v běžné praxi nejrozšířenějším programem.

Na základě statického výpočtu byla pro navržené řešení stavební jámy vypracována projektová dokumentace, která se skládá z půdorysu stavební jámy, svislých řezů pažící konstrukce a technické zprávy.

2. ANALÝZA TÉMATU, CÍLE A METODY ŘEŠENÍ

2.1. Analýza a popis projektu

Stavba se nachází v prostoru před Janáčkovým divadlem, ve střední části Brna mezi ulicemi Rooseveltovou a Moravským náměstím.



Obr. č. 1 Situace širších vztahů

Terén zájmového území je zatravněný a mírně skloněný. V prostoru před divadlem se nachází bazén o rozměrech 16 x 30 m.



Obr. č. 2 Původní stav

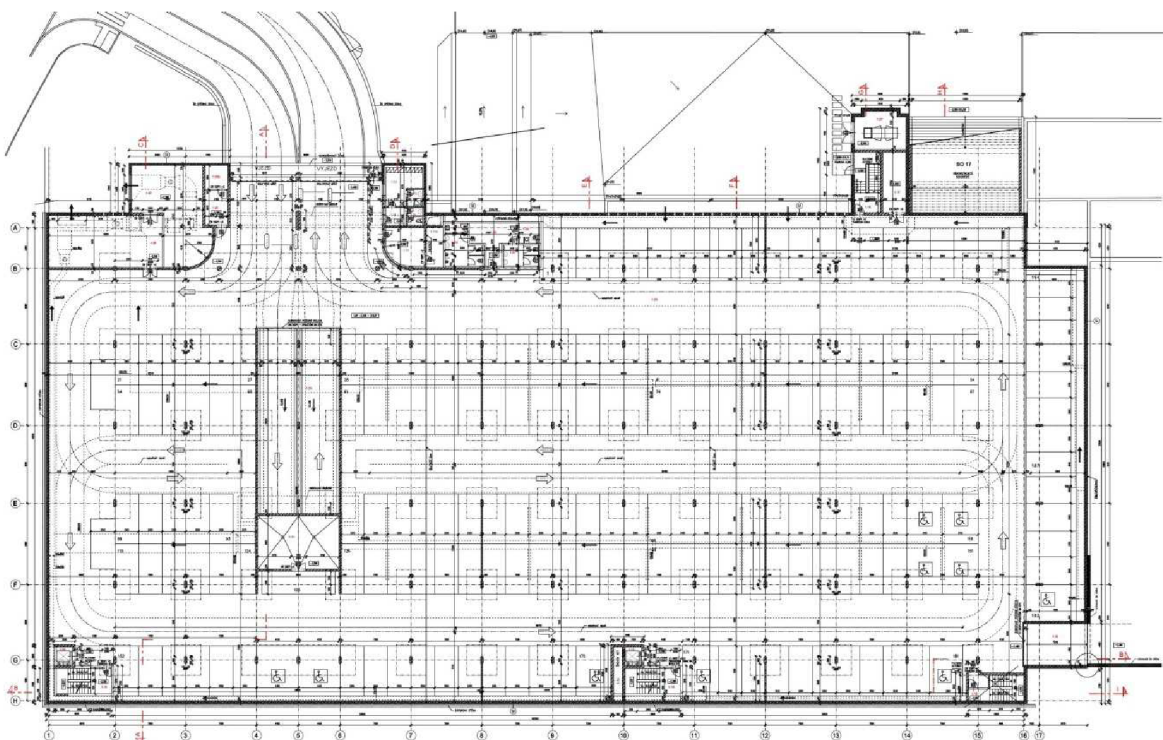
Popis návrhu:

Dvoupatrová budova s půdorysnými rozměry přibližně 110 x 50 m, konstrukční výška podlaží je 2,9 m, úroveň základové spáry 209,870 m n. m., úroveň upraveného terénu nad konstrukcí 216,750 m n. m. (B. p. v.).

ŽB monolitická konstrukce založená na pilotách, systém oválných hřibových pilířů a stropních desek, po obvodu monolitická ŽB stěna namáhaná zemním tlakem.



Obr. č. 3 Vizualizace navržené stavby



Obr. č. 4 Půdorys stavby

2.2. Geomorfologie

Staveniště leží v jižní části Řečkovického prolomu, který je součástí Bobravské vrchoviny (I₂D-2) Česko-moravské subprovincie České vysočiny Hercynského systému.



Obr. č. 5 Geomorfologie

KVARTÉR:

pleistocén: 6 - spraše, 7 - sprašové hlíny

holocén: 2 - fluvioální, písčito-hlinité sedimenty, 3 - deluviofluvioální, písčito-hlinité sedimenty

TERCIÉR:

spodní baden: 15 - mořské vápnité jíly

karpat: 21 - vápnité prachové jíly

2.3. Rešerše

V rámci archivní rešerše byly prostudovány a zhodnoceny výsledky všech dostupných inženýrskogeologických a geotechnických průzkumných prací, které byly v minulosti provedeny v zájmovém prostoru a jeho nejbližším okolí. Jedná se o práce, které jsou registrovány v archivu Geofondu v Praze a materiály uložené v archivu Janáčkova divadla.

- Průzkumné zprávy z archivu Geofondu:

Štěpánek (1958, 1959): Zpráva o stavebně geologickém průzkumu pro Státní divadlo v Brně. Stavoprojekt Brno z. č. 2736192/S a z. č. 2736302/S, arch. č. Geofondu V 384463 a 38464.

Zprávy obsahují popis 5 kopaných sond a 15 vrtů, které byly provedeny v rámci inženýrskogeologického průzkumu pro výstavbu Janáčkova divadla. I když se žádné z výše uvedených průzkumných děl v prostoru plánovaných podzemních garáží nenacházejí, bylo možné využít pro dokreslení geologických poměrů v blízkosti staveniště podzemních garáží kopané sondy K3 a K4.

Janovský J. (1986): Závěrečná zpráva o inženýrskogeologických poměrech v trase rychlé tramvaje. Geotest Brno arch. č. 04 83 0554, arch. č. Geofondu P 52624.

Ve zprávě je dokumentováno více průzkumných děl provedených mimo naše zájmové území. Pro dokreslení celkové geologické situace v blízkosti budoucí stavby z nich byly využity výsledky z vrtů J55, JPN56, J57 a JPN59.

Z hlediska hydrogeologie byl zohledněn výsledek čerpací zkoušky z vrtu HV50.

Dále byla kontrolně ověřena hloubka hladiny podzemní vody ve dvou zachovaných pozorovacích vrtech JP52 a JP54, které se nacházejí v parku v místech bývalého Německého domu.

Horák V. (1986): Zpráva o výsledcích geotechnického průzkumu pro stanovení vlastností hornin v podzemní trase diametru A rychlé tramvaje v Brně. Geotest Brno arch. č. 84 0170, arch. č. Geofondu P 52757.

Ve zprávě jsou zhodnoceny výsledky geotechnických zkoušek ze šachtice Ša4, která byla provedena na Malinovského náměstí. Vzhledem k tomu, že se jedná o podobné horninové prostředí, jaké se očekává na našem staveništi, byly dosažené výsledky z této zprávy při zpracovávání průzkumu zohledněny.

- Zprávy z archivu Janáčkova divadla:

Papoušek Z. (1957): Zpráva o geologických poměrech a únosnosti základových půd na staveništi Státního divadla v Brně. Státní projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Brně. Č.z. 2736141/S.

Zpráva obsahuje popis osmi průzkumných sond (S7 až S14) včetně základních fyzikálně-mechanických zkoušek zemin. Ve zprávě se uvádí, že bylo navázáno na výsledky orientačního průzkumu z roku 1955, v rámci kterého byly provedeny sondy S1 až S6. Ve

zprávě je uvedena situace všech sond, tj. S1 až S14. S výjimkou sond S7 a S8 jsou všechny sondy situovány pod budovou Janáčkova divadla, tj. mimo naše zájmové území.

Zprávu orientačního průzkumu z roku 1955 se nepodařilo v žádném z archivů nalézt.

Štěpánek Z. (1958): Zpráva o stavebně geologickém průzkumu staveniště Státního divadla v Brně. Státní projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Brně. Č.z. 2736192/S.

Štěpánek Z. (1959): Zpráva o stavebně geologickém průzkumu staveniště Státního divadla v Brně. Krajský projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Brně. Č.z. 2736302/S.

Štěpánek Z. (1961): Brno – státní divadlo – stavebně-geologický průzkum pro vedlejší objekty. Krajský projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Brně. Č.z. 2736472/S.

Všechny tři zprávy jsou totožné se zprávami nalezenými v Geofondu ČR.

Štěpánek Z. (1963): Zpráva o sledování výkopů a provádění šterkopísků na staveništi Státního divadla v Brně. Krajský projektový ústav pro výstavbu měst a vesnic v Brně. Č.z. 2736442/S.

Jedná se o dokumentaci sledování výkopových prací a provádění šterkopískové stabilizační vrstvy a příslušnou korespondenci zúčastněných stran.

2.4. IG průzkum

V rámci IG průzkumu byly provedeny 4 jádrové vrty. Jádrový vrt J1 do hloubky 30 m, vrty J2, J3 a J4 do hloubky 20 m. Všemi vrty bylo ověřeno předkvartérní podloží.

Ve vrtech byla změřena úroveň naražené a ustálené hladiny podzemní vody.

Vrtné jádro bylo odebráno do normalizovaných vzorkovnic.

Z vrtů J2 a J3 byl odebrán vzorek podzemní vody pro chemický rozbor s ohledem na agresivitu vůči betonu i kovovému potrubí a neliniovému zařízení uloženému v zemi.

Z vrtu J3 byl odebrán vzorek zeminy ke stanovení organických látek.

Pro dokreslení geologických poměrů byla provedena i dvě penetrometrická měření DP1 a DP2.

Vrty byly provedeny pojízdnou vrtnou soupravou typu HVS, technologií jádrového vrtání o průměru 245, 176 a 156 mm při pažení o průměru 219 a 169 mm.

Penetrometrie byla provedena soupravou typu SDP 20/1. Výsledky penetrometrie byly použity k upřesnění charakteru navážek i rostlých zemin v jejich podloží a to jak z hlediska rozhodnutí o způsobu provádění stavební jámy, tak i zakládání objektu.

Jádrové vrty J1, J2, J3, J4 a penetrometrická sonda DP1 byly výškově a směrově zaměřeny. Zpracování výsledků měření bylo v souřadnicovém systému S-JTSK a výškovém systému Bpv. Penetrometrická sonda DP2 byla umístěna těsně vedle vrtu J1. Z důvodu neprostupnosti pro penetrační hrot musela být ukončena v 4.60 m pod terénem a nebyla směrově ani výškově zaměřena.

Zaměření vrtů bylo provedeno za použití totální stanice Geodimeter 520 s příslušným odrazným systémem. Výsledky byly zpracovány v souřadnicovém systému S-JTSK a výškovém systému B.p.v.

2.5. Výsledky IG průzkumu

2.5.1. Geologie

Z hlediska regionální geologie se v zájmovém území nacházejí kvartérní a neogénní sedimenty.

Neogénní sedimenty jsou petrograficky reprezentovány **marinním vápnitým jílem** až slínem (tzv. **téglem**) spodního badenu. Vrtným průzkumem byl jeho povrch zjištěn v hloubce 7,70 až 10,50 m. V blízkém okolí stavby byl archivními vrty ověřen do 35 m, ale podle dosavadních znalostí lze předpokládat, že zasahuje do 90 až 100 m.

Vápnitý jíl je šedý, při povrchu zvětralý do žlutošeda až žlutozelena s občasnými limonitovými rezavými šmouhami. Jíl je tuhý až pevný. Některé polohy mají potrhanou texturu. Ta se vyznačuje rozčleněním jinak stejnorodé jílové hmoty na nepravidelné úlomky o velikosti až několika cm, které jsou omezeny lesklými vyhlazenými ploškami. Jíl s potrhanou texturou může být nebezpečný z hlediska stability svahů výkopu stavební jámy. V případě, že do něj pronikne voda, mohou se úlomky rozvolnit, pootáčet a dochází zpravidla k sesouvání. Jíl s potrhanou texturou byl zastižen jen ve vrtu J2 v hloubce 10,70 až 11,90 m a 14,0 až 18,50 m.

Kvartérní pokryv tvoří antropogenní navážky, pod nimi je eolická spraš a v jejím podloží je zvodnělý fluviální štěrk, který leží v přímém nadloží výše popsaného neogénního jílu. Nepravidelně se vyskytuje vrstva limnického jílu malé mocnosti.

Antropogenní navážky jsou kvalitativně velmi různorodé. Jsou hlinité, hlinitopísčité až hlinitojílovité, často organogenní, se stavebním odpadem (cihly, omítka, dřevo), škvárou a popelem. Jsou zpravidla proměnlivě vlhké a málo až středně ulehlé. Byly ověřeny v nepravidelné mocnosti od 4,70 do 7,0 m. Podle výsledků některých archivních vrtů by mohly v těsné blízkosti schodiště do budovy Janáčkova divadla zasahovat až do 9 m.

Spraš je eolická, okrově hnědá, silně vápnitá, s hojnými pseudomycelií, tuhá. Je silně stlačitelná a v případě přítomnosti podzemní vody by mohla ve stěně výkopu snadno kolapsovat.

Limnický jíl byl zastižen vrty J1 a J4. Obsahuje velké množství černých organogenních částic. Ve vrtu J1 byl pod spraší, tmavohnědý v mocnosti 1.70 m, ve vrtu J4 byl šedý v mocnosti 0.80 m uložený v nadloží spraše.

Štěrky jsou fluviální, hnědé až šedohnědé, slabě narezavělé, polymiktní, proměnlivě písčité. Obsahují nepravidelnou příměs jemnozrnné zeminy. V jemné frakci většinou převažuje granodioritový detrit. Jsou středně ulehlé a většinou zvodnělé.

2.5.2. Hydrogeologie

Neogénní vápnité jíly předkvartérního podkladu lze považovat v celém zájmovém prostoru za izolátor. Koeficient propustnosti podle výsledků zrnitostního rozboru je řádově $n \cdot E^{-9}$. Slabě propustné mohou být některé potrhane polohy, v nichž voda prosakuje podle jednotlivých úlomků. Při průzkumu byly zjištěny jen ve vrtu J2 v hloubce 10,70 až 11,90 m a 14,00 až 18,50 m. V tomto vrtu hladina podzemní vody během vrtání nebyla naražena, ale po 24 hodinách se ustálila v hloubce 9,10 m.

Izolátorem je rovněž limnický jíl. Koeficient propustnosti je řádově $n \cdot E^{-9}$.

Hlavním kolektorem podzemní vody jsou v celém zájmovém území fluviální štěrky. Jejich propustnost je průlinová a závisí na obsahu jílové, případně hlinité příměsi. Podle křivek zrnitosti byl zjištěn koeficient propustnosti $n \cdot E^{-5}$ až $n \cdot E^{-7}$. V případě štěrku ve vrtu J2, který zrnitostně odpovídal třídě G5 GC byla propustnost stanovena podle obsahu jemné frakce a koeficient propustnosti byl $n \cdot E^{-9}$. Snížená propustnost se potvrdila již při vrtání, kdy podzemní voda nebyla naražena a prosákla až po 24 hodinách.

Sprašové souvrství je zpravidla suché, propustnost je průlinová a koeficient propustnosti řádově $n \cdot E^{-9}$.

Hladina podzemní vody, která byla ověřena průzkumnými vrty, v podstatě kopíruje horní hranici fluviálního štěrku. Její naražená hladina kolísá od 8,00 do 10,00 m pod terénem, což odpovídá úrovni 206,41 až 208,46 m n. m. Po ustálení hladina mírně stoupá. V případě vrtů J2 a J4 nebyla hladina podzemní vody během vrtání naražena. Ve vrtu J2 se po 24 hodinách ustálila v hloubce 9,10 m, což odpovídá úrovni 207,16 m n. m. Ve vrtu J4 se po 3 dnech ustálila v hloubce 7,85 m, což odpovídá úrovni 208,64 m n. m.

Tabulka 1 – Stav hladiny podzemní vody v jádrových vrtech

Vrt	Datum vrtání	Hladina podzemní vody (m p.t.)		Hladina podzemní vody (m n.m.)	
		naražená	ustálená	naražená	ustálená
J1	13.-14.9.2007	10.00	9.35	206.41	207.06
J2	12.-13.9.2007	-	9.10	-	207.16
J3	12.9.2007	8.00	7.50	208.46	208.96
J4	14.-15.9.2007	-	7.85	-	208.64

Tabulka 2 – Stav hladiny podzemní vody v archivních vystrojených vrtech

Vrt	Datum záměru	Hladina podzemní vody (m p.t.)	Hladina podzemní vody (m n.m.)
PJ-52	19.9.2007	8.24	211.16
PJ-54	17.9.2007	8.05	211.45

Z hlediska agresivity vůči betonu vykazuje podzemní voda slabou síranovou agresivitu, která dle ČSN EN 206-1 je hodnocena stupněm XA1.

Z hlediska agresivity vůči kovovému potrubí a neliniovému zařízení uloženému v zemi vykazuje podzemní voda velmi vysokou agresivitu ve smyslu ČSN 03 8372 a ČSN 03 8375.

2.5.3. Ekologie

Podle historických map města Brna lze předpokládat, že do okraje zájmového území v blízkosti Rooseveltovy ulice zasahovalo středověké opevnění hradního příkopu. Tomu nasvědčuje i poloha cihelného zdiva zastižená vrtem J3 v hloubce 5,80 až 6,30 m.

V severní části území pravděpodobně probíhal jeden ze středověkých kanálů, kterými se odváděly odpadní vody z vnitřního města směrem k řece Ponávce. Tomu by odpovídala zapáchající poloha ve vrtu J4 v hloubce 4,50 až 5,10 m.

V minulém století byla část území, kde dnes stojí Janáčkovo divadlo, zastavěna, a proto se zde mohou vyskytovat zbytky sklepení. Jedná se především o část v blízkosti dnešního schodiště. Průzkumnými vrty nebyly zbytky sklepení zastiženy.

Charakter navážek v jejich nejsvrchnější části nasvědčuje terénním úpravám, které mohou být spojeny se zahlazením válečných stop v roce 1945.

Nejnověji bylo celé území upravováno v rámci výstavby Janáčkova divadla v letech 1961 až 1965, včetně stavby bazénu.

Z historie zájmového prostoru vyplývá, že současná plánovaná výstavba podzemních garáží neovlivní negativně současné ekologické poměry.

2.5.4. Geotechnické typy a jejich charakteristiky

Podle výsledků vrtných průzkumných prací a průkazných laboratorních zkoušek zemin bylo na staveništi vytypováno pět geotechnických typů GT1 až GT5.

GT 1 Antropogenní sedimenty (navážky)

Jedná se o velmi různorodé horninové prostředí, v němž se střídají jílovité, hlinité, štěrkovité a organogenní zeminy se zbytky cihelného zdiva a omítky. Fyzikálně-mechanické vlastnosti byly pro základní informaci o charakteru navážek ověřeny ve vrtu J1 - v hloubce 4,10 až 4,20 m a vrtu J3 - v hloubce 1,00 až 1,20 m a 3,00 až 3,30 m.

Ověřené a normové (*) geotechnické charakteristiky:

	J1 (4.10 až 4.20 m)	J3 (1.00 až 1.20 m)	J3 (3.00 až 3.30 m)
Třída dle ČSN 73 1001	F6 CI Y	F6 CL Y	G5 GC Y
Vlhkost - w (%)	23.07	20.94	13.62
Vlhkost na mezi tekutosti - wL (%)	35.62	33.95	35.62
Vlhkost na mezi plasticity - wP (%)	19.14	19.57	18.52
Číslo plasticity - IP (%)	16.48	14.38	17.10

Stupeň konzistence - I_C (1)	0.76	0.90	-
Poissonovo číslo - ν (1)*	0.40	0.40	0.30
Soudržnost efektivní - c_{ef} (kPa)*	12	12	2 až 10
Soudržnost totální - c_u (kPa)*	50	50	-
Úhel vnitřního tření:			
efektivní - φ_{ef} (°)*	19	19	28 až 32
totální - φ_u (°)*	0	0	-
Modul přetvárnosti			
zákl. půdy - E_{def} (MPa)*	3 až 6	3 až 6	40 až 60
Převodní součinitel - β^*	0.47	0.47	0.74
Koeficient propustnosti - K_p (m.s-1)	1.84 E-9	1.11 E-9	1.69 E-7

GT 2 Eolické sprašové sedimenty

Ověřené průměrné a normové (*) geotechnické charakteristiky:

Třída dle ČSN 73 1001	F6 CL	F6 CI
Konzistence	tuhá	tuhá
Vlhkost - w (%)	22.73	25.05
Vlhkost na mezi tekutosti - w_L (%)	34.49	40.52
Vlhkost na mezi plasticity - w_P (%)	18.91	20.48
Číslo plasticity - I_P (%)	15.58	20.04
Stupeň konzistence - I_C (1)	0.75	0.77
Poissonovo číslo - ν (1)*	0.40	0.40
Soudržnost efektivní - c_{ef} (kPa)*	12	12
Soudržnost totální - c_u (kPa)*	50	50
Úhel vnitřního tření efektivní - φ_{ef} (°)*	19	19
Úhel vnitřního tření totální - φ_u (°)*	0	0
Modul přetvárnosti zákl. půdy - E_{def} (MPa)*	3 až 6	3 až 6
Převodní součinitel - β^*	0.47	0.47
Koeficient propustnosti - K_p (m.s ⁻¹)	1.81 až 2.34 E ⁻⁹	1.64 E ⁻⁹

GT3 Limnické jílovité sedimenty

Ověřené průměrné a normové (*) geotechnické charakteristiky:

Třída dle ČSN 73 1001	F6 CI
Konzistence	tuhá
Vlhkost - w (%)	22.76
Vlhkost na mezi tekutosti - w_L (%)	45.17
Vlhkost na mezi plasticity - w_P (%)	21.26
Číslo plasticity - I_P (%)	23.91
Stupeň konzistence - I_C (1)	0.95 (0.88 až 1.02)
Poissonovo číslo - ν (1)*	0.40
Soudržnost efektivní - c_{ef} (kPa)*	12
Soudržnost totální - c_u (kPa)*	50
Úhel vnitřního tření efektivní - φ_{ef} (°)*	19
Úhel vnitřního tření totální - φ_u (°)*	0
Modul přetvárnosti zákl. půdy - E_{def} (MPa)*	3 až 6
Převodní součinitel - β^*	0.47

Koeficient propustnosti - K_p ($m \cdot s^{-1}$) 1.54 až 1.61 E^{-9}

GT4 Fluviální štěrkovité sedimenty

Ověřené průměrné a normové (*) geotechnické charakteristiky:

Třída dle ČSN 73 1001	G3 G-F	G5 GC
Vlhkost - w (%)	7.36	11.72
Vlhkost na mezi tekutosti - w_L (%)	-	42.55
Vlhkost na mezi plasticity - w_P (%)	-	18.38
Číslo plasticity - I_P (%)	-	24.18
Stupeň konzistence - I_C (1)	-	1.28
Poissonovo číslo - ν (1)*	0.25	0.30
Objemová tíha - γ ($kN \cdot m^{-3}$)*	19	19.5
Soudržnost efektivní - c_{ef} (kPa) *	0	2 až 10
Úhel vnitřního tření efektivní - ϕ_{ef} (°)*	30 až 35	28 až 32
Modul přetvárnosti zákl. půdy - E_{def} (MPa)*	80 až 90	40 až 60
Převodní součinitel - β *	0.83	0.74
Koeficient propustnosti - K_p ($m \cdot s^{-1}$)	$3.81 \cdot E^{-5}$ až $2.95 E^{-7}$	$5.41 E^{-9}$

GT5 Marinní jílovité sedimenty

Ověřené průměrné a normové (*) geotechnické charakteristiky:

Třída dle ČSN 73 1001	F8 CV	F8 CV
Konzistence	tuhá	pevná
Vlhkost - w (%)	38.47	31.99
Vlhkost na mezi tekutosti - w_L (%)	78.87	79.57
Vlhkost na mezi plasticity - w_P (%)	32.33	3.28
Číslo plasticity - I_P (%)	46.34	46.29
Stupeň konzistence - I_C (1)	0.87	1.03
Poissonovo číslo - ν (1)*	0.42	0.42
Objemová hmotnost - ρ ($kg \cdot m^{-3}$)	1832	1899
Stupeň nasycení - S_r (1)	0.98	0.99
Soudržnost efektivní - c_{ef} (kPa)	19.7	15.4
Soudržnost totální - c_u (kPa)*	40	80
Úhel vnitřního tření efektivní - ϕ_{ef} (°)	15.9	14.9
Úhel vnitřního tření totální - ϕ_u (°)*	0	0
Modul přetvárnosti základové půdy - E_{def} (MPa)*	2 až 4	4 až 6
Převodní součinitel - β *	0.37	0.37
Oedometrický modul základové půdy - E_{oed} (MPa) v oboru napětí:		
0.01 - 0.10	4.89	
0.10 - 0.20	6.10	
0.20 - 0.40	7.69	
0.01 - 0.30		7.97
0.30 - 0.40		14.71
0.40 - 0.50		20.83
Součinitel konsolidace - c_v ($m^2 \cdot s^{-1}$)	$4.43E^{-8}$	$1.19E^{-7}$
Koeficient propustnosti - K_p ($m \cdot s^{-1}$)	$1.19E^{-9}$	$1.22E^{-9}$

2.5.5. Těžitelnost zemin dle ČSN 73 3050

GT1: Navážky hlinité až hlinitopísčité - třída 2 až 3, navážky šterkovité - třída 3, navážky stavebního odpadu - třída 3 až 5, případné kusy betonu třída 5 až 6.

GT2: Sprašové sedimenty - třída 2 až 3.

GT3: Jílovité limnické sedimenty - třída 3

GT4: Šterkovité sedimenty - třída 3.

GT5: Neogénní vápnný jíl - třída 4.

2.5.6. Závěr a doporučení pro výstavbu

Na základě zhodnocení archivně doložených stavebních zkušeností ze stavby Janáčkova divadla v Brně a podle průkazných výsledků současného IG průzkumu je vybrané staveniště pro stavbu podzemních garáží, jak po stránce geologických a hydrogeologických poměrů, tak i z hlediska ekologie, vyhovující.

Jak vyplývá z pěti geologických řezů, horninové prostředí je poměrně stejnorodé. Pod asfaltem zpevněným povrchem nebo travnatou plochou jsou kvartérní sedimenty petrograficky reprezentované antropogenními navážkami, eolickou spraší až sprašovou hlínou, nepravidelnými vrstvami limnického jílu a šterkem. V podloží kvartérních sedimentů je neogénní jíl, který sahá do 90 až 100 m.

Přesto je však třeba geologické poměry považovat za složité. Vyplývá to především z kvalitativní nestejnorodosti a různé mocnosti navážek, a dále z přítomnosti podzemní vody a jejího chemického charakteru, jejíž síranová agresivita je dle ČSN EN 206-1 hodnocena stupněm XA1. Podle výsledků čerpacího pokusu v archivním vrtu HV50, který byl proveden v roce 1985 v blízkosti zájmového území byl přítok podzemní vody, při jednodenní stoupací zkoušce $0,016 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1}$.

Na základě výsledků provedeného IG průzkumu se doporučuje objekt podzemních garáží v prostoru před Janáčkovým divadlem založit hlubině na velkoprofilové železobetonové piloty do neogénního jílu třídy F8 CV.

Stavební jámu se doporučuje hloubit pomocí milánských stěn s kotvením v jedné hloubkové úrovni. Tak bude zabezpečeno, že nedojde k narušení hydrogeologických poměrů v okolí zájmového území.

Během stavby se doporučuje průběžná kontrola geologickým dozorem.

3. APLIKACE TÉMATU

3.1. Metody zajištění stěn stavebních jam

3.1.1. Svahování

- Nejjednodušší metoda vybudování stavební jámy.
- Stěny jsou navrženy ve sklonu a nejsou nijak zajištěny.
- Sklon svahu se volí co nejstrmější s ohledem na typ zeminy/horniny, hydrogeologické poměry, uvažovanou dobu výstavby, klimatické vlivy, okolní zástavbu a další.
- V neodvodněných zeminách je součástí návrhu i odvodnění dna stavební jámy.
- Ekonomicky výhodný způsob řešení, který by při návrhu stavební jámy neměl být opomíjen.
- V městském prostředí často nepoužitelný, protože mezi stávající výstavbou nemáme k dispozici dostatek volného prostoru.

3.1.2. Hřebíkování

- Podstatou metody je zlepšení vlastností základové půdy při povrchu stěny a tím z takto zlepšené zeminy vytvořit pevný blok, který působí jako kompaktní tížná zeď.
- Stěny jsou navrženy strmé nebo i svislé.
- Zlepšení zeminy, hlavně její smykové pevnosti, je provedeno vytvořením pevného odolného krytu z výztužné svařované sítě a stříkaného betonu. A vyztužením zeminy pravidelně rozmístěnými hřebíky, které zároveň slouží pro uchycení výztužné sítě.
- Hřebíky jsou většinou prováděny „mokrým procesem“, kdy se do připraveného vrtu navržené délky a sklonu, průměru běžně 90-150 mm, osadí hřebík do cementové zálivky.
- Hřebíky jsou ocelové pruty, nejčastěji betonářská ocel 1 x Ø 20 – 32 mm, případně 2 x Ø 20 – 25 mm, kvalitnější oceli je využíváno jen výjimečně.
- „Suchý proces“ bez cementové zálivky se používá ojediněle a to zejména v poloskalních či skalních horninách, kdy spolupůsobení okolní zeminy s hřebíkem je zajištěno deformací zvláštního profilu hřebíku.
- Funkce celého systému je založena na vnášení tahového napětí do hřebíků, které ale vzhledem k technologii jejich provádění nelze předepnout. K aktivaci hřebíků dochází díky přirozené deformaci svahu po provedení odkopu. Nutnou podmínkou je proto dodržení správného technologického postupu a provádění výstavby po etapách!
- Jedná se vždy o konstrukci krátkodobou s životností nejvýše dva roky.



Obr. č. 6 Fáze provádění hřebíkové stěny

3.1.3. Záporové pažení

- Jeden z nejčastějších způsobů dočasného zajištění hlubokých stavebních jam a rýh.
- Skládá se ze zápor a pažin, případně ze stabilizačních prvků, převážek a možných dalších prvků či úprav. (schéma 1 a 2).

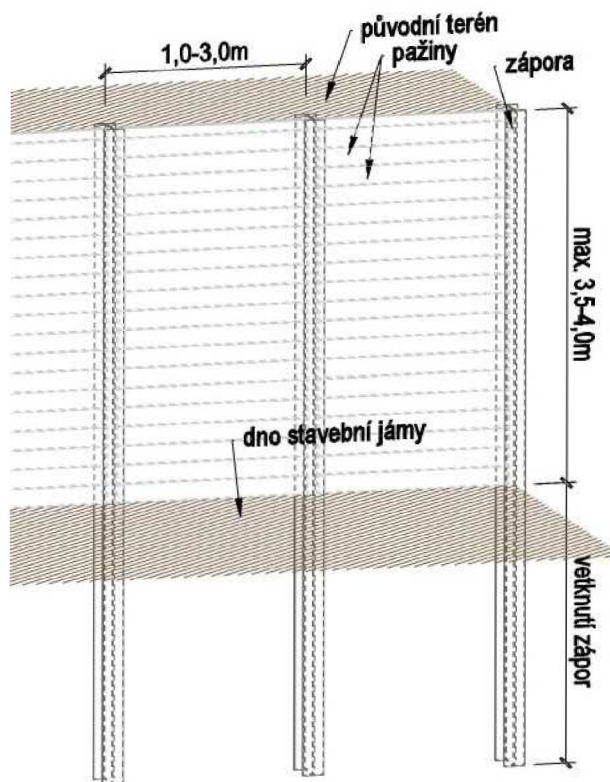


schéma 1: záporové pažení volně stojící: skládá se jenom ze zápor a pažin, vhodné do výšky 3,5 - 4,0 m

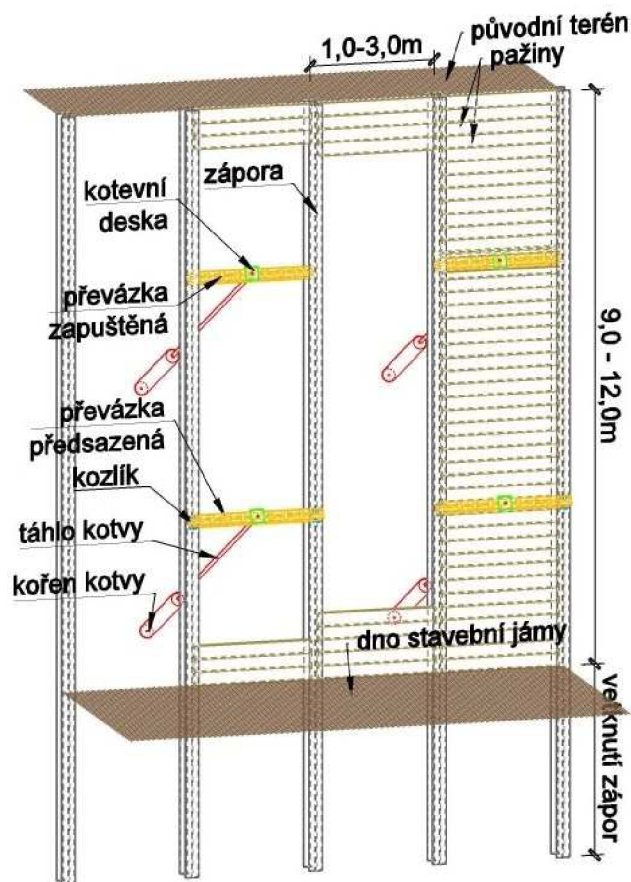


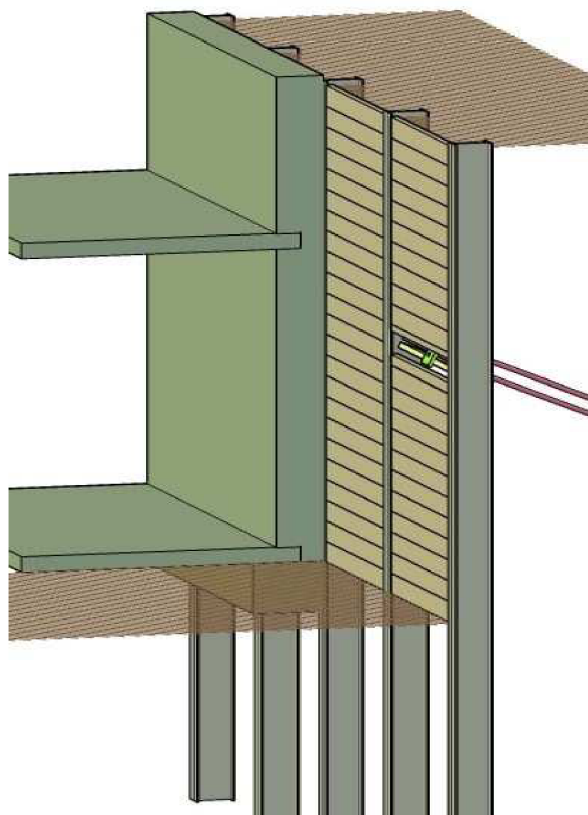
schéma 2: záporové pažení kotvené ve více úrovních: skládá se ze zápor, pažin, převázek a kotev, doporučuje se kotvit nejvýše ve třech úrovních do výšky asi 12 m, kotvy mohou být nahrazeny rozpěrami

Prvky:

1. zápory: svislé nosné prvky, běžně ocelové nosníky I, H, 2xU
2. pažiny: běžně dřevěné hranoly, ale také fošny, kuláče, betonové prefabrikáty, ocelové pažiny, stříkaný beton s výztužnou sítí
3. stabilizační prvky: kotvy - tyčové i pramencové nebo rozpěry - vodorovné nebo svislé, většinou ocelové, ale mohou být i dřevěné
4. převázky: přenáší sílu z kotev/rozpěr na větší počet zápor
5. další prvky: případné rubové odvodnění, povrchová úprava bednění nebo jiné

- Rozeznáváme záporové pažení volně stojící, které je vhodné při malé výšce stěny (4,0 m) a záporové pažení kotvené/rozepřené v jedné (7,5 m) nebo ve více úrovních (12 m).
- Stěny jsou svislé a mohou sloužit jako ztracené bednění pro budoucí stavbu, v takovém případě se jedná o záporové pažení bez pracovního prostoru. Převázky a kotvy musí být zapuštěné, aby povrch pažení tvořil rovný podklad např. pro přichycení hydroizolace. Konstrukce většinou zůstává v zemi i po dokončení stavby.

- Je-li realizovaná stavba od pažení odsazena, jedná se o záporové pažení s pracovním prostorem. V tomto případě nejsou kladeny nároky na rovinnost povrchu, pažení lze po dokončení stavby odstranit a většinu prvků použít opakovaně.



***schéma 3: záporové pažení bez pracovního prostoru:** povrch záporového pažení slouží jako ztracené bedněné, proto musí být hladký, kotvy musejí být zapuštěné*

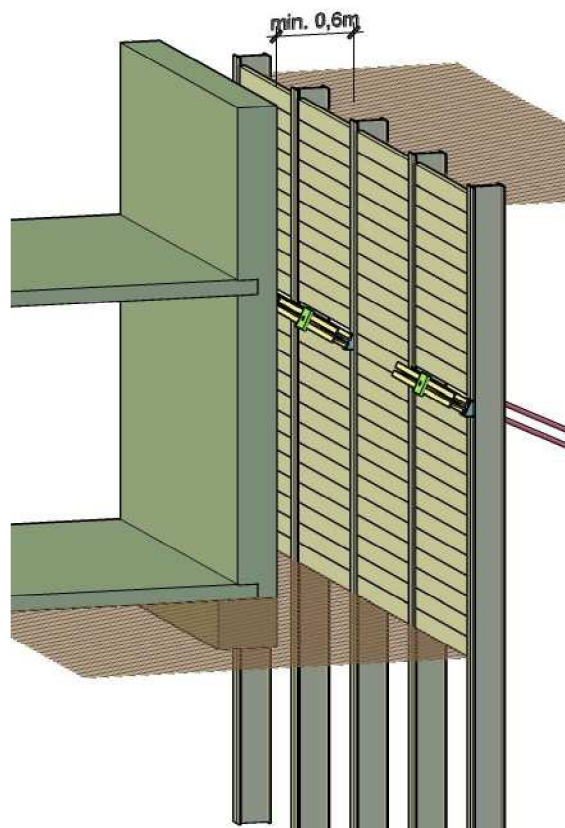
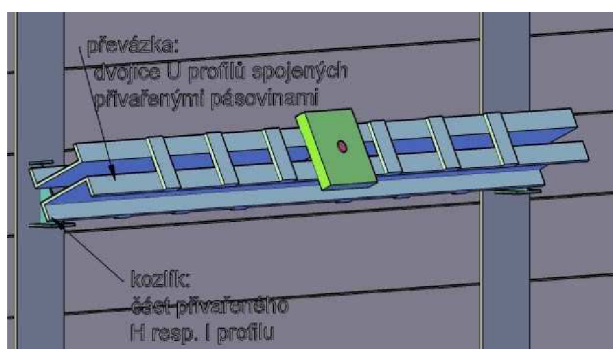


schéma 4: záporové pažení s pracovním prostorem: šířka prostoru nejméně 0,6 m, kotvy mohou být předsazené, což usnadňuje jejich provádění

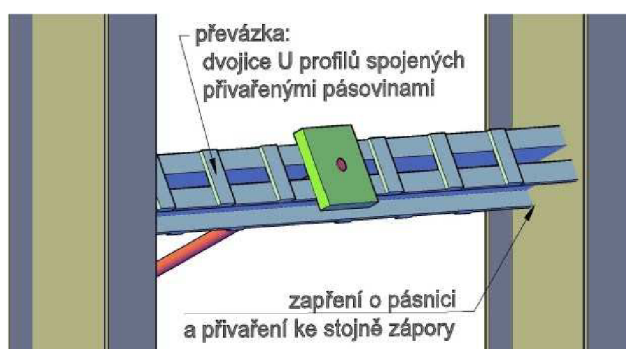
postup provádění:

- Umístění zápor: Ocelové nosníky je možné zavádět do země beraněním nebo vibrováním, ovšem jen ve vhodných zeminách, a pokud dynamické účinky neohrozí stávající stavby. Často používaným postupem je ukládání zápor do vrtů průměru 400-650 mm, které umožňují přesné umístění profilu. Vetknutá část záporu bývá stabilizována betonem nízké třídy pevnosti a zbytek vrtu zasypán vyvrtaným materiálem.
- Výdřeva: Odkop zeminy probíhá postupně ve vrstvách. Výška vrstvy závisí na charakteru zeminy. Ihned po odkopu se osazují pažiny zpravidla za příruby zápor. Vzniklou mezeru za rubem pažiny je nutné zasypat vhodným materiálem a dostatečně ztuhnout. Tento krok významně ovlivňuje budoucí chování záporového pažení.
- Stabilizační prvky: S výdřevou se postupuje po jednotlivých krocích až po úroveň Horních kotev/rozpěr. Ty musí být aktivovány a až následně lze pokračovat v dalším odkopu.

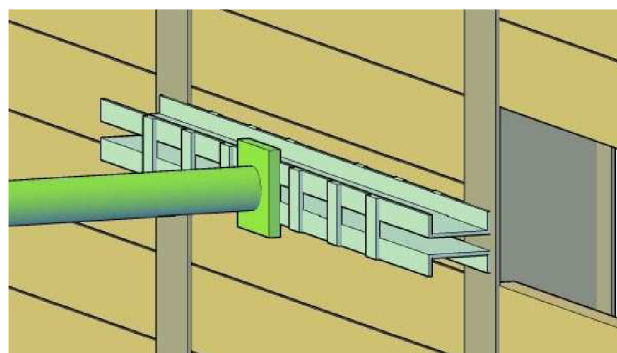
vybrané detaily:



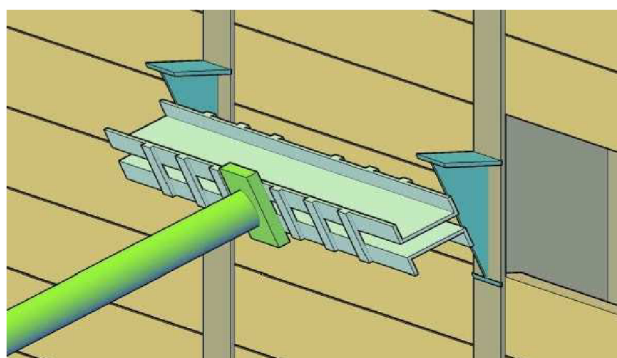
detail 1: předsazená převázka



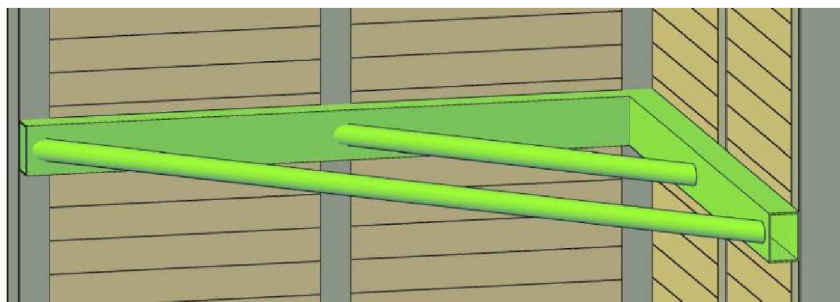
detail 2: zapuštěná převázka



detail 3: rozpěra vodorovná



detail 4: rozpěra šikmá



detail 5: rozpěra rohová

3.1.4. Mikrozáporové pažení

- Stejný princip jako záporové pažení, ale s použitím menších profilů.
- Ekonomicky méně výhodné.
- Používá se obecně tam, kde není možné použít běžné záporové pažení. Převážně ve stísněných prostorách, v případech kdy podloží nedovoluje usazení dlouhých pažin nebo v těsné blízkosti stávajících objektů.
- Většinou je během stavby využito i jako ztracené bednění. Proto musíme jednotlivé prvky volit tak, aby vytvářely rovný povrch.
- Jako mikrozápory se používají menší válcované profily HE, HEB nebo trubkové profily, např. 108/16 - 191/10, ukládané do malo a středněprofilových vrtů prováděných bezjádrově vyplněných cementovou zálivkou nebo i cementovou maltou.
- Pažiny jsou často realizovány z ocelových pažin typu UNION, méně z fošen. Možné je také použití výztužných sítí a stříkaného betonu - zvláště v poloskalních a skalních horninách.
- Stabilizační systém sestává v naprosté většině případů z převázek a dočasných kotev. Kotvy se používají tyčové i pramencové. Převázky jsou většinou ocelové, výjimečně železobetonové. Profil se volí tak, aby bylo vyhověno požadavku na hladký líc stěny. Proto je často využíváno profilů Larssen, které lze zapustit do profilu HEB 160.
- Nevýhodou mikrozáporového pažení je potřeba velkého množství kotev, které celou konstrukci prodražují a kvůli technologickým přestávkám také prodlužují dobu výstavby. Zároveň jsou to konstrukce relativně snadno deformovatelné, což je nutné zohlednit při jejich návrhu.

3.1.5. Podzemní stěny

- ČSN EN 1538: Provádění speciálních geotechnických prací – Podzemní stěny
- Konstrukce, které vzniknou vyplněním vytěžené rýhy prostým betonem, železobetonem, železobetonovým prefabrikátem nebo různými suspenzemi. Materiál závisí na účelu podzemní stěny a podmínkách staveniště.

Dle účelu rozdělujeme podzemní stěny:

- Těsnicí
- Konstrukční

Těsnicí podzemní stěny:

- Jejich jediným účelem je zabránit proudění podzemní vody.
- Slouží např. k zabránění přítoku vody do stavební jámy, zabránění průsaku vody pod tělesem hráze nebo k ochraně životního prostředí v blízkosti skládek, chemických provozů apod.
- Tyto stěny nejsou obnažené. Jsou z obou stran kryty zeminou, a proto nejsou namáhány ohybem. Nejsou kladeny velké požadavky na pevnost.
- Hlavní požadovanou vlastností je vodotěsnost.
- Předchozím bodům odpovídají požadavky na materiál. Těsnicí stěny jsou většinou vytvořeny ze samotvrdnoucí jílo-cementové suspenze, výjimečně z prostého betonu.
- Suspenze plní funkci pažící a během hloubení zajišťuje stabilitu stěn rýhy. Později, pokud není nahrazena betonem, zůstává v rýze a po vytvrdnutí plní těsnicí funkci.
- Pro větší odolnost stěn mohou být do rýh vkládány folie z umělých hmot nebo může být těsnicí podzemní stěna vytvořena zavibrováním nebo zaberaněním štetovnic z umělých hmot.

Konstrukční podzemní stěny:

- Mohou plnit současně účel pažící, konstrukční i těsnicí.
- Dočasné stěny plní pouze účel pažící se v podstatě nepoužívají.
- Většinou během výstavby plní stěny účel pažící a zajišťují stabilitu stěn stavební jámy, následně zůstávají jako trvalé konstrukce zárubních zdí nebo obvodových stěn budovy.
- Jsou vodotěsné, schopné odolávat hydrostatickému tlaku. Pokud jsou spodní části vetknuty do nepropustného podloží, mohou být považovány za konstrukce těsnicí.
- Mohou být vytvořeny jako monolitické, betonované pod pažící suspenzí, nebo prefabrikované, vytvořené z dílců ukládaných do rýh se samotvrdnoucí suspenzí.
- Monolitické stěny jsou levnější. Nemusí však vyhovovat esteticky, což lze vyřešit dodatečnou povrchovou úpravou.
- Naopak vzhled prefabrikovaných dílců je jejich největší výhodou, spolu s možností přesného usazení. Jsou ovšem dražší vzhledem k nákladům na přepravu a manipulaci.

Postup výstavby monolitických stěn:

- Mezi přípravné práce patří vytvoření dostatečně únosného a rovného povrchu. Dále výstavba železobetonových vodicích zídek. Typická šířka podzemních stěn je 400, 600, 800, 1000 mm. Vzdálenost mezi zídkami má být větší o 50 až 100 mm.
- Na úseku určité délky se zídka přehradí a napustí pažící suspenzí.
- Pod pažící suspenzí se zahájí těžba zeminy. Typicky hydraulickými drapáky vhodných rozměrů nebo se zemina odtěží do hloubky 3,5 – 5 m a další těžba může probíhat pomocí hydrofrézy.
- Po vytěžení zeminy se výkop vyčistí a zkontroluje se čistota suspenze.
- Osadí se okrajové pažnice s water-stopy.
- Osadí se výztuž.

- Nejpozději do 2 hodin se zahájí betonáž. Betonuje se sypákovou rourou od spodu, tak aby nedocházelo k promíchávání betonu a suspenze. Vytlačovaná suspenze se shora odčerpává.
- Hlavy stěn se přebetonují, později se odbourají na zdravý beton. Po zatuhnutí betonu se koutové pažnice vytahují.

Postup výstavby prefabrikovaných stěn:

- Přípravné práce probíhají stejně jako u stěn monolitických. Vzdálenost mezi zídkami se volí o 200 – 300 mm větší, než je šířka panelu stěny.
- Rýha se paží samotvrdnoucí suspenzí, která má oproti suspenzi pro těsnící stěny větší nárůst pevnosti v čase.
- Po vyčištění rýhy se osazují lamely. U horního povrchu se poloha lamely zajistí usazením na vodící zídky, na kterých je vyvěšena a neopírá se o dno. U spodního okraje se poloha nového panelu zajistí prvky, které zapadnou do předchozího panelu.
- Do drážky na styku panelů se vsune plastová hadice, která se roztáhne injekční směsí a tím spoj utěsní.

Výstavba podzemních stěn je ekonomicky nákladná. Vyžaduje speciální strojní vybavení a zkušené pracovníky. Při betonování pod pažící suspenzí klade velké nároky na prostor pro strojní vybavení a skladovací síla. Velká spotřeba betonu i betonářské oceli. Nákladné a časové náročné přípravné práce. Nesnadné napojování vodorovných stropních konstrukcí, pokud má podzemní stěna sloužit jako obvodová stěna objektu.

3.1.6. Pilotové stěny

- ČSN EN 1536 – Provádění speciálních geotechnických prací: Vrtané piloty
- Alternativní řešení k podzemním stěnám.

Hlavní výhody oproti podzemním stěnám jsou:

- Vrty jsou pažené ocelovými pažnicemi, není tedy nutná bentonitová suspenze a s ní spojené strojní vybavení.
- Vrtání je účinná technologie a relativně běžně jsou k dispozici výkonné stroje.
- Tvarová flexibilita. Možnost vytvořit půdorysně téměř jakýkoli tvar např. kruhový nebo elipsový, který je velice vhodný např. při budování šachet.

Nevýhody:

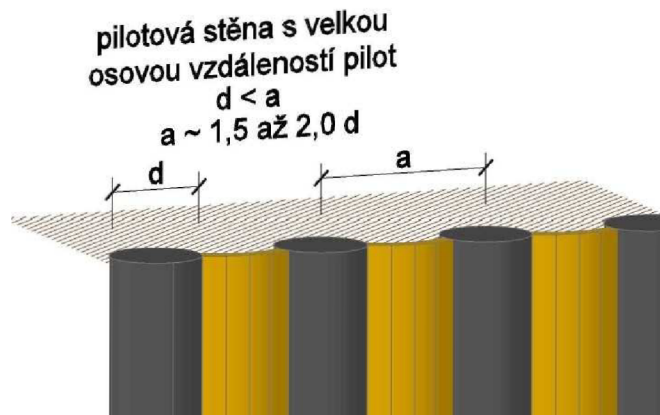
- Kruhový průřez je nejméně vhodný při ohybovém namáhání. Není proto plně využit, což vede k velké spotřebě betonu i betonářské oceli.
- Další ztráty betonu u převrtávané pilotové stěny.

Piloty se většinou rozmisťují pravidelně. Vytvářejí se pouze metodami replacement. Téměř vždy jako konstrukce trvalé, které většinou plní účel pažící a konstrukční nebo konstrukční a sanační.

Rozdělení podle osové vzdálenosti pilot:

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot:

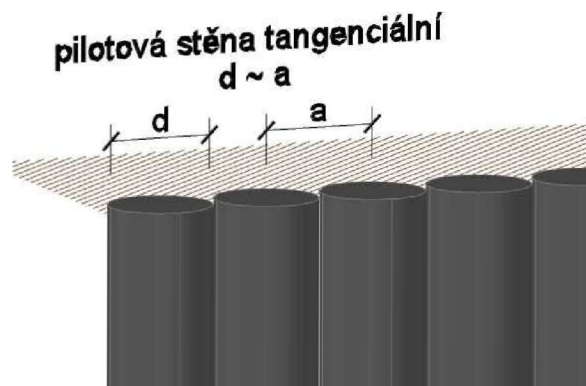
- Mezery mezi pilotami standardně 0,5 – 1 d.
- Výplň klenbičkami z vyztuženého stříkaného betonu.
- Odvodnění rubu stříkaného betonu perforovanými hadicemi.
- Kotvení těchto stěn se provádí přes převázky, které jsou většinou železobetonové.
- Výhodou těchto převázek je značná tuhost, volitelná dle navrženého průřezu.
- Mohou být umístěny jako hlavové nebo předsazené.
- Kotvení je realizováno v nikách vytvořených v převázkách.



Obr. č. 7 Pilotová stěna s velkou osovou vzdáleností pilot

Pilotové stěny tangenciální:

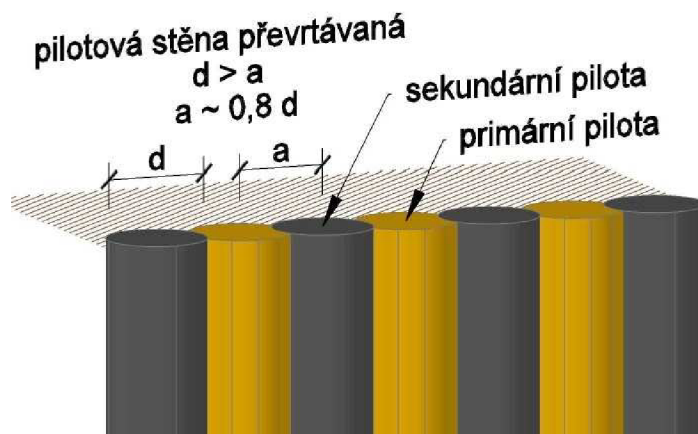
- Nepříliš časté.
- Osová vzdálenost pilot a je přibližně stejná jako průměr pilot d .
- Výhodou je, že kotvení lze realizovat bez převázek, vždy mezi dvojicí pilot.
- Nevýhodou je jasně daný počet kotev a skutečnost, že každá pilota musí být vyztužena.
- Stěna není vodotěsná.



Obr. č. 8 Pilotová stěna tangenciální

Pilotové stěny převrtávané:

- Častá konstrukce, která může jako souvislá vodotěsná stěna plnit stejné funkce jako podzemní stěny.
- Je tvořena pilotami primárními, které nejsou vyztužené a mohou zasahovat jen po úroveň dna výkopu. Dále pilotami sekundárními, které jsou vyztužené a vetknuté pode dnem stavební jámy na projektovanou délku dle posudku.
- Nejdříve jsou vytvořeny primární piloty. Když je beton primárních pilot dostatečně tuhý, mohou být realizovány piloty sekundární.
- Osová vzdálenost pilot a se volí podle průměru pilot a geotechnických poměrech na staveništi. Většinou se volí $0,8 d$.
- Pro zajištění přesné polohy pilot je nutné umístit na povrchu šablonu, která je většinou provedena jako svařenec z ocelových trub.
- Takto připravená šablona se v požadované poloze umístí do rýhy a obetonováním se zajistí její poloha. Po vybetonování pilot může být použita opakovaně.
- Kotvení převrtávaných stěn se provádí přes primární piloty.
- Není tedy třeba převázek. Nevýhodou ale je, že kotvy nemusí být plně využity.
- Převrtávané pilotové stěny jsou konstrukce vodotěsné. V případě, že jsou ve spodu vetknuty do nepropustného podloží, mohou být považovány za těsnící konstrukci.



Obr. č. 9 Pilotová stěna převrtávaná

3.1.7. Trysková injektáž

- Konstrukce z tryskové injektáže jsou vhodné zejména v městské zástavbě.
- Jsou vytvořeny z prvků tryskové injektáže, které mohou být doplněny dalšími technologiemi, např. kotvením nebo stříkaným betonem.
- Používají se k podchycování a zesilování základů nebo k vytvoření těsnících a pažících stěn. Výjimečně se používají jako základové konstrukce novostaveb.
- K zajištění stavebních jam se použijí v situaci, kdy výkop zasahuje těsně ke stávajícímu objektu a úroveň dna výkopu je pod úrovní jeho základů.
- Ze sloupů tryskové injektáže se vytvoří souvislá stěna, která podepře základy stávajícího objektu a zároveň vytvoří pažící stěnu.

- Prvky tryskové injektáže nelze jednoduše vyztužit. Mají malou ohybovou tuhost, proto lze volně stojící pažící konstrukci navrhnout jen do hloubky přibližně 2 m.
- Vyšší stěny je nutné kotvit. Při výšce nad 4 m je nutné kotvit ve dvou úrovních.
- Tuhost je možné zvyšovat také zvětšením tloušťky stěny tak, aby byla vyloučena tahová napětí.

3.2. Výběr metody

3.2.1. Svahování

- Nejekonomičtější a nejjednodušší metoda
- Bude použito na severozápadní stěně stavební jámy, kde to umožňuje dostatečný prostor městského parku a také na jihovýchodní stěně, kde spodní podlaží novostavby bude od stávající budovy Janáčkova divadla odsunuto v dostatečné vzdálenosti.

3.2.2. Hřebíkování

- Metoda není pro danou stavební jámu vhodná.
- Kolmé severozápadní a jihozápadní stěny jsou pro použití této metody příliš vysoké. Vlastní podstatou metody je navíc dané, že musí vznikat deformace a posuny zemního tělesa, což je zde nepřipustné.
- Metoda by mohla být použita pro zajištění severovýchodní a jihovýchodní stěny. Vzhledem ke geologii a dostatečnému prostoru to ale není nutné.

3.2.3. Záporové pažení

- Metoda vhodná pro zajištění západních stran stavební jámy.
- Výška stěny 6 ~ 9 m je pro kotvené záporové pažení běžná.
- Metoda je často využívána a jsou s ní dobré zkušenosti.
- Je ekonomičtější než následující metody.
- Úroveň HPV je ve všech místech stavební jámy pod úrovní základové spáry, proto můžeme použít konstrukci, která není vodotěsná.

3.2.4. Mikrozáporové pažení

- Vždy ekonomicky méně výhodné než záporové pažení.
- Použití mikrozáporového pažení zde není opodstatněné, používají se ve stísněných prostorech.

3.2.5. Podzemní stěny

- Metoda vhodná, ale náročná ekonomicky i technologicky.
- Vzhledem k tomu, že HPV je pod úrovní základové spáry, její použití zde není opodstatněné.

- I při jejich následném využití jako trvalé konstrukce obvodových stěn, by jejich provedení nebylo oproti záporovému pažení ekonomicky výhodné.

3.2.6. Pilotové stěny

- Oproti podzemním stěnám odpadá problém s bentonitovou suspenzí, ale jinak pro ně platí víceméně totéž.
- Jejich použití není opodstatněné a je ekonomicky nevýhodné

3.2.7. Trysková injektáž

- Mohla by být použita u budovy JD, kdyby stavební jáma zasahovala do její těsné blízkosti a úroveň základové spáry byla pod úrovní stávajících základů.
- Pro zvolené řešení stavební jámy je tato metoda nevhodná.

3.2.8. Vyhodnocení výběru metody

- Stavební jáma bude pažena kotveným záporovým pažením v kombinaci se svahováním.
- Tyto metody jsou tradiční, ekonomicky výhodné a často používané.
- Řešení pomocí jiných metod je možné, ale ekonomicky nevýhodné.

3.3. Statický výpočet

Vstupní data:

Výpočet je proveden v PC programu GEO5 Pažení posudek a GEO5 Stabilita svahu.

Celkové nastavení výpočtu

Česká republika – EN 1997, předběžný návrh

Součinitele EN 1992-1-1: standardní

Výpočet aktivního tlaku – Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku – Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení.

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997

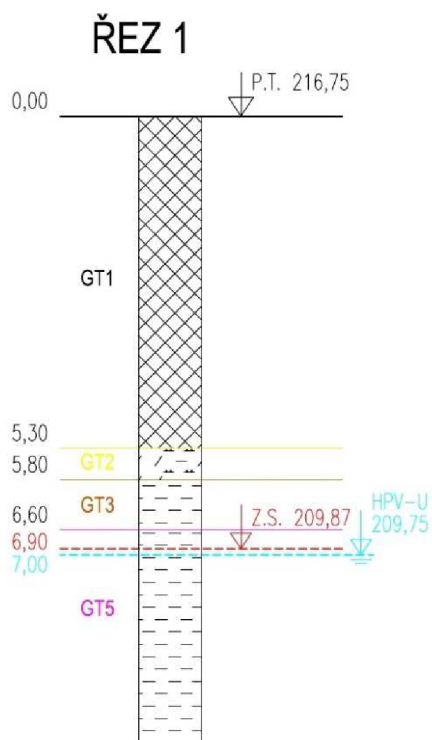
Navrhovaný přístup: 1 - redukce zatížení a materiálu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 30

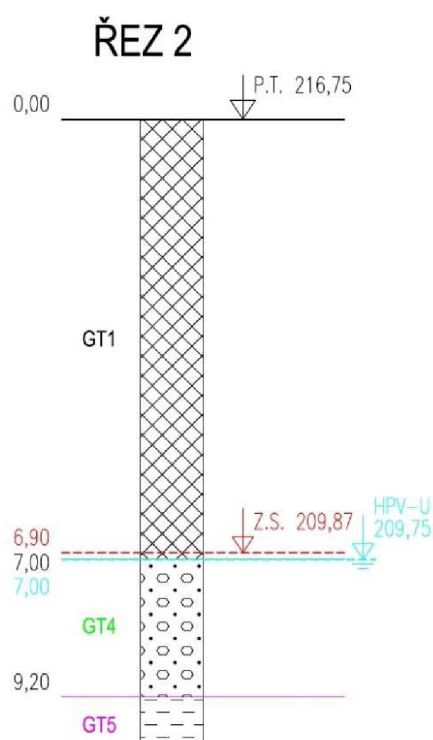
Vlastní výpočet mezních tlaku: neredukovat

Součinitel pro výpočet min. dm. tlaku ($\sigma_{z,\min} = k_{\sigma z}$): $k = 0,20$

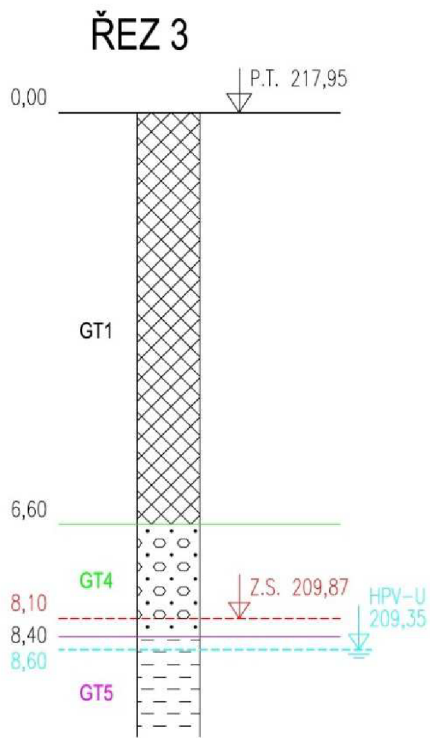
Návrhové geologické řezy



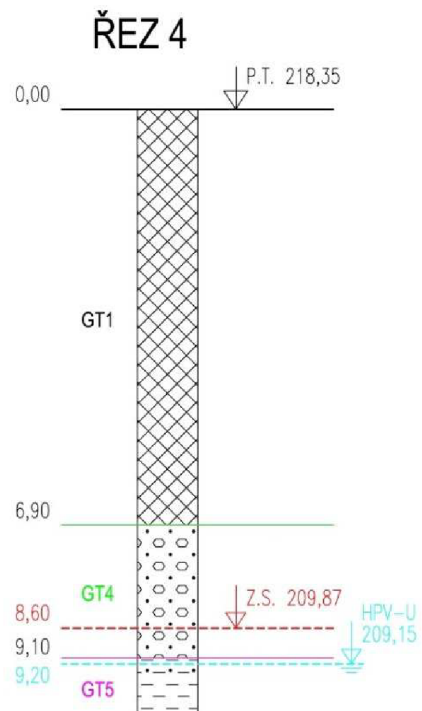
Obr. č. 10 Návrhový geologický Řez 1



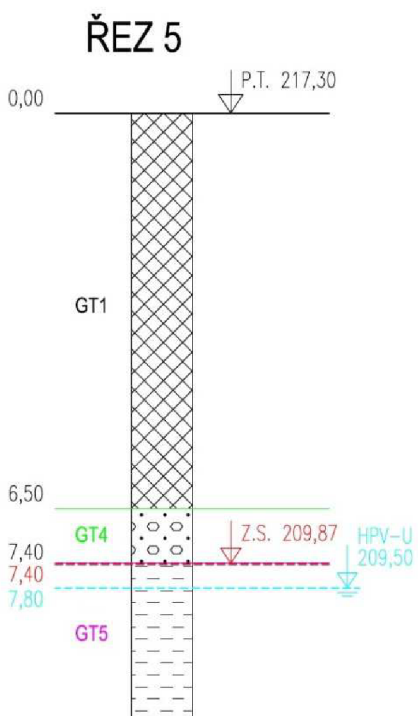
Obr. č. 11 Návrhový geologický Řez 2



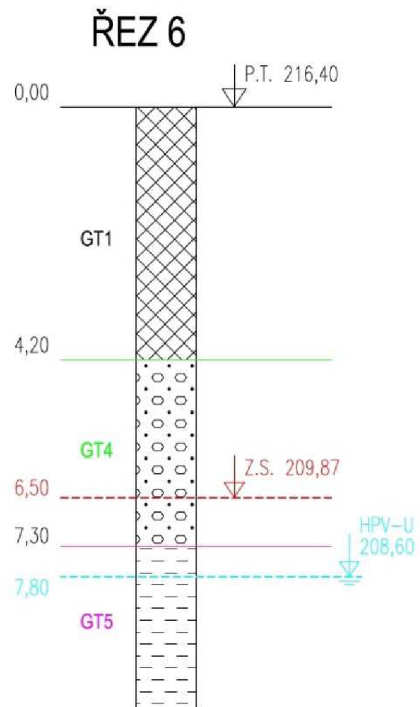
Obr. č. 12 Návrhový geologický Řez 3



Obr. č. 13 Návrhový geologický Řez 4



Obr. č. 14 Návrhový geologický Řez 5



Obr. č. 15 Návrhový geologický Řez 6

Tabulka 3 – Návrhové parametry zemin

Značka	název	γ_{unsat} [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	δ [°]	ν	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]
GT1	Antropogenní sedimenty (navážky)	18,50	19,00	12,00	7,00	0,40	4,00	19,50
GT2	Eolické sprašové sedimenty	18,50	19,00	12,00	7,00	0,40	4,00	19,50
GT3	Limnické jílovité sedimenty	18,50	19,00	12,00	7,00	0,40	6,00	19,50
GT4	Fluviální štěrkovité sedimenty	18,50	28,00	2,00	10,00	40,00	0,30	19,50
GT5	Marinní jílovité sedimenty	18,50	15,90	10,00	6,00	0,42	4,00	18,50

3.3.1. Posouzení pažící konstrukce – Řez 1

Vstupní data:

Geometrie konstrukce:

Délka konstrukce = 12,50 m

Typ konstrukce: Ocelový I-průřez

Průřez: IPE 400

Osová vzdálenost průřezu $a = 2,00$ m

Koeficient redukce tlaku před stěnou = 0,80

Plocha průřezu $A = 4,22\text{E-}03$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 1,14\text{E-}04$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží počítat - Schmitt.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je vodorovný.

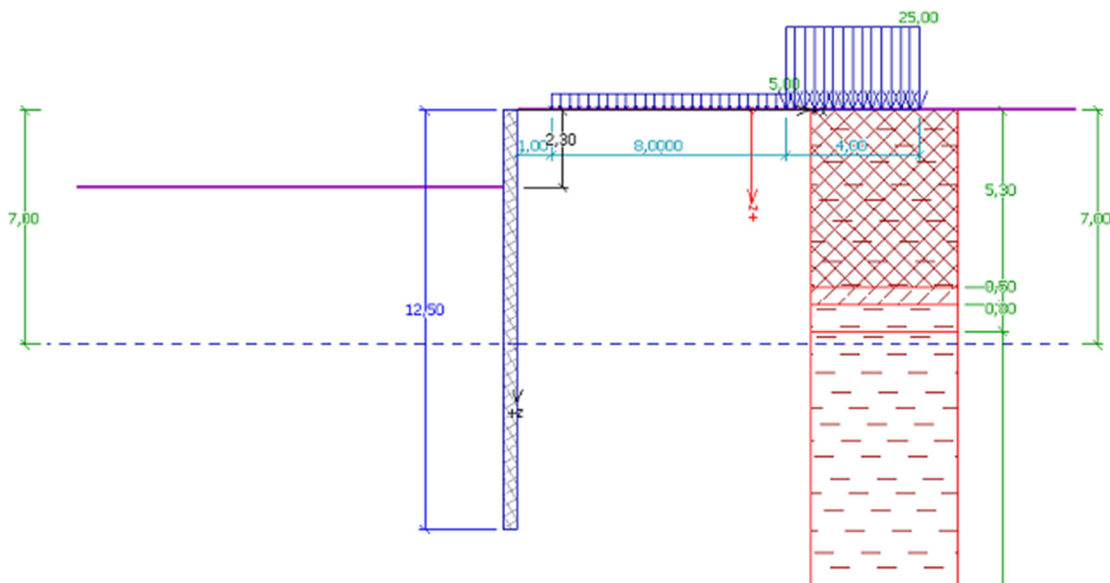
Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,00 m.

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 7,00 m.

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Nastavení výpočtu fáze 1



Obr. č. 16 Geometrie konstrukce fáze 1

Návrhová situace: dočasná

Hloubení:

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,30 m.

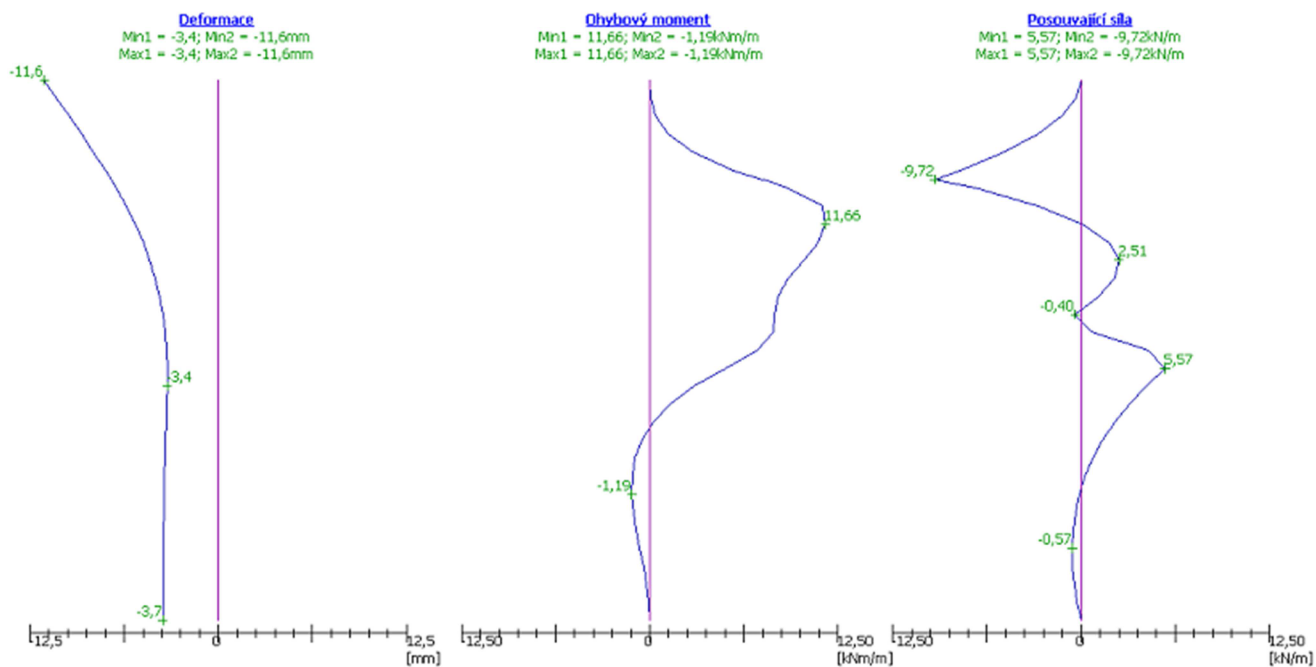
Tabulka 4 – Zadaná plošná přitížení

Číslo	Název	Přítížení		Působ.	Vel. l [kN/m ²]	Poř. x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
		nové	změna					
1	Chodník	Ano	-	stálé	5,00	1,00	7,00	Na terénu
2	Silnice	Ano	-	stálé	25,00	8,00	4,00	Na terénu

Tabulka 5 – Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]

Výsledky výpočtu fáze 1



Obr. č. 17 Vnitřní síly a deformace fáze 1

Vnitřní síly a deformace

Maximální posouvací síla = 9,72 kN/m
Maximální moment = 11,66 kNm/m
Maximální deformace = 11,6 mm

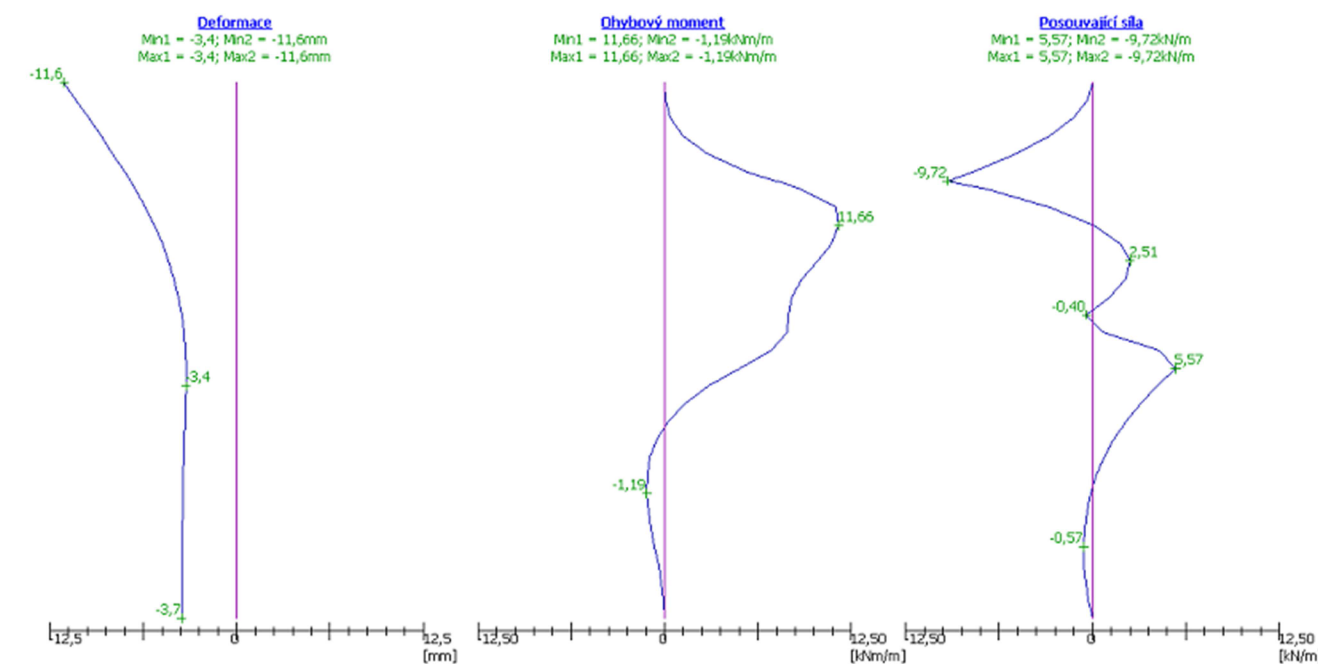
Vnitřní stabilita

Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil: $F_a = 756,56$ kN/m
Sumace pasivních sil: $F_p = 1944,24$ kN/m
Sesouvající moment: $M_a = 11651,00$ kNm/m
Vzdorující moment: $M_p = 29941,30$ kNm/m
Stupeň stability: = 2,57

Výsledky výpočtu fáze 2



Obr. č. 19 Vnitřní síly a deformace fáze 2

Vnitřní síly a deformace

Maximální posouvací síla	= 59,39 kN/m
Maximální moment	= 32,24 kNm/m
Minimální moment	= -57,99 kNm/m
Maximální deformace	= -13,90 mm
Minimální deformace	= 5,3 mm

Vnitřní stabilita

Tabulka 8 – Posouzení vnitřní stability kotevního systému

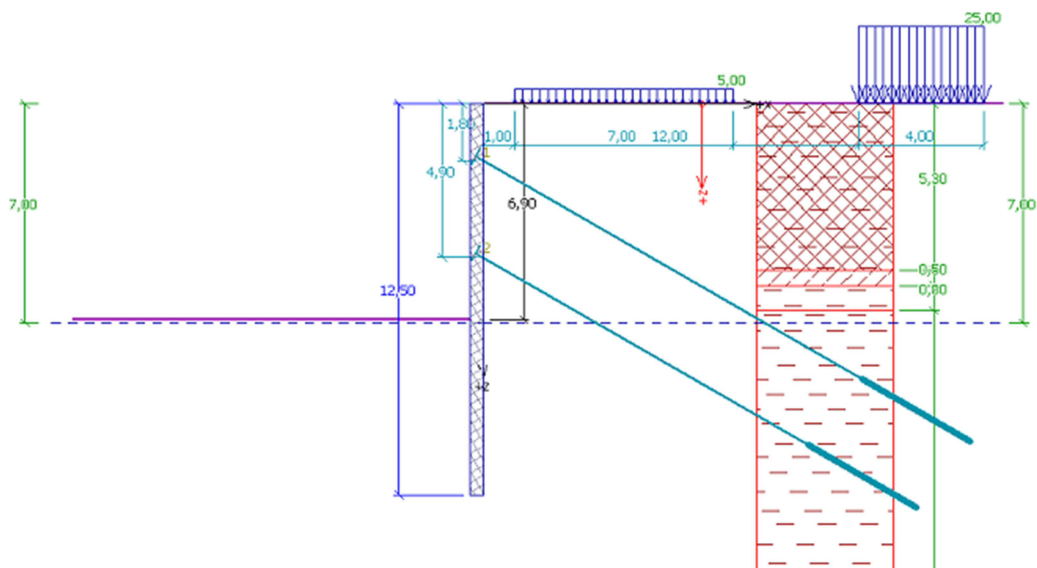
Číslo	Síla v kotvě [Kn]	Max. dovolená síla [Kn]	Stupeň stability
1	440,00	3095,61	14,21

Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil:	$F_a = 1121,79 \text{ kN/m}$
Sumace pasivních sil:	$F_p = 1492,59 \text{ kN/m}$
Sesouvající moment:	$M_a = 17208,19 \text{ kNm/m}$
Vzdorující moment:	$M_p = 22896,28 \text{ kNm/m}$
Stupeň stability:	= 1,33

Nastavení výpočtu fáze 3



Obr. č. 20 Geometrie konstrukce fáze 3

Návrhová situace: dočasná

Hloubení:

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6,90 m.

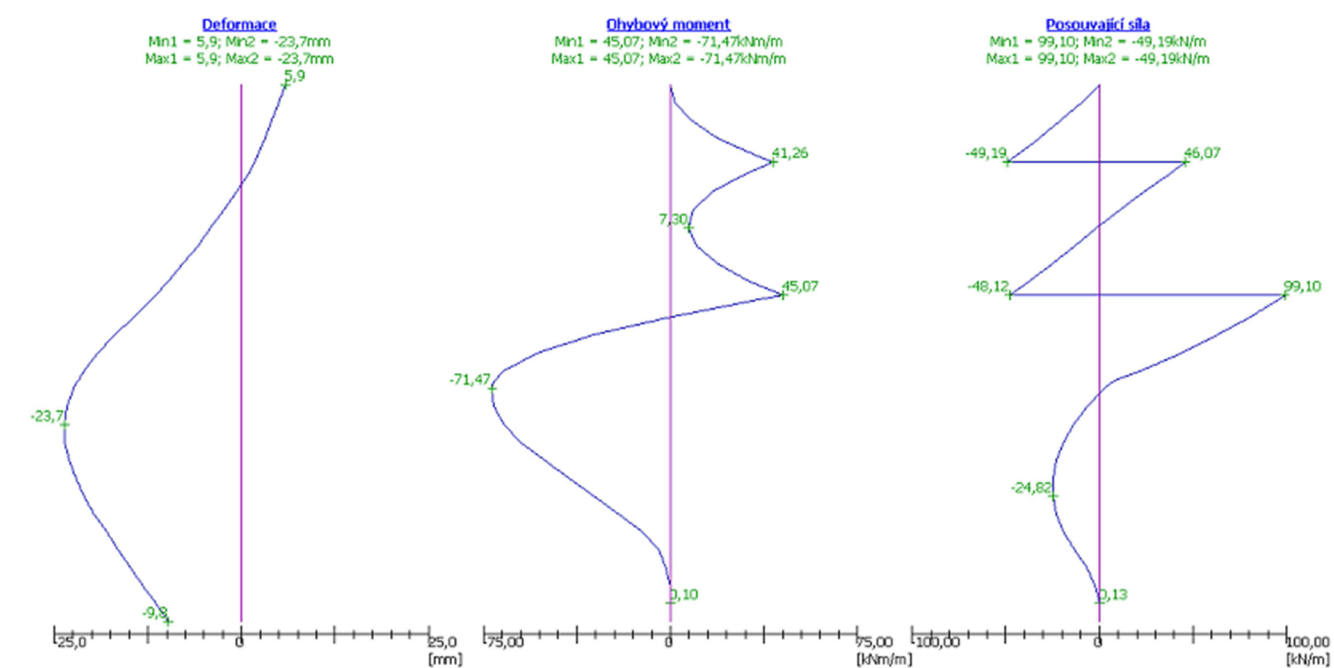
Tabulka 9 – Zadaná plošná přitížení

Číslo	Název	Přítížení		Působ.	Vel. l [kN/m ²]	Poř. x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
		nové	změna					
1	Chodník	Ano	-	stálé	5,00	1,00	7,00	Na terénu
2	Silnice	Ano	-	stálé	25,00	8,00	4,00	Na terénu

Tabulka 10 – Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. [m]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Síla F [kN]
1	Ne	1,80	14,00	4,00	30,00	4,00	566,00	210000,00	440,00
2	Ano	4,90	12,00	4,00	30,00	4,00	849,00	210000,00	680,00

Výsledky výpočtu fáze 3



Obr. č. 21 Vnitřní síly a deformace fáze 3

Vnitřní síly a deformace

Maximální posouvající síla = 99,10 kN/m
 Maximální moment = 45,07 kNm/m
 Minimální moment = -71,47 kNm/m
 Maximální deformace = -23,70 mm
 Minimální deformace = 5,90 mm

Vnitřní stabilita

Tabulka 11 – Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [Kn]	Max. dovolená síla [Kn]	Stupeň stability
1	440,00	1758,80	3,99
2	680,00	3034,21	4,46

Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil: $F_a = 1046,45$ kN/m
 Sumace pasivních sil: $F_p = 1134,02$ kN/m
 Sesouvající moment: $M_a = 14210,76$ kNm/m
 Vzporující moment: $M_p = 15400,02$ kNm/m
 Stupeň stability: = 1,08

Specifikace horninových kotev

Kotvy pramencové ϕ 15,5/1620

Navrženy dle doporučených hodnot

1. úroveň kotev 4 x ϕ 15,5/1620 – jmenovitá únosnost $F_{dov} = 480$ kN

2. úroveň kotev 6 x ϕ 15,5/1620 – jmenovitá únosnost $F_{dov} = 720$ kN

Návrh a posouzení pažin

Pažiny dřevěné, S10 (SI), C24, $f_{m,k} = 24$ MPa

Průřez: $h = 120$ mm, $b = 250$ mm, $W = 0,0024$ m³/m

Maximální napětí $\sigma = 62,18$ kPa

Moment na prostém nosníku: $M = 1/8 * 62,18 * (2,0 - 0,1)^2 = 28,06$ kNm/m

$\sigma = 0,0281 / 0,0024 = 11,71$ MPa

3.3.2. Posouzení pažící konstrukce Řez 2 až 6

Postup výpočtů je stejný jako předchozí. Vzhledem k rozsahu práce nebudou řešeny.

4. ZÁVĚR

Cílem mé diplomové práce bylo popsat návrh pažící konstrukce reálné stavební jámy s použitím běžně využívaných podkladů.

Podmínky na staveništi jsou typické pro brněnskou oblast. Vrchní vrstva je tvořena antropogenními sedimenty (navážkami), pod kterou se nachází polohy sprašových hlín a štěrků. Tyto vrstvy zasahují do hloubky 7-9 m, pod nimi je vrstva brněnského marinního jílu, která je ověřena vrty do hloubky 30 m, jeho předpokládaná mocnost je až 100 m. Z provedeného IG průzkumu vyplývá, že zvolené staveniště je pro výstavbu budovy podzemních garáží vhodné. Vzhledem k různé mocnosti navážek a jejich rozmanitosti je ovšem nutné považovat podmínky za složité. Hladina podzemní vody je ve všech místech stavební jámy pod úrovní základové spáry.

Z možných metod používaných pro zajištění stěn stavebních jam, kterými jsou svahování, hřebíkování, záporové pažení, mikrozáporové pažení, podzemní stěny, pilotové stěny a trysková injektáž, byly pro řešení modelové situace vybrány metody svahování a záporové pažení. Svahování je použito pro zajištění severovýchodní a jihovýchodní stěny stavební jámy. Po stěny severozápadní a jihozápadní je zvoleno záporové pažení kotvené ve dvou úrovních.

Pro návrh záporového pažení bylo z IG průzkumu vypracováno šest typických geologických řezů a výpočetní charakteristiky zemin. Statický výpočet byl realizován pomocí PC programu GEO5 Pažení posudek a GEO5 Stabilita svahu, kde byl proveden posudek vnitřní a vnější stability konstrukce. Stabilita svahovaných stěn nebyla řešena.

Navržené záporové pažení sestává ze zápor profilu IPE 400 délky 12,5 m, hloubka vetknutí pod úroveň základové spáry je 5,6 m. Vzdálenost profilů $a = 2$ m. První úroveň kotev je v hloubce 1,8 m, druhá úroveň kotev je v hloubce 4,9 m. Kotvy pramencové $\phi 15,5/1620$ ve sklonu 30° .

Vzhledem k rozsahu práce nebyla řešena celá konstrukce. Statický výpočet byl proveden jen pro část stěny odpovídající úseku geologického řezu 1. Pro navržené řešení byla vypracována projektová dokumentace, která se skládá z půdorysu stavební jámy, svislých řezů pažící konstrukce a technické zprávy.

5. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

Literatura:

ČSN 73 0037 *Zemní tlak na stavební konstrukce.*

ČSN 73 1001 *Základová půda pod plošnými základy.*

ČSN 73 1401 *Navrhování ocelových konstrukcí.*

ČSN 73 3050 *Zemní práce.*

ČSN EN 1991-1-1 *Zatížení konstrukcí – Část 1: Obecná zatížení – Obecná pravidla.*

ČSN EN 1537 *Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy.*

ČSN EN 1991-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.*

MASOPUST, J. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997.* 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.

MASOPUST, J. a kol. *Rizika prací speciálního zakládání staveb.* 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2011. 116 s. ISBN 978-80-87438-10-7.

MASOPUST, J. *Speciální zakládání staveb: 2. díl* 1. vyd. Brno: Cerm, 2006. 141 s. ISBN 80-7204-489-3

WEIGLOVÁ, K. *Mechanika zemin.* 1. vyd. Brno: Cerm, 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5

Internetové zdroje:

<<http://www.topgeo.cz>>

<<http://www.arch.cz/cerny>>

<<http://www.fine.cz>>

<<http://www.geoindustrie.cz> >

<<http://www.mapy.cz> >

<<http://www.google.cz/maps>>

Podklady:

Geotechnický průzkum, stavební výkresy tvaru jámy v elektronické podobě.

PC programy:

Program FINE – GEO5 (modul – Pažení posudek a Stabilita svahu)

AutoCAD 2012

6. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

<i>a</i>	osová vzdálenost
B. p. v	Balt po vyrovnání
<i>d</i>	průměr
GT	geotechnická kategorie
HPV	hladina podzemní vody
IG	inženýrsko-geologický
JD	Janáčkovovo divadlo
m p. t.	metrů pod terénem
m n. m.	metrů pod mořem
PC program	počítačový program
S-JTSK	systém jednotné trigonometrické soustavy
ŽB	železobeton

7. SEZNAM PŘÍLOH

1. Výkres E1 Situace POV – Parkovací garáže JD, E zásady organizace výstavby ve stupni DSP z května 2012, zpracovaný firmou Ateliér A3
2. Výkresy z projektové dokumentace Parkovací garáže JD, F.1 Architektonické a stavebně technické řešení, SO 10 garáže JD, So 16 Obnova pomníku L. Janáčka, Vlajkoslávy, SO 17 Schodiště ve stupni DPS z říjen 2012, zpracovaný firmou Ateliér A3
 - 2.1 F. 1.3 Půdorys 1. PP
 - 2.2 F. 1.6 Řezy
3. Výkresy IG průzkumu z říjen 2007 zpracované firmou SIMgeo s.r.o.
 - 3.1 Situace s vyznačením průzkumných děl
 - 3.2 Geologický řez 1-1´
 - 3.3 Geologický řez 2-2´
 - 3.4 Geologický řez 3-3´
 - 3.5 Geologický řez 4-4´
 - 3.6 Geologický řez 5-5´
4. Návrhová projektová dokumentace
 - 4.1 Technická zpráva
 - 4.2 Výkres stavební jámy
 - 4.3 Příčný řez 1-1´