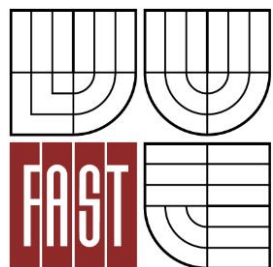




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZALOŽENÍ STAVBY RIVER GARDEN III V PRAZE

FOUNDATION DESIGN OF RIVER GARDEN III IN PRAGUE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. MARTIN MALINSKÝ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR SVOBODA, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Martin Malinský
Název	Založení stavby River Garden III v Praze
Vedoucí diplomové práce	Ing. Petr Svoboda, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015
V Brně dne 31. 3. 2014	

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

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

Podklady a literatura

Budou předány vedoucím diplomové práce.

Zásady pro vypracování

Úkolem diplomové práce je zajištění stavební jámy a založení administrativní budovy v Praze Karlíně na ulici Rohanské nábřeží poblíž řeky Vltavy. Hladina podzemní vody je cca 4,0 m nad úrovní základové spáry. Komplikace v základových poměrech jsou způsobeny také organickými naplaveninami, antropogenními navážkami a zděnými konstrukcemi bývalých doků.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
Ing. Petr Svoboda, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Úkolem této diplomové práce je návrh zajištění stavební jámy a založení administrativní budovy v Praze. V blízkosti stavební jámy se nachází řeka Vltava, která přímo ovlivňuje úroveň hladiny podzemní vody v místě staveniště. Během realizace stavby je nutné počítat s možností výskytu starých stavebních konstrukcí bývalých doků.

Klíčová slova

Stavební jáma, pažící konstrukce, podzemní stěna, horninové kotvy, hlubinné základy, piloty, vrtané piloty, zakládání staveb, geotechnické parametry zemin, statický výpočet...

Abstract

The topic of this master's thesis are the design of ensuring foundation pit and foundation of administrative building in Prague. In the vicinity of foundation pit is situated the river Vltava, which directly influences the ground water level at the job site. During construction, it is necessary to envisage the possibility of occurrence of the old building structures of docks.

Keywords

Foundation pit, shoring wall, diaphragm wall, ground anchors, deep foundations, piles, bored piles, building foundation, geotechnical characteristics of soils, structural analysis...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Martin Malinský *Založení stavby River Garden III v Praze*. Brno, 2015. 87 s., 6 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky.
Vedoucí práce Ing. Petr Svoboda, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15. 1. 2015

.....
podpis autora
Bc. Martin Malinský

Poděkování:

Na tomto místě bych rád poděkoval panu Ing. Petru Svobodovi, Ph. D. ze společnosti Keller – speciální zakládání, spol. s. r. o. za poskytnuté podklady, cenné rady a čas strávený konzultacemi. V neposlední řadě patří velký dík mým rodičům za podporu po celou dobu mého studia.

OBSAH

ÚVOD	10
1 CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO ŠIRŠÍHO OKOLÍ.....	11
1.1 Poloha objektu	11
1.2 Popis objektu a konstrukční řešení	11
1.3 Charakteristika širšího okolí objektu.....	12
2 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY	14
2.1 Geologické poměry	15
2.2 Hydrogeologické poměry	17
2.3 Geotechnické poměry	17
3 STATICKÝ VÝPOČET	19
3.1 Metodika výpočtu.....	19
3.1.1 Metoda závislých tlaků (MZT)	19
3.1.2 Posouzení vnější stability – Bishopova metoda	22
3.1.3 Posouzení vnitřní stability jednonásobně kotvené pažící konstrukce	23
3.1.4 Osová únosnost vrtaných pilot.....	24
3.2 Zajištění stavební jámy.....	26
3.2.1 Podzemní stěny - výpočet	27
3.3 Založení objektu	51

3.3.1	Vstupní data a nastavení výpočtu.....	51
3.3.2	Piloty – P1	53
3.3.3	Piloty – P2	56
3.3.4	Piloty – P3	59
3.3.5	Návrh podélné a příčné výztuže pilot.....	62
3.3.6	Celkový přehled navržených pilot a dosažených výsledků.....	63
4	TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY A PROVÁDĚNÍ NAVRŽENÝCH KONSTRUKCÍ.....	66
4.1	Podzemní stěny a horninové kotvy	67
4.1.1	Technologický postup výstavby podzemních stěn.....	67
4.1.2	Technologický postup provádění horninových kotev	70
4.2	Vrtané piloty	71
4.2.1	Technologický postup provádění velkopřůměrových vrtaných pilot	71
	ZÁVĚR	73
	POUŽITÉ INFORMAČNÍ ZDROJE.....	74
	SEZNAM SYMBOLŮ A ZKRATEK	78
	SEZNAM ILUSTRACÍ	82
	SEZNAM TABULEK.....	85
	SEZNAM PŘÍLOH.....	87

ÚVOD

Úkolem této diplomové práce je navrhnout zajištění stavební jámy a založení administrativní budovy River Garden III v Praze 8 nedaleko řeky Vltavy. Stavební jáma objektu River Garden III je společná i pro bezprostředně přiléhající objekt River Garden II, řešení této části stavební jámy není součástí této práce.

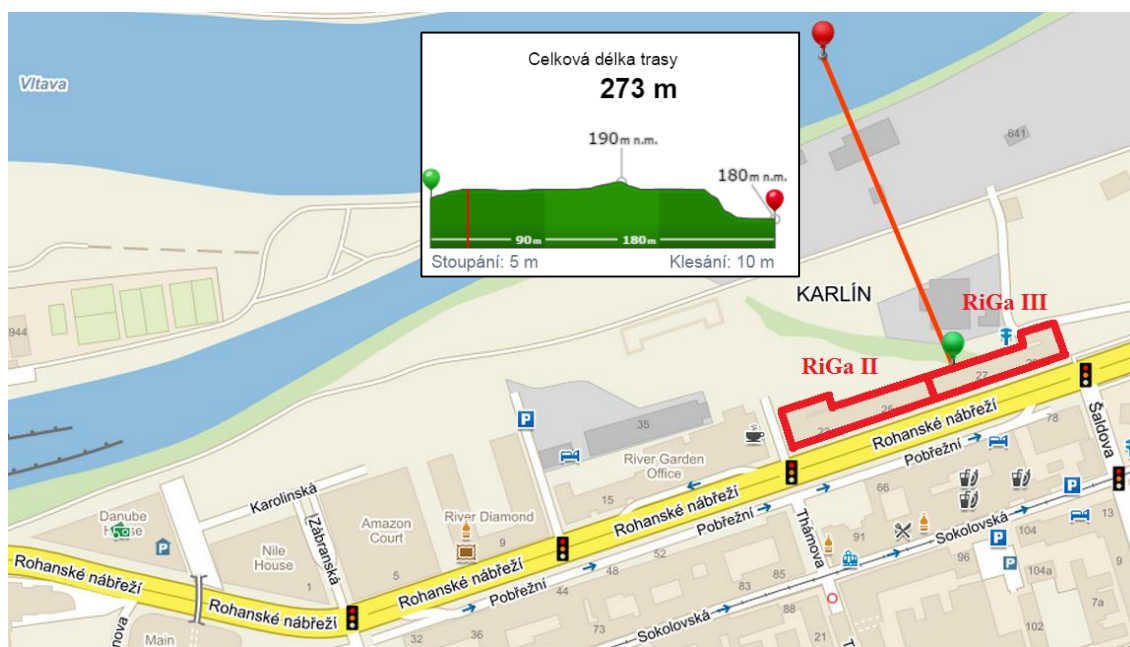
Z hlediska zakládání se jedná o náročnou konstrukci ve složitých základových poměrech spadající do 3. geotechnické kategorie. Složitost základových poměrů je dána zejména silnou vrstvou různorodých navážek, možností výskytu starých stavebních konstrukcí a úrovní hladiny podzemní vody, která je ve vrstvě terasových štěrků v přímé hydraulické spojitosti s hladinou vody ve Vltavě.

Při návrhu zajištění stavební jámy je nutné řídit se požadavkem na její vodotěsnost a maximalizaci využití vnitřního prostoru.

1 CHARAKTERISTIKA OBJEKTU A JEHO ŠIRŠÍHO OKOLÍ

1.1 Poloha objektu

Řešená oblast se nachází v Praze 8, katastrálním území Karlín. Pozemek je situován podélně s ulicí Rohanské nábřeží mezi ulicí Šaldova na východě a ulicí Thámova na západě. Na pozemku budou vybudovány ve společné stavební jámě objekty River Garden II – III (RiGa II, RiGa III).



Obr. 1-1: Vyznačení polohy objektů River Garden II – III [1]

1.2 Popis objektu a konstrukční řešení

Administrativní objekty River Garden II – III tvoří dvě podzemní a nejvýše osm nadzemních podlaží. Obě budovy jsou spojeny společnými podzemními podlažími, která budou plnit funkci garáží pro zaměstnance a zázemí pro technické vybavení. V přízemí jsou vyhrazeny prostory pro služby a obchod, další nadzemní podlaží budou čistě administrativní.

Nosná konstrukce budov RiGa II – III je navržena jako železobetonový monolitický skelet se sloupy v základním půdorysném modulu 8,10 m v podélném směru a jako třítraktový systém se středním modulem doplněným zkrácenými krajními moduly v příčném směru [17]. Každý objekt tvoří samostatný dilatační celek. Nad částí podzemních podlaží je ve dvoře objektů navržen přesýpaný strop.



Obr. 1-2: Vizualizace budovy River Garden III (v pozadí budova River Garden II) [2]

1.3 Charakteristika širšího okolí objektu

Jižně od objektů River Garden II – III se nachází ulice Rohanské nábřeží tvořená směrově rozdělenou pozemní komunikací se čtyřmi jízdními pruhy, kterou na jižní straně rovnoběžně kopíruje jeden pruh s parkovacím stáním, jednosměrná ulice Pobřežní a následně souvislá městská zástavba. Západně s pozemkem sousedí objekt River Garden Office I postavený v předchozí etapě výstavby. Budova je založena ve stejné úrovni jako plánované objekty River Garden II – III. Směrem na východ se nachází rostlý terén a severně od budoucího objektu River Garden III přízemní halové objekty sloužící dočasně jako prodejna stavebnin a autoservis. Tyto objekty jsou určeny k demolici. Severně od pozemku, ve vzdálenosti cca 230 m od plánovaného objektu River Garden III,

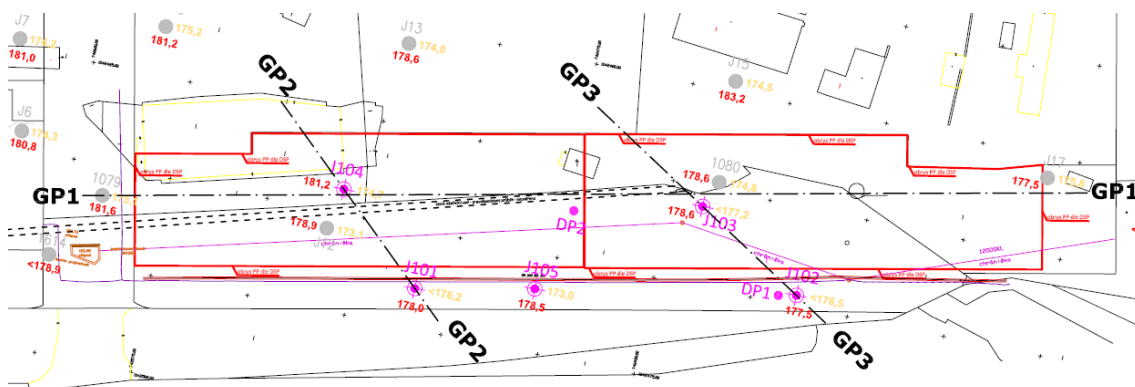
protéká řeka Vltava, jejíž hladina se pohybuje v běžných podmínkách v úrovni cca 181 m n. m.

V důsledku katastrofálních povodní v roce 2002 byla vybudována v letech 2003 až 2005 na pravém břehu Vltavy (od Štefánkova mostu po prostory Pratur River City v Karlíně) protipovodňová opatření skládající se z mobilních prvků a trvalých konstrukcí (ochranné zídky, zemní hráze), která chrání řešené území proti účinkům povodní [3]. Koruna zemní hráze se za objekty River Garden II – III nachází v úrovni cca 190 m n. m, viz obr 1-1.

2 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nachází při okraji starého ramene Vltavy, které bylo v souvislosti s rozsáhlými regulačními úpravami řečiště v první polovině 20. století postupně zavezeno a zasypáno různorodými navážkami [4]. V minulosti se zde vyskytoval karlínský přístav s železniční tratí severovýchodní dráhy, jehož pobřeží bylo lemováno kamennými nábrežními zdmi. Severní nábrežní zeď vstupuje přímo do staveniště a pravděpodobně jím prochází po celé délce, její poloha byla částečně ověřena kopanými sondami. V blízkosti vrtu J103 je nábrežní zeď přímo spojena s pilířem bývalého železničního mostu, kde se rozšiřuje z cca 1 m na 3 m. Hloubka založení nebyla ověřena, ale předpokládá se v úrovni terasových štěrků. Kromě nábrežních zdí je lokalitou veden proplachovací kanál postavený v místě původního otevřeného koryta, které přivádělo vodu do slepých ramen [5].

Rozsah provedených průzkumných prací je patrný z obr. 2-1. Nově byly provedeny sondy dynamické penetrace DP1, DP2 a inženýrsko-geologické vrty J101 až J105. K dispozici jsou dále vrty J12, J15, J17 a historický vrt 1080 v blízkosti J103. Z obrázku je také patrný předpokládaný průběh severní nábrežní zdi (vyznačen čárkovaně), která prostupuje napříč celou částí stavební jámy vymezené objektem RiGa II a pravděpodobně částečně zasahuje i do řešené části vymezené objektem RiGa III.



Obr. 2-1: Rozsah provedených průzkumných prací v rámci objektů RiGa II – III [4]

2.1 Geologické poměry

Z geologického hlediska náleží zájmové území do středočeské oblasti paleozoika barrandienu. Jeho horniny jsou zde překryty mocnými říčními sedimenty a při povrchu terénu i navážkami významných mocností [4].

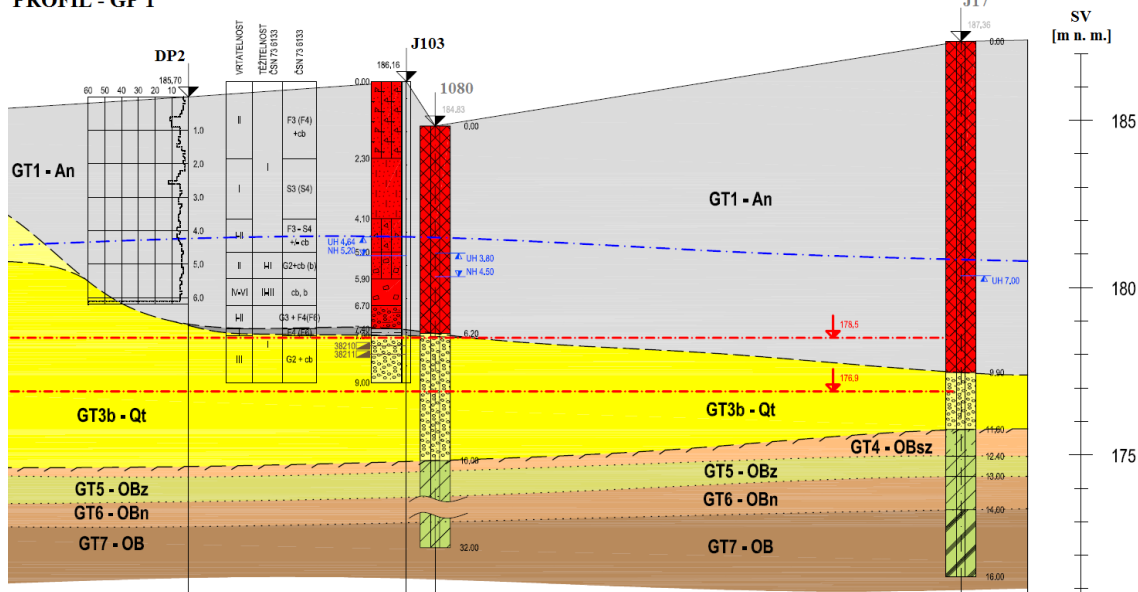
Na základě IGP a rešerše archivních údajů bylo vymezeno na území budoucí stavební jámy 7 základních geotechnických typů, jejich přehled je včetně stručného popisu uveden v tab. 2-1. Mocnosti jednotlivých geologických vrstev jsou proměnlivé, průběh a poloha vůči původnímu terénu jsou zřejmé z inženýrsko-geologických profilů GP 1, GP 3 viz obr. 2-2, obr. 2-3. Umístění profilů vůči půdorysu stavební jámy je vyznačeno na obr. 2-1 v kap. 2.

Tab. 2-1: Přehled vymezených geotechnických typů [4]

Geotechnický typ		Geologické stáří	Genetický původ	Stručný popis zemin a hornin	Zatřídění dle ČSN 73 6133
označení	název				
GT 1 - An	navážky	recent	antropogenní	různorodé navážky a staré stavební konstrukce	-
GT 2 - Hn	jílovité náplavy	holocén	fluviální	jemně písčité jíly a jíly se střední plasticitou, tuhé až měkké konzistence, s org. příměsí	F4 CS, F6 CL
GT 3a - Qp	jemnozrnné písky	holocén / pleistocén		zahliněné jemnozrnné písky v nadloží terasových štěrků	S4 (S5)
GT 3b - Qt	terasové štěrky	pleistocén	fluviální	hrubé písčité štěrky, místy s kamenitou příměsí, při povrchu zahliněné	G2 GP (G3 G-F) +cb
GT 4 - OByz	silně zvětralé břidlice	ordovik (zahořanské souvrství)	sedimentární - mořský	jílovito-prachovité břidlice, silně zvětralé, výrazně rozvolněné, s častou jílovitou výplní na puklinách	R5 (R6)
GT 5 - OBz	břidlice zvětralé	ordovik (zahořanské souvrství)		jílovito-prachovité břidlice, zvětralé, rozvolněné, místy s jílovitou výplní na puklinách	R5 (R4)

Geotechnický typ		Geologické stáří	Genetický původ	Stručný popis zemin a hornin	Zatřídění dle ČSN 73 6133
označení	název				
GT 6 - OBn	břidlice navětralé	ordovik (zahořanské souvrství)	sedimentární - mořský	jílovito-prachovité břidlice, navětralé	R4
GT 7 - OB	břidlice zdravé	ordovik (zahořanské souvrství)		jílovito-prachovité břidlice, zdravé	R3 (R4)

INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝ
PROFIL - GP 1



2.2 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry jsou charakterizovány jednou hlavní zvodní vázanou na průlinově velice dobře propustné terasové štěrky, v nichž je hladina podzemní vody v přímé hydraulické spojitosti s hladinou ve Vltavě. Dlouhodobě průměrná úroveň hladiny Vltavy se pohybuje v cca 181,1 m n. m., její maximální úroveň byla zaznamenána při povodních v srpnu 2002 na kótě $189,5 \pm 0,25$ m. V provedených vrtech byla HPV naražena v hloubce 4,5 až 5,2 m a ustálená hladina změřena v úrovni 3,88 až 4,64 m pod terénem, což odpovídá rozmezí kót 180,5 až 181,5 m n. m. [4].

Chemismus podzemní vody nebyl v rámci IGP zkoumán. Z archivních údajů vyplývá, že se jedná o vodu neagresivní až slabě agresivní na betonové konstrukce se stupněm agresivity hodnoceným dle ČSN EN 206-1 jako XA1 [4].

2.3 Geotechnické poměry

Na základě IGP a s ohledem na výsledky dynamických penetračních zkoušek byly stanoveny charakteristické hodnoty geotechnických parametrů zastižených zemin a hornin. K jejich stanovení byly využity tabulky směrných normových charakteristik zemin a hornin uvedené v normě [10], tabulka technických vlastností hornin skalního podkladu platná pro území Prahy (podle Hudka, 1979) uvedená v publikaci [8], tabulky geotechnických parametrů skalních a poloskalních hornin (podle Vrtka) uvedená v [9] a tabulka doporučených charakteristických hodnot geotechnických parametrů terasových štěrků uvedená v [4]. Dále bylo s menší měrou přihlíženo k parametrům zemin stanovených z výsledků dynamických penetrací, přepočtem z průměrného dynamického odporu (q_{dyn}) nebo průměrného počtu úderů potřebných k zaražení sondy o 10 cm (N_{10}) pro danou vrstvu, pomocí empirických vztahů uvedených v [6], [7].

Po vyhodnocení všech uvedených zdrojů byla sestavena tabulka 2-2 s charakteristickými hodnotami geotechnických parametrů zemin a hornin zastižených IG průzkumem, která bude dále sloužit jako vstup pro geotechnické výpočty navržených konstrukcí.

Tab. 2-2: Charakteristické hodnoty geotechnických parametrů zastižených zemin a hornin

Zemina / hornina	E_{def} / MPa	ϕ_{ef} / -°	c_{ef} / kPa	ν / -	γ / kNm⁻³	γ_{SAT} / kNm⁻³
Navážka, hlinito-písčitého charakteru, výskyt balvanů a starých stavebních konstrukcí	3	28	0	0,30	18	18,5
Jíl písčitý, tuhý až měkký (F4, F6)	2,5	22	10	0,35	18,5	18,5
Štěrk terasový, hrubý, ulehlý (G2, G3)	130	36	0	0,25	20	21
Břidlice jílovito-prachovitá, silně zvětralá (R5, R6)	20	22	15	0,35	21	21
Břidlice jílovito-prachovitá, zvětralá (R5, R4)	100	30	50	0,30	21,5	21,5
Břidlice jílovito-prachovitá, navětralá (R4)	200	35	80	0,25	22	22
Břidlice jílovito-prachovitá, zdravá (R3, R4)	350	40	100	0,20	23	23

3 STATICKÝ VÝPOČET

Tato kapitola je rozdělena do třech podkapitol, které se postupně věnují metodice výpočtu, statickému návrhu a posouzení pažení stavební jámy, statickému návrhu a posouzení založení řešeného objektu. Výstupem této kapitoly je kompletní návrh zajištění stavební jámy a založení objektu River Garden III.

3.1 Metodika výpočtu

3.1.1 Metoda závislých tlaků (MZT)

Princip metody závislých tlaků vychází ze závislosti zemního tlaku na deformaci pažící konstrukce a základové půdy dle obr. 3-2. Ve výpočtu se využívá Winklerovský model podloží a řeší se ohybová čára nosníku konečné délky na pružném podkladě [14].

Dle výpočtového schématu na obr. 3-1 je třeba stanovit síly v jednotlivých pružinách P_i , jejichž velikost závisí na součiniteli vodorovné reakce podloží k_{hi} , šířce konstrukce b , vodorovné deformaci bodu i a délce dílku konstrukce z .

síly v jednotlivých pružinách

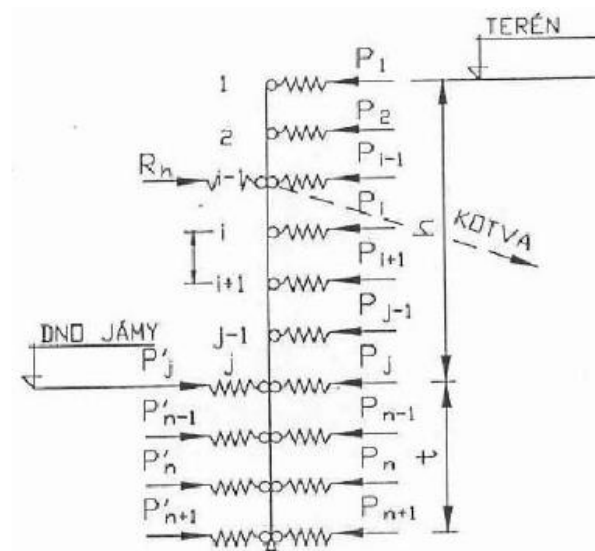
$$P_i = k_{hi} \cdot b \cdot z \cdot y_i$$

k_{hi} je součinitel vodorovné reakce podloží v bodě i /kN.m⁻³/

b je uvažovaná šířka konstrukce

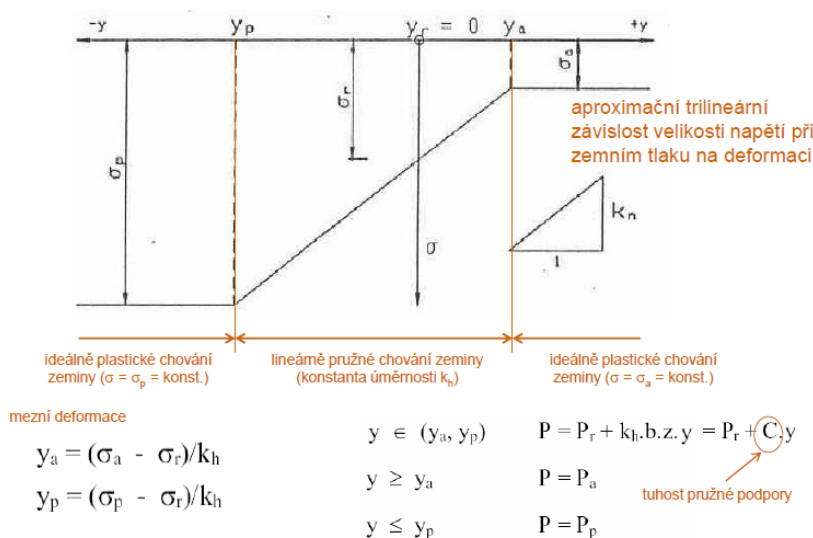
z je délka dílku konstrukce

y je vodorovná deformace bodu i



Obr. 3-1: Výpočetní schéma Winklerovského modelu ohebné pažící konstrukce [15]

Nelineární závislost velikosti zemních tlaků na deformaci konstrukce lze přibližně nahradit trilineární závislostí podle obr. 3-2 [14]. Mezní deformace y_a a y_p ohraničují oblast pružného chování zeminy, kde platí lineární závislost mezi velikostí napětí při zemním tlaku a deformací. Koeficientem přímé úměrnosti je součinitel vodorovné reakce podloží k_h . Mimo vymezenou oblast se zemina chová ideálně plasticky, napětí je konstantní a nezávislé na deformaci.



Obr. 3-2: Trilineární závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [15]

3.1.1.1 Stanovení modulu reakce podloží

Modul reakce podloží k_h nelze v rámci geotechnického průzkumu jednoznačně stanovit nebo odvodit ze zkoušek základové půdy, jelikož se nejedná o vlastnost zeminy, ale jde o charakteristiku závislejší na jejím typu a velikosti zatěžovací plochy [12]. Ve výpočtu se proto nejčastěji používají hodnoty či korelace odvozené z literatury anebo získané na základě zkušeností [12].

V manuálu programového systému GEO5 je uvedeno několik možností stanovení modulu reakce podloží, které jsou uvedeny níže.

- Průběhem (zadáva se průběh k_h před a za konstrukcí).
- Podle Schmitta (závisí na ohybové tuhosti konstrukce EI a edometrickém modulu zeminy E_{oed}).

- c) Podle Ménarda (závisí na presiometrickém modulu zeminy E_M , reologickém koeficientu zeminy α a geometrickém parametru a).
- d) Podle Chadeissona (závisí na ohybové tuhosti konstrukce EI , smykových parametrech zeminy φ , c , objemové tíze zeminy γ a součiniteli vlivu koheze A_p).
- e) Podle CUR166 (hodnoty k_h jsou stanoveny na základě vyhodnocení dat nizozemské praxe popsané v CUR166).
- f) Iterací z přetvárných charakteristik (pomocí deformačního modulu zeminy E_{def} a koeficientu strukturní pevnosti m).

Do výpočtu pažení stavební jámy byl zvolen způsob stanovení k_h iterací z přetvárných charakteristik, který je definován vztahem 3 – 1. Ve vztahu vystupují modul přetvárnosti pružného poloprostoru E_{def} , rovnoměrné zatížení dílů konstrukce σ_{ol} a celková změna napjatosti za i -tým dílem konstrukce σ_{il} . Podrobný postup výpočtu je uveden např. v [16].

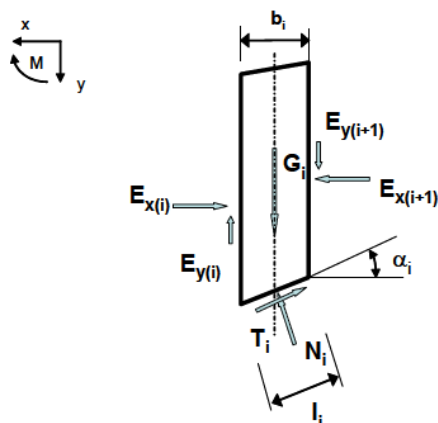
$$k_{h,i} = \frac{E_{def,i} \sigma_{ol,i}}{\bar{\sigma}_{il}} \quad (3 - 1)$$

3.1.1.2 Průběh výpočtu

Výpočet metodou závislých tlaků probíhá iteračně pro všechny etapy výstavby pažící konstrukce. Následná etapa výstavby vychází z deformované PK, jejíž deformace proběhla v předchozí etapě. Průběh výpočtu je shrnut v několika následujících krocích:

- I. PK je zatížena zemním tlakem v klidu, všechny pružné podpory jsou ve funkci.
- II. Proběhne výpočet deformace PK.
- III. V případě, že je v některých uzlech PK dosaženo deformace mimo interval předepsaný mezními deformacemi y_a a y_p , je místo pružné podpory dosazena síla P_a , resp. P_p , která odpovídá plné velikosti napětí při zemním tlaku.
- IV. Proběhne výpočet deformace PK.
- V. Výpočet je ukončen po dosažení rovnováhy, byla splněna podmínka rovnováhy vodorovných sil a momentů.

3.1.2 Posouzení vnější stability – Bishopova metoda



Obr. 3-3: Bishopova metoda – síly působící na i-tý proužek (jen od vlastní tíhy) [13]

Bishopova metoda patří mezi tzv. proužkové metody s předpokladem válcové smykové plochy, která na rozdíl od Pettersonovy metody zavádí síly působící na řešený proužek od sousedních proužků, viz obr. 3-3. Výpočet je podmíněn splněním momentové podmínky a podmínky rovnováhy sil. Vzhledem k obtížné řešitelnosti postupným přibližováním byla metoda zjednodušena zanedbáním vlivu vodorovných složek od sousedních proužků. Toto zjednodušení je zavedeno i v programovém systému GEO5, stupeň stability FS se pak stanoví výpočtem postupným iterováním následujícího vztahu uvedeným v [16]:

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \sum_i \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{FS}} \quad (3 - 2)$$

kde

u_i pórový tlak na bloku

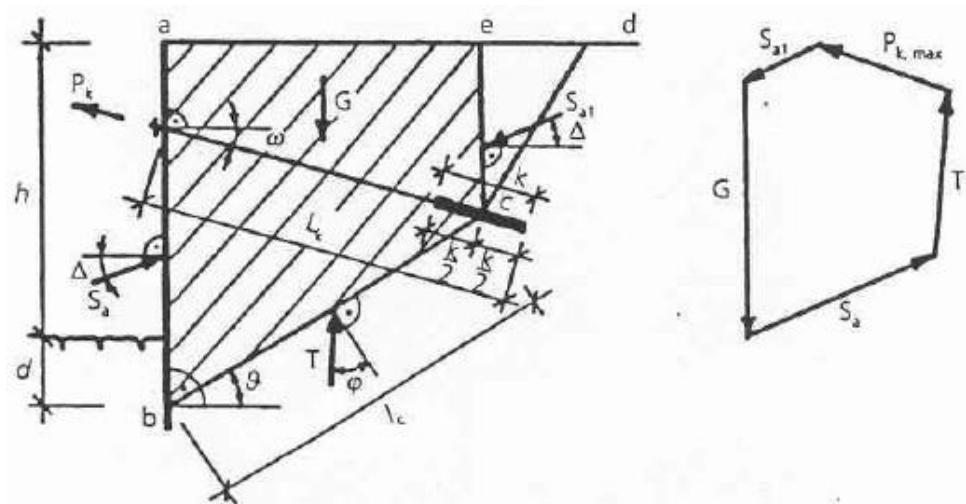
c_i, φ_i efektivní hodnoty pevnostních parametrů zemin

W_i tíha bloku

α_i sklon úseku smykové plochy

b_i šířka bloku

3.1.3 Posouzení vnitřní stability jednonásobně kotvené pažící konstrukce



Obr. 3-4: Vnitřní stabilita jednonásobně kotvené pažící konstrukce [14]

Metodika výpočtu vnitřní stability kotevního systému vychází z předpokladu, že síla v kotvě odtrhne horninový klín mezi pažící stěnou a kořenem kotvy, tím dojde k vyklonění stěny směrem do jámy a k plošnému porušení dílčími smykovými plochami [14].

Na horninový klín vymezený body *abce* působí soustava vnějších sil dle obr. 3-4. Na základě podmínek rovnováhy ve vodorovném a svislém směru se stanoví maximální kotevní síla $P_{k,max}$, která je schopna zaručit stabilitu. Klín je ohraničen pažící konstrukcí (*ab*), smykovou plochou (*bce*) a shora terénem. Bodem *b* je označena teoretická pata PK, v níž je součet vodorovných sil pode dnem stavební jámy nulový. V případě, že se tento bod nachází pod patou stěny, je teoretickou patou sama pata stěny [16]. Kromě početního řešení lze výpočet vnitřní stability provést graficky uzavřením složkového obrazce (obr. 3-4 vpravo) pro neznámé velikosti sil T , $P_{k,max}$ [14].

Posouzení vnitřní stability kotvené pažící konstrukce slouží ke kontrole navržené délky kotev a kotevní síly P_k . Konstrukce vyhoví, je-li splněna podmínka:

$$\frac{P_{k,max}}{P_k} \geq 1,5 \quad (3 - 3)$$

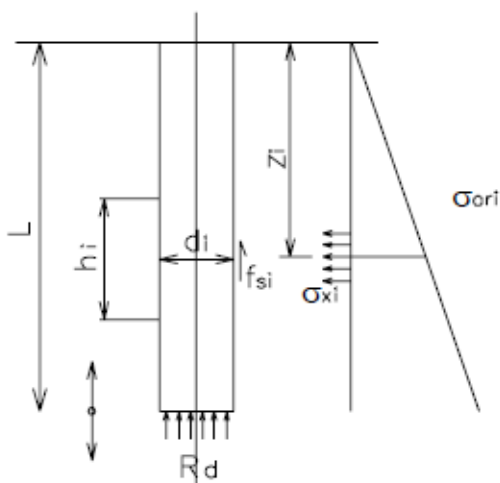
3.1.4 Osová únosnost vrtaných pilot

3.1.4.1 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 1. skupiny mezních stavů

Svislá návrhová únosnost piloty U_{vd} je dána součtem návrhové únosnosti paty piloty U_{bd} a návrhové únosnosti na plášti piloty U_{fd} , přičemž nesmí být překročena svislá složka návrhového zatížení působícího v hlavě piloty V_d podle vztahu:

$$U_{vd} = U_{bd} + U_{fd} \geq V_d \quad (3 - 4)$$

Statické schéma pro výpočet je na obr. 3-5. Pro případy 1. mezního stavu se doporučuje používat návrhový přístup NP2 uvedený v [11], který má pro případ pilot schéma: „A1“ + „M1“ + „R2“ [12]. A, M, R jsou soubory dílčích součinitelů zatížení, parametrů základové půdy a únosnosti, jejichž hodnoty jsou uvedeny v [11]. Podrobný postup výpočtu svislé návrhové únosnosti piloty je uveden např. v [12].

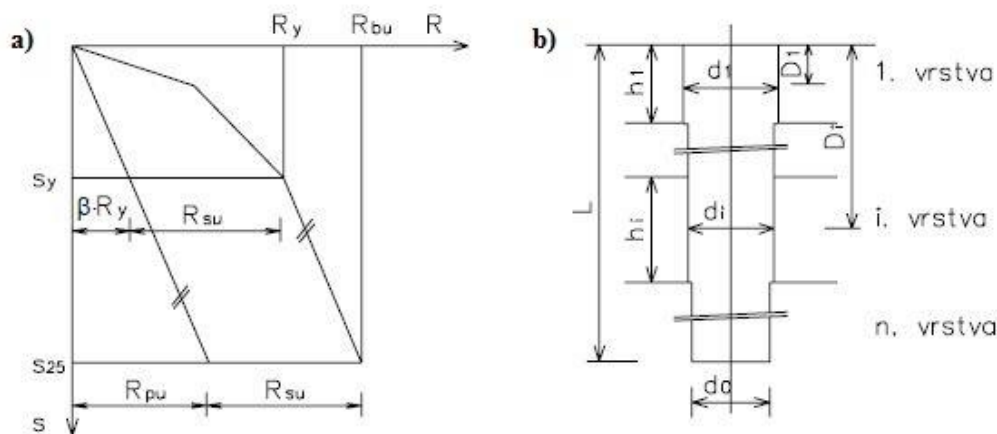


Obr. 3-5: Statické schéma piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle 1. MS [18]

3.1.4.2 Únosnost osamělých pilot stanovená výpočtem na základě 2. skupiny mezních stavů

Výpočet na základě 2. skupiny mezních stavů se provádí v závislosti na tom, jestli se jedná o piloty opřené o nestlačitelné podloží nebo zahloubené do stlačitelného podloží.

V našem případě se jedná o výpočet piloty zahloubené do stlačitelného podloží (zemin, poloskalních hornin), jehož postup je stručně popsán níže.



Obr. 3-6: a) Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty b) Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [18]

Výpočtovou únosnost pilot zahloubených do stlačitelného podloží je třeba řešit pomocní mezní zatěžovací křivky (obr. 3-6 a) jako pilotu uloženou ve vrstevnaté zemině podle obr. 3-7 b. K sestavení první parabolické větve mezní zatěžovací křivky je třeba postupně stanovit mezní únosnost na plášti piloty R_{su} , koeficient přenosu zatížení do paty piloty β , zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření R_y a jemu odpovídající velikost sedání s_y . Rovnice paraboly 2° je pak dána:

$$s = s_y \left(\frac{R}{R_y} \right)^2 \wedge 0 \leq R \leq R_y \quad (3 - 5)$$

Druhá větev mezní zatěžovací křivky je definována úsečkou, jejíž koncový bod je určen souřadnicemi $[s_{25} = 25 \text{ mm}; R_{bu}]$. Rovnici druhé větve mezní zatěžovací křivky můžeme psát ve tvaru:

$$s = s_y + \frac{(s_{25} - s_y)(R - R_y)}{(R_{bu} - R_y)} \wedge R_y \leq R \leq R_{bu} \quad (3 - 6)$$

V závislosti na charakteristické hodnotě svislého zatížení v hlavě piloty se stanoví odpovídající velikost sedání piloty podle rovnice (3 - 5) nebo (3 - 6).

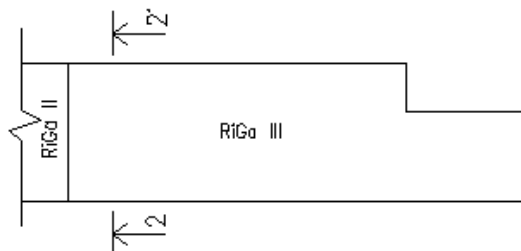
3.2 Zajištění stavební jámy

Požadavkem na zajištění stavební jámy byla její vodotěsnost a maximalizace využití vnitřního prostoru. Těmto požadavkům vyhovuje hned několik způsobů zajišťování stavebních jam. V první řadě se jedná o štětovicové stěny, které sice splňují požadavek vodotěsnosti, ale vzhledem k charakteru návrhů s možností výskytu různých pozůstatků stavebních konstrukcí (nábrežní zdi), byla tato varianta vyloučena kvůli její složité proveditelnosti. Stejně vyhodnocena byla i možnost pažení pomocí sloupů tryskové injektáže, která sice splňovala oba požadavky, ale vzhledem k rozsahu staveniště se jeví jako neekonomická. Další možností jsou pilotové stěny. Lze je řešit jako konstrukční a splňují i podmínku vodotěsnosti v případě, že se jedná o převrtávané, případně tangenciální pilotové stěny s dodatečně zainjektovanými styky. Vzhledem k tomu, že podzemní podlaží budou sloužit jako garáže, jeví se jako vhodnější metoda využití konstrukčních podzemních stěn, u kterých by odpadla nutnost výraznější povrchové úpravy. Kromě toho také umožňují konstrukci tzv. bílé vany, což je efektivní způsob izolace spodní stavby vůči průsakům podzemní vody. Toto řešení bylo úspěšně realizováno v téměř totožných základových poměrech v Praze 8, Na Florenci viz [19].

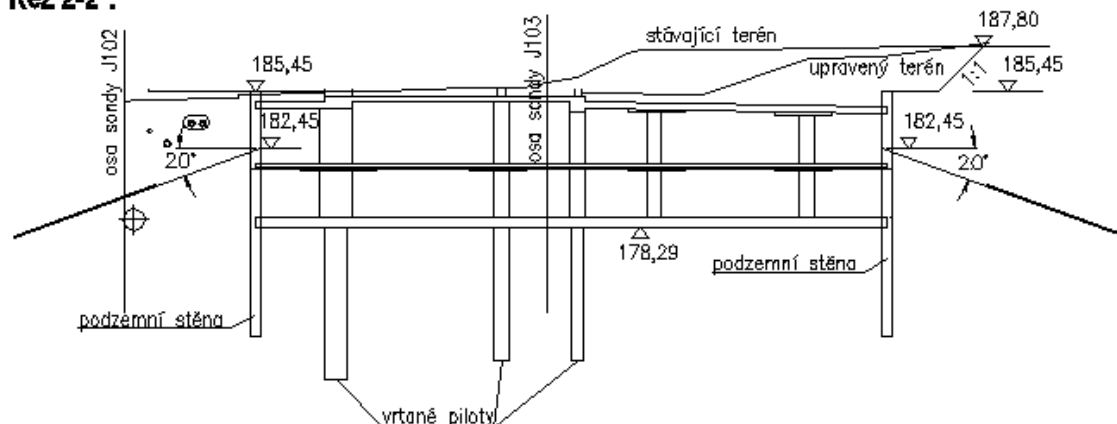
Po vyhodnocení jednotlivých možností navrhuji zajištění stavební jámy pomocí konstrukčních podzemních stěn, které budou v kombinaci se základovou deskou tvořit tzv. bílou vanu.

3.2.1 Podzemní stěny - výpočet

Půdorysné schéma stavební jámy



Řez 2-2':

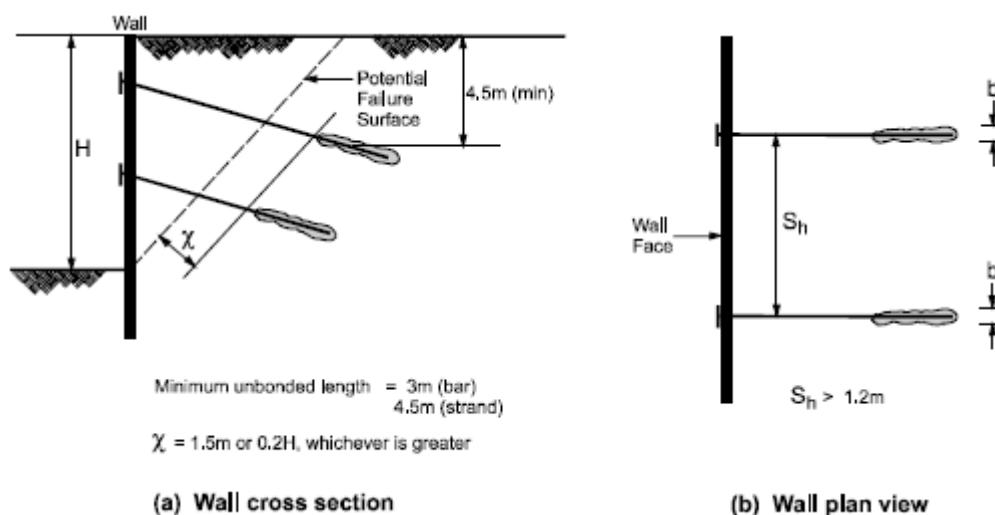


Obr. 3-7: Schématický příčný řez stavební jámou [33]

Před zahájením stavebních prací speciálního zakládání staveb bude stávající terén zarovnan na úroveň 185,45 m n. m., ze které budou realizovány podzemní stěny. V pravé části řešeného řezu (obr. 3-7) je za rubem pažící konstrukce navržen pracovní prostor o šířce 2,0 m a následné svahování na úroveň původního terénu (ve sklonu 1:1), který se nachází cca o 2,5 m výše. Ve vzdálenosti 10,0 m za rubem konstrukce se dále počítá se zhotovením zázemí pro zařízení staveniště, což bude ve výpočtu pažení zohledněno proměnným pásovým přitížením v charakteristické hodnotě 10 kNm^{-2} . Konstrukce podzemní stěny vlevo (obr. 3-7) je za rubem zatížena neohrazeným celoplošným proměnným zatížením od dopravy. Velikost zatížení je zvolena charakteristickou hodnotou $10,0 \text{ kNm}^{-2}$ v závislosti na vzdálenosti působení zatížení za rubem konstrukce a podle doporučení, která jsou uvedena v [12].

Pažení stavební jámy bylo z hlediska působícího zatížení posouzeno v nejnepríznivější příčném řezu 2-2' (obr. 3-7). Výpočet byl proveden samostatně pro

konstrukci v levé (2-2' L) i pravé (2-2' P) části příčného řezu. V levé části je konstrukci přiřazena geologie odpovídající vrtu J102 a v pravé vrtu J103. Pažící konstrukce je po celém obvodu stavební jámy přikotvena. Návrh geometrie kotvení (délky, rozteč, sklon, ...) byl proveden podle požadavků a doporučení uvedených v [24], které jsou částečně popsány na obrázku 3-8.



Obr. 3-8: Požadavky na vertikální a horizontální uspořádání kotev [25]

Samotný výpočet pažící konstrukce v levé i pravé části řezu je řešen ve třech fázích výstavby, pro něž jsou stanoveny vnitřní síly a deformace. V poslední fázi výstavby je navíc konstrukce posouzena z hlediska vnitřní a vnější stability. Jednotlivé fáze výstavby jsou podrobně popsány v kap. 3.2.1.2 a 3.2.1.3.

K výpočtu byly využity programy PAŽENÍ POSUDEK a STABILITA SVAHU, které jsou součástí programového systému GEO5 verze 18 společnosti FINE, s. r. o.

3.2.1.1 Vstupní data a nastavení výpočtu

Materiály a normy:

Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1: standardní

Nastavení výpočtu:

Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 73 0037)

Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 73 0037)

Min. dimenzační tlak: $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Počet dělení stěny na konečné prvky: 20

Modul reakce podloží: vypočten z přetvárných charakteristik

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup: 2- redukce zatížení a odporu

Návrhová situace: trvalá

Tab. 3-1: Součinitele redukce zatížení (F) [32]

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení:	$\gamma_G =$	1,35	[–]	1,00	[–]
Proměnné zatížení:	$\gamma_Q =$	1,50	[–]	0,00	[–]
Zatížení vodou:	$\gamma_W =$	1,35	[–]		

Tab. 3-2: Součinitele redukce odporu (R) [32]

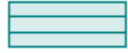
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy:	$\gamma_{Ris} =$	1,10	[–]
Součinitel redukce zemního odporu:	$\gamma_{Re} =$	1,40	[–]

Vstupní parametry zemin a hornin:

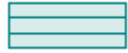
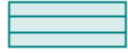
Tab. 3-3: Vstupní parametry zemin a hornin pro výpočet pažicí konstrukce [32]

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	ν [-]	E_{def} [MPa]	m [-]	δ [°]	γ [kN/m ³]	γ_{SAT} [°]
1	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá		28,00	0,00	0,30	3,00	0,20	16,00	18,00	18,50
2	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)		22,00	10,00	0,35	2,50	0,10	14,67	18,50	18,50
3	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb		36,00	0,00	0,25	130,00	0,20	24,00	20,00	21,00
4	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)		22,00	15,00	0,35	20,00	0,40	14,67	21,00	21,00
5	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)		30,00	50,00	0,30	100,00	0,30	20,00	21,50	21,50
6	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4		35,00	80,00	0,25	200,00	0,30	23,30	22,00	22,00
7	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)		40,00	100,00	0,20	350,00	0,20	26,67	23,00	23,00

Tab. 3-4: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J102 [32]

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina (hornina)	Vzorek
1	4,40	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
2	0,40	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
3	1,70	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
4	0,90	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
5	4,45	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb	
6	0,80	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)	
7	0,60	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)	
8	1,00	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4	
9	-	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)	

Tab. 3-5: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina (hornina)	Vzorek
1	6,69	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
2	0,20	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
3	4,01	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb	
4	0,80	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)	
5	0,60	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)	
6	1,00	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4	
7	-	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)	

Materiál konstrukce:

Výpočet betonových konstrukcí byl proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Objemová tíha železobetonu $\gamma_{zb} = 25 \text{ kNm}^{-3}$.

Beton: C 25/30
Válcová pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti: $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
Modul pružnosti ve smyku: $G = 12,917 \text{ GPa}$

Ocel: B500
Mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

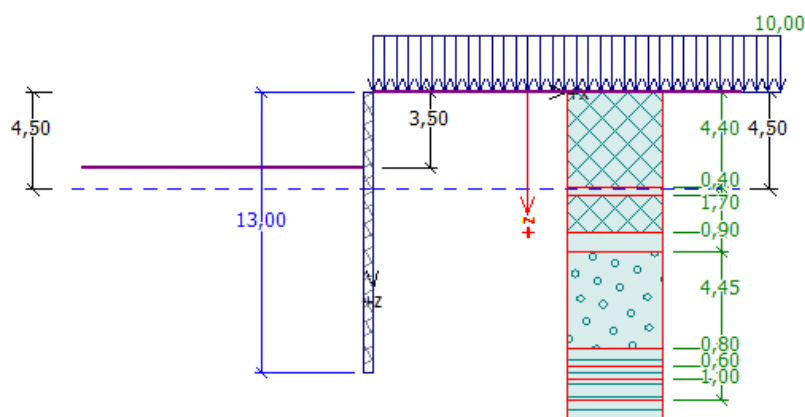
Geometrie konstrukce:

Typ konstrukce: podzemní stěna
Délka konstrukce: $l = 13,0 \text{ m}$
Tloušťka konstrukce: $t = 0,6 \text{ m}$
Plocha průřezu: $A = 0,6 \text{ m}^2/\text{m}$
Moment setrvačnosti: $I = 0,018 \text{ m}^4/\text{m}$

3.2.1.2 Jednotlivé výpočetní fáze – popis a výsledky (řez 2-2' L)

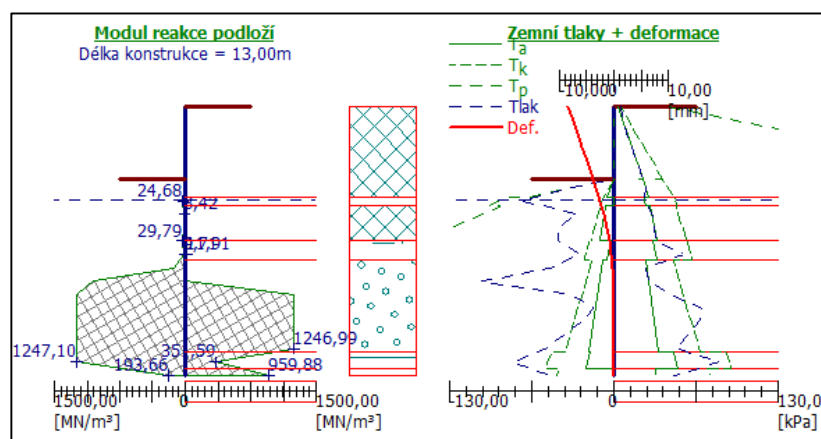
• Fáze 1: Odkop na první kotevní úroveň (181,95 m n. m.)

První fáze výpočtu zahrnuje odtěžení zeminy 3,50 m pod úroveň terénu na první kotevní úroveň, ze které bude prováděno kotvení. Ustálená hladina podzemní vody byla zastížena vrtem J102 v úrovni 4,50 m pod terénem. Za rubem pažicí konstrukce je uvažováno neohraničené celoplošné proměnné zatížení od dopravy v charakteristické hodnotě 10 kNm^{-2} . Geologický profil odpovídá sondě J102 (tab. 3-4, kap. 3.2.1.1).

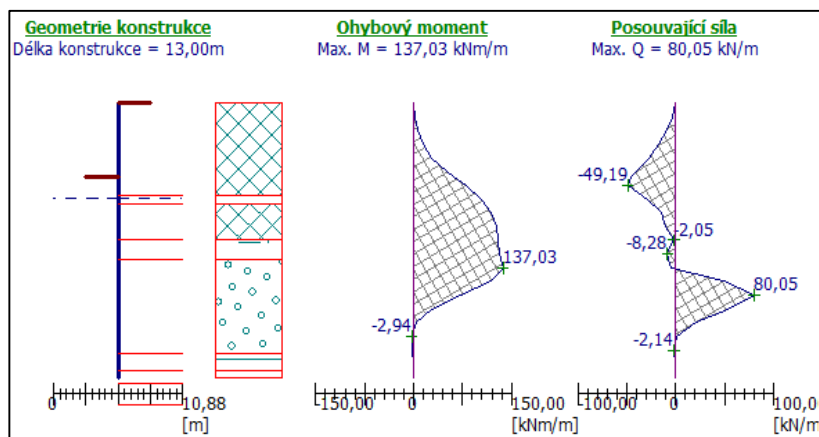


Obr. 3-9: Výpočetní schéma – fáze 1: řez 2-2' L [32]

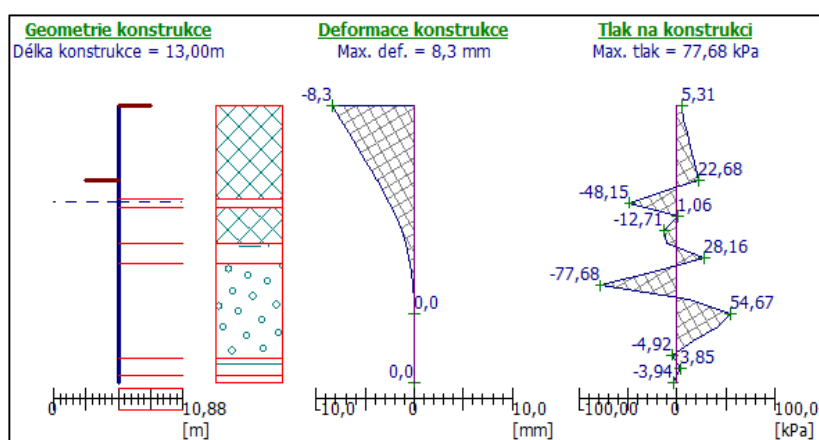
Výstupy z programu GEO5 – Pažení posudek:



Obr. 3-10: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 1) – řez 2-2' L [32]



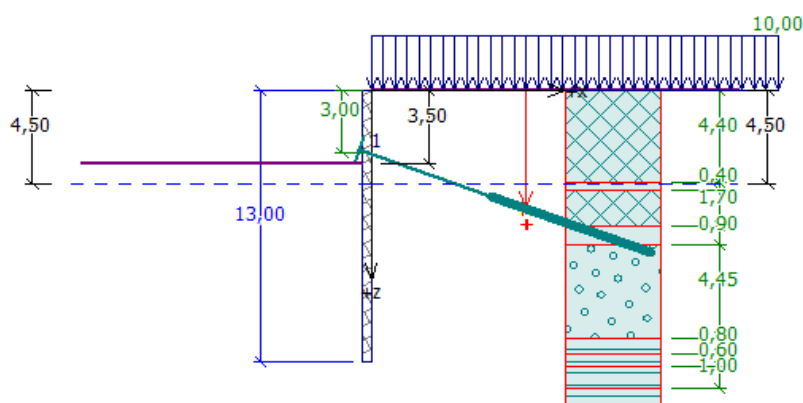
Obr. 3-11: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 1) – řez 2-2' L [32]



Obr. 3-12: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 1) – řez 2-2' L [32]

• **Fáze 2: Aktivace kotev na první kotevní úrovni**

V druhé fázi výpočtu je simulována instalace a napnutí kotev. Hlava kotev je navržena v úrovni 3,0 m pod terénem (182,45 m n. m.), což zabezpečí dostatečný pracovní prostor pro jejich instalaci a napínání. HPV je v úrovni 4,50 m pod terénem a za rubem pažení působí neohraničené celoplošné proměnné zatížení od dopravy v charakteristické hodnotě 10 kNm^{-2} . Kotvy jsou navrženy jako dočasné pramencové $2 \times L_p 15,7 \text{ mm}$ (ocel 1570/1770). Jejich parametry a geometrie jsou uvedeny v tab. 3-6.



Obr. 3-13: Výpočetní schéma – fáze 2: řez 2-2' L [32]

Tab. 3-6: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 2 [32]

Číslo	Nová kotva	Úroveň hlavy z [m]	Délka táhla l [m]	Délka kořene l _k [m]	Sklon α [-°]	Osová vzdálenost a [m]	Průřezová plocha táhla A _t [mm ²]	Modul pružnosti E _p [GPa]	Síla P _k [kN]
1	ANO	3,00	6,00	8,00	20,00	1,80	300,00	195,00	200,00

[illegible]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m

Ohybový moment

Max. M = 57,06 kNm/m

Posouvající síla

Max. Q = 59,78 kN/m

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m

Deformace konstrukce

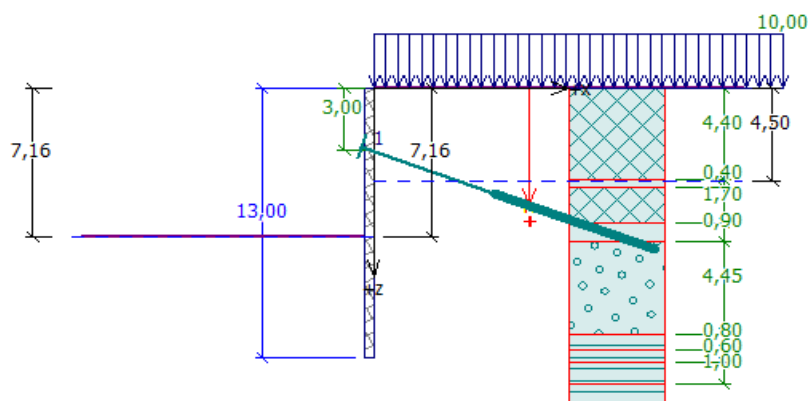
Max. def. = 0,9 mm

Tlak na konstrukci

Max. tlak = 42,58 kPa

36
2014/2015

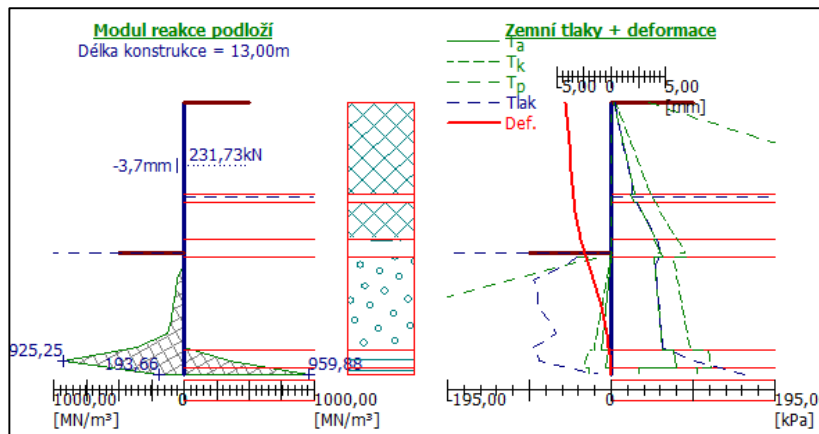
Poslední fáze výpočtu zahrnuje odtěžení zeminy na úroveň projektovaného dna stavební jámy v úrovni 178,29 m n. m., což odpovídá odebrání zeminy do hloubky 7,16 m. Ustálená hladina podzemní vody byla zastižena vrtem J102 v úrovni 4,50 m pod terénem. Za rubem pažící konstrukce je uvažováno neohraňované celoplošné proměnné zatížení od dopravy v charakteristické hodnotě 10 kNm^{-2} .



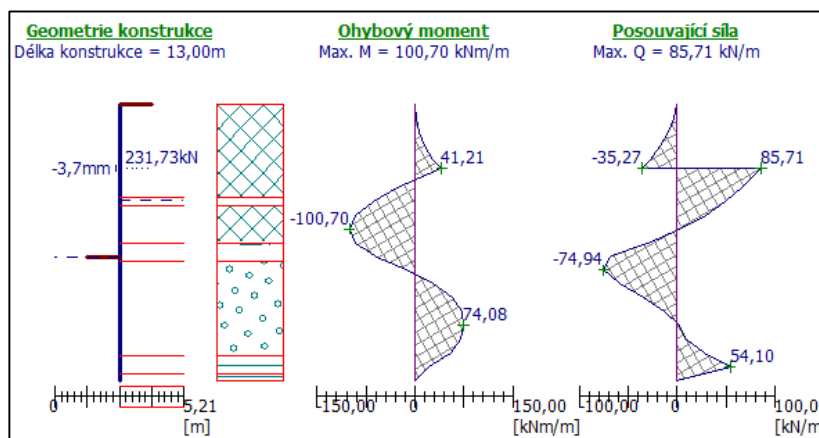
Tab. 3-7: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 3 [32]

Číslo	Nová kotva	Úroveň hlavy z [m]	Délka táhla l [m]	Délka kořene l _k [m]	Sklon α [°]	Osová vzdálenost a [m]	Průřezová plocha táhla A _t [mm ²]	Modul pružnosti E _p [GPa]	Síla P _k [kN]
1	NE	3,00	6,00	8,00	20,00	1,80	300,00	195,00	231,73

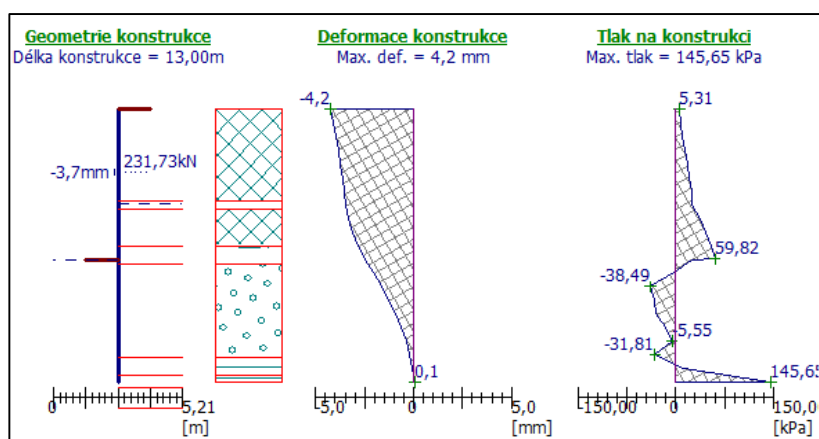
Výstupy z programu GEO5 – Pažení posudek:



Obr. 3-18: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 3) – řez 2-2' L [32]



Obr. 3-19: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 3) – řez 2-2' L [32]



Obr. 3-20: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 3) – řez 2-2' L [32]

Vnitřní stabilita kotevního systému:

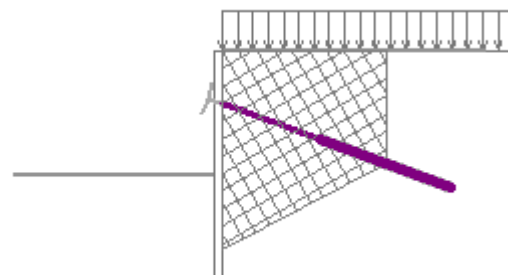
Tab. 3-8: Posouzení vnitřní stability [32]

Číslo	Síla v kotvě P_k [kN]	Max. příp. síla v kotvě $P_{k, \max}$ [kN]	Posouzení
1	231,73	485,00	VYHOVUJE

Rozhodující řada kotev: 1

Posudek: $P_{k, \max} / P_k \geq 1,50$

Vnitřní stability VYHOVUJE.



Obr. 3-21: Schéma pro výpočet vnitřní stability kotevního systému – řez 2-2' L [32]

Vnější stabilita konstrukce:

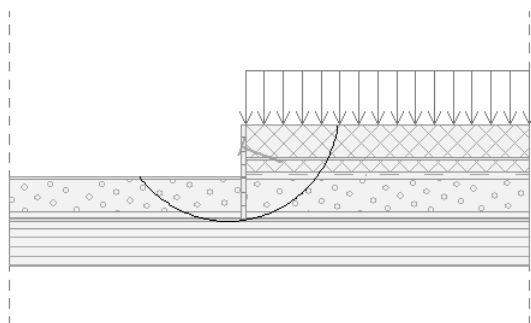
Výpočet vnější stability konstrukce byl proveden programem STABILITA SVAHU pro optimalizovanou smykovou plochu (obr. 3-22) podle Bishopa s využitím 2. návrhového přístupu, který vykazoval nejnepříznivější výsledky. Ve výsledku se posuzuje poměr momentu sesouvajícího (aktivního) k momentu vzdorujícímu (pasivnímu), který nesmí přesáhnout maximální možné využití smykové pevnosti na smykové ploše v hodnotě 100 %. To znamená, že je konstrukce stabilní, pokud bude spočtené využití menší nebo rovno 100 %.

Sumace aktivních sil: $F_a = 1159,92$ kN/m Moment sesouvající: $M_a = 17688,81$ kNm/m

Sumace pasivních sil: $F_p = 2091,47$ kN/m Moment vzdorující: $M_p = 28995,43$ kNm/m

Posudek: $M_a / M_p = 0,61$ (61,0 %) ≥ 1 (100,0 %)

Vnější stabilita konstrukce VYHOVUJE.

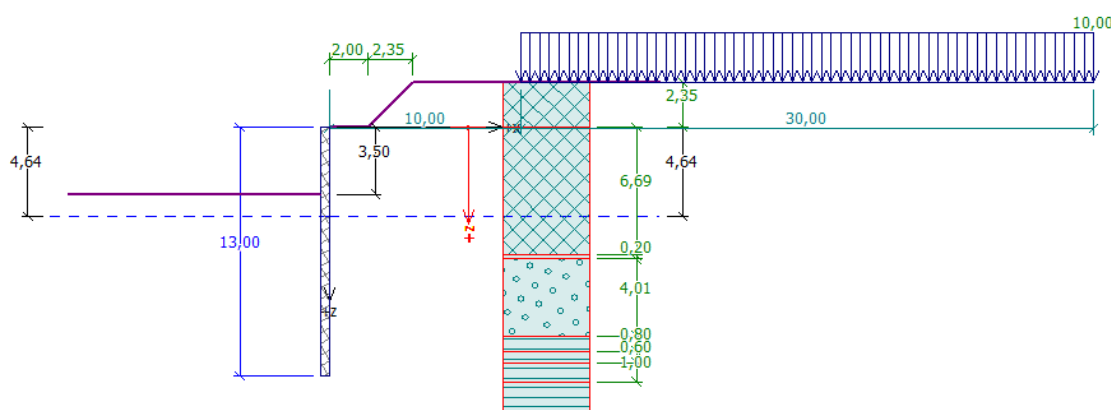


Obr. 3-22: Schéma pro výpočet vnější stability konstrukce – řez 2-2' L [32]

3.2.1.3 Jednotlivé výpočetní fáze – popis a výsledky (řez 2-2' P)

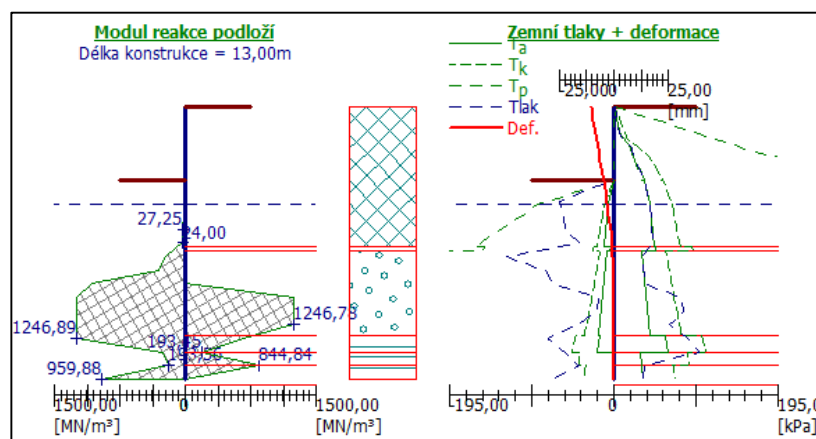
- Fáze 1: Odkop na první kotevní úroveň (181,95 m n. m.)**

První fáze výpočtu zahrnuje odtěžení zeminy 3,50 m pod úroveň upraveného terénu na první kotevní úroveň, ze které bude prováděno kotvení. Ustálená hladina podzemní vody byla zastižena vrtem J103 v úrovni 4,64 m pod terénem. Ve vzdálenosti 10,0 m za rubem pažící konstrukce je uvažováno v šířce 30,0 m pásové proměnné zatížení charakteristické hodnoty 10 kNm^{-2} (zázemí pro zařízení staveniště). Geologický profil odpovídá sondě J103 (tab. 3-5, kap. 3.2.1.1).

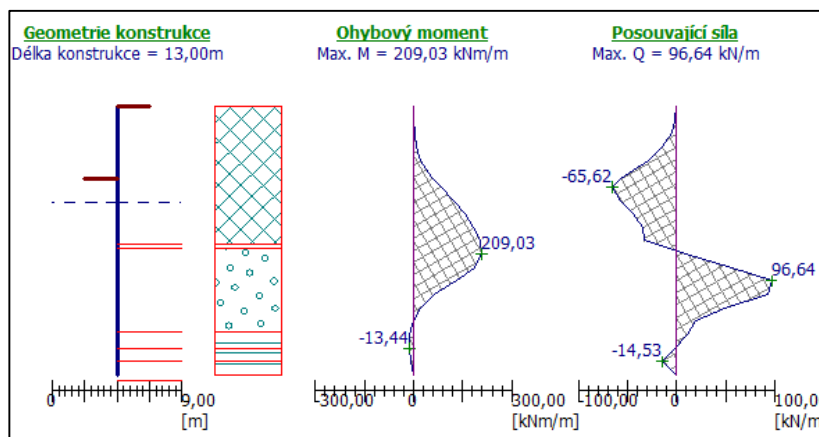


Obr. 3-23: Výpočetní schéma – fáze 1: řez 2-2' P [32]

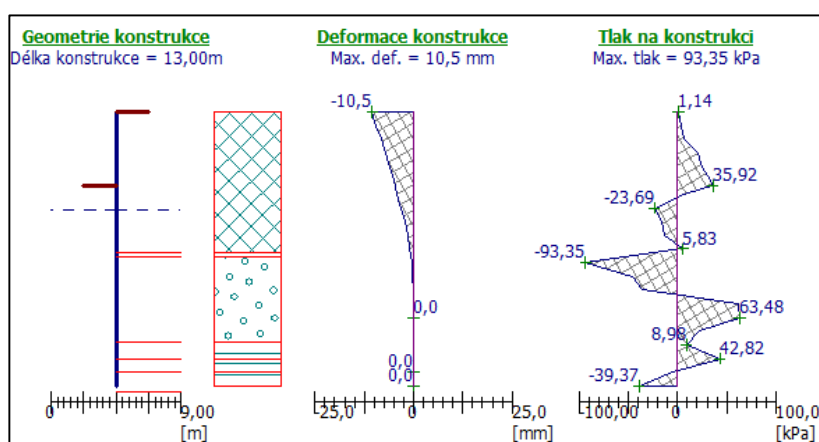
Výstupy z programu GEO5 – Pažení posudek:



Obr. 3-24: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 1) – řez 2-2' P [32]



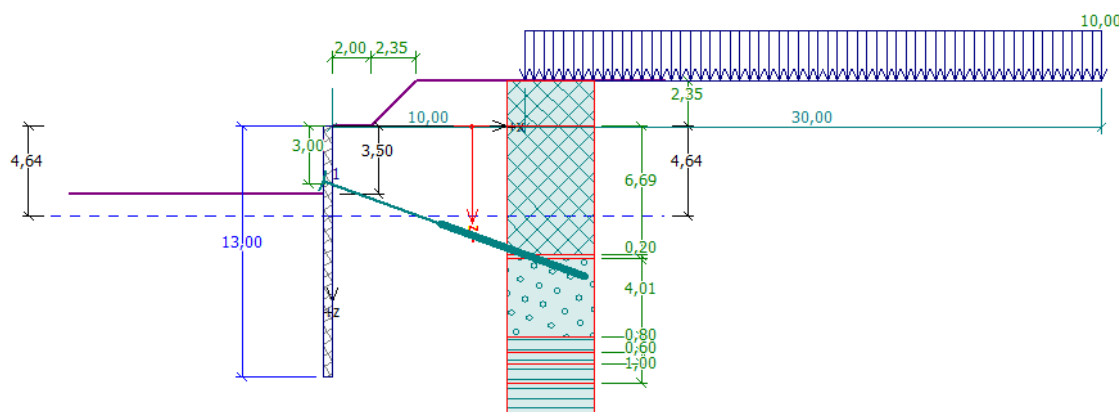
Obr. 3-25: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 1) – řez 2-2' P [32]



Obr. 3-26: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 1) – řez 2-2' P [32]

- **Fáze 2: Aktivace kotev na první kotevní úrovni**

V druhé fázi výpočtu je simulována instalace a napnutí kotev. Hlava kotev je navržena v úrovni 3,0 m pod upraveným terénem (182,45 m n. m.), což zabezpečí dostatečný pracovní prostor pro jejich instalaci a napínání. Ustálená hladina podzemní vody byla zastížena vrtem J103 v úrovni 4,64 m pod terénem. Ve vzdálenosti 10,0 m za rubem pažící konstrukce je uvažováno v šířce 30,0 m pásové proměnné zatížení charakteristické hodnoty 10 kNm^{-2} (zázemí pro zařízení staveniště). Kotvy jsou navrženy jako dočasné pramencové $2 \times L_p 15,7 \text{ mm}$ (ocel 1570/1770). Jejich parametry a geometrie jsou uvedeny v tab. 3-9.



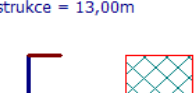
Obr. 3-27: Výpočetní schéma – fáze 2: řez 2-2' P [32]

Tab. 3-9: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 2 [32]

Číslo	Nová kotva	Úroveň hlavy z [m]	Délka táhla l [m]	Délka kořene l _k [m]	Sklon α [-°]	Osová vzdálenost a [m]	Průřezová plocha táhla A _t [mm ²]	Modul pružnosti E _p [GPa]	Síla P _k [kN]
1	ANO	3,00	6,00	8,00	20,00	1,80	300,00	195,00	200,00

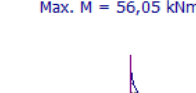
Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00m



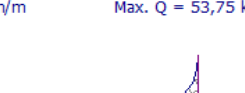
Ohybový moment

Max. M = 56,05 kNm/m



Posouvající síla

Max. Q = 53,75 kN/m



Geometrie konstrukce
 Délka konstrukce = 13,00m

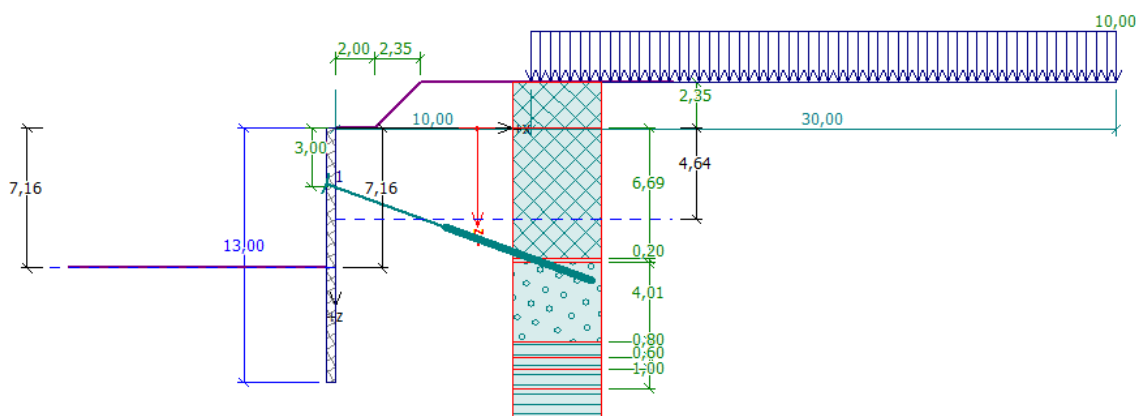
Deformace konstrukce
 Max. def. = 2,0 mm

Tlak na konstrukci
 Max. tlak = 71,39 kPa

43
2014/2015

• **Fáze 3: Odkop na úroveň dna stavební jámy (178,29 m n. m.)**

Poslední fáze výpočtu zahrnuje odtěžení zeminy na úroveň projektovaného dna stavební jámy v úrovni 178,29 m n. m., což odpovídá odebrání zeminy do hloubky 7,16 m pod úroveň upraveného terénu. Ustálená hladina podzemní vody byla zastižena vrtem J103 v úrovni 4,64 m pod terénem. Ve vzdálenosti 10,0 m za rubem pažicí konstrukce je uvažováno v šířce 30,0 m pásové proměnné zatížení charakteristické hodnoty 10 kNm^{-2} (zázemí pro zařízení staveniště).

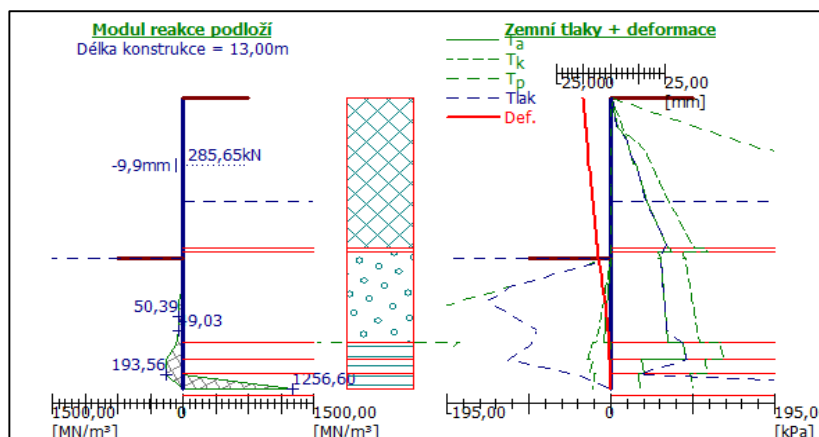


Obr. 3-31: Výpočetní schéma – fáze 3: řez 2-2' P [32]

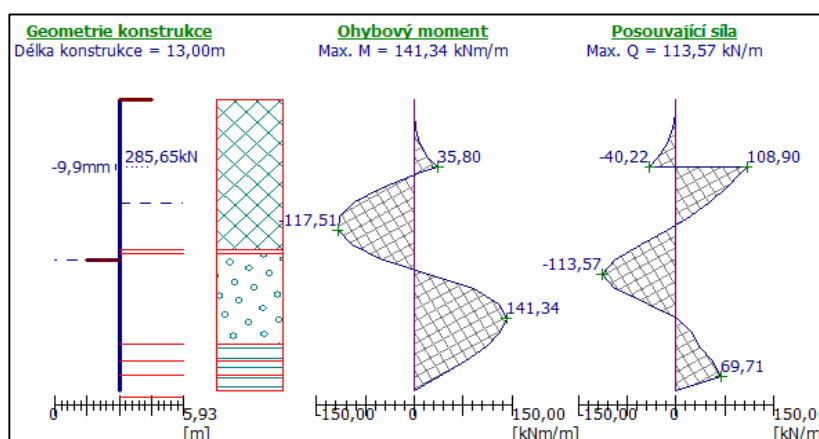
Tab. 3-10: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 3 [32]

Číslo	Nová kotva	Úroveň hlavy z [m]	Délka táhla l [m]	Délka kořene l _k [m]	Sklon α [-°]	Osová vzdálenost a [m]	Průřezová plocha táhla A _t [mm ²]	Modul pružnosti E _p [GPa]	Síla P _k [kN]
1	NE	3,00	6,00	8,00	20,00	1,80	300,00	195,00	285,65

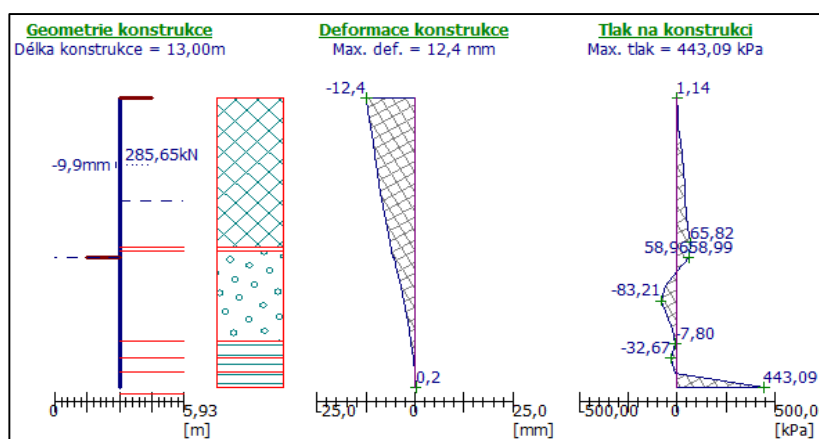
Výstupy z programu GEO5 – Pažení posudek:



Obr. 3-32: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 3) – řez 2-2' P [32]



Obr. 3-33: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 3) – řez 2-2' P [32]



Obr. 3-34: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 3) – řez 2-2' P [32]

Vnitřní stabilita kotevního systému:

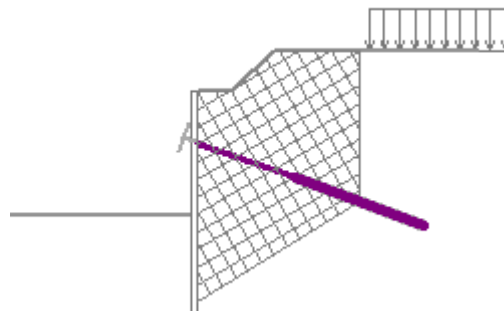
Tab. 3-11: Posouzení vnitřní stability [32]

Číslo	Síla v kotvě P_k [kN]	Max. příp. síla v kotvě $P_{k, \max}$ [kN]	Posouzení
1	285,65	518,21	VYHOVUJE

Rozhodující řada kotev: 1

Posudek: $P_{k, \max} / P_k \geq 1,50$

Vnitřní stability VYHOVUJE.



Obr. 3-35: Schéma pro výpočet vnitřní stability kotevního systému – řez 2-2' P [32]

Vnější stabilita konstrukce:

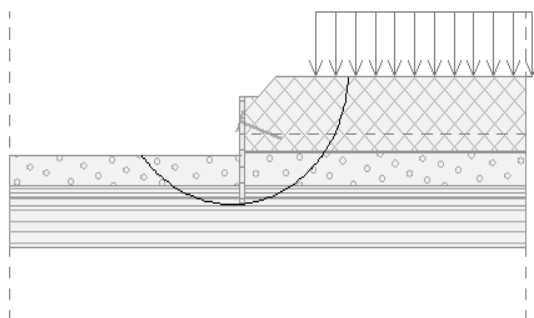
Výpočet vnější stability konstrukce byl proveden programem STABILITA SVAHU pro optimalizovanou smykovou plochu (obr. 3-36) podle Bishopa s využitím 2. návrhového přístupu, který vykazoval nejnepříznivější výsledky. Ve výsledku se posuzuje poměr momentu sesouvajícího (aktivního) k momentu vzdorujícímu (pasivnímu), který nesmí přesáhnout maximální možné využití smykové pevnosti na smykové ploše v hodnotě 100 %. To znamená, že je konstrukce stabilní, pokud bude spočtené využití menší nebo rovno 100 %.

Sumace aktivních sil: $F_a = 1612,89$ kN/m Moment sesouvající: $M_a = 26032,09$ kNm/m

Sumace pasivních sil: $F_p = 3323,37$ kN/m Moment vzdorující: $M_p = 48762,86$ kNm/m

Posudek: $M_a / M_p = 0,534$ (53,4 %) ≥ 1 (100,0 %)

Vnější stabilita konstrukce VYHOVUJE.

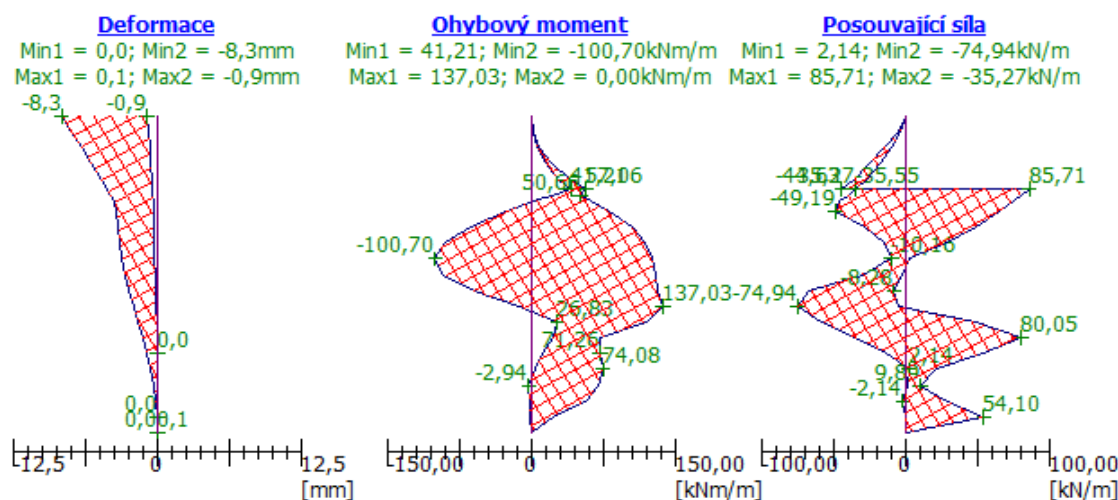


Obr. 3-36: Schéma pro výpočet vnější stability konstrukce – řez 2-2' P [32]

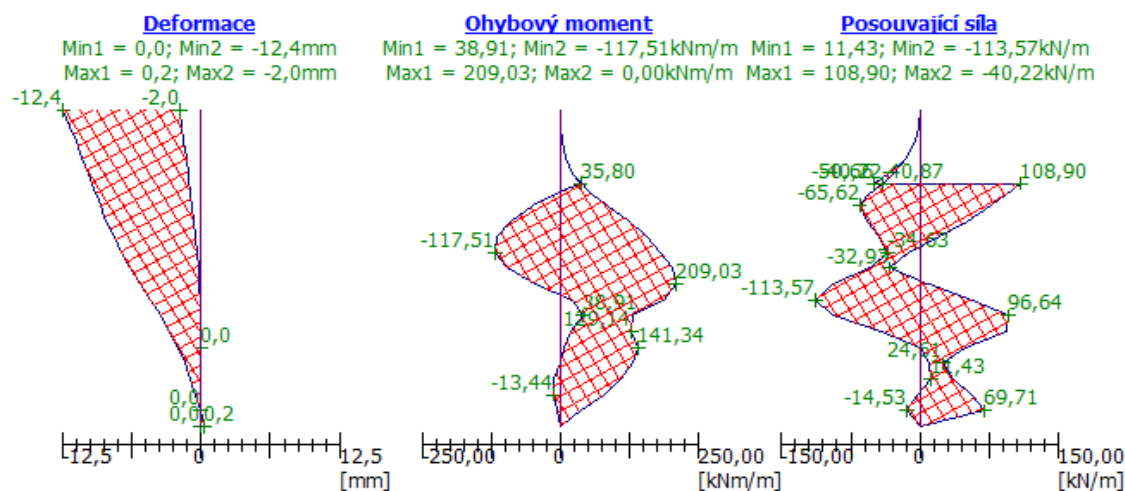
3.2.1.4 Přehled výsledků statického výpočtu pažení stavební jámy

Tab. 3-12: Přehled výsledků jednotlivých fází výpočtu

Řez	Fáze výpočtu	Max. ohybový moment M_{Ed} / kNm/m	Max. posouvající síla V_{Ed} / kN/m	Max. horizont. deformace u / mm	Max. tlak na kci p_{max} / kPa	Max. síla v kotvě $P_{k,max}$ / kN
2-2' L	1	137,03	80,05	8,3	77,68	-
2-2' L	2	57,06	59,78	0,9	42,58	200,00
2-2' L	3	100,70	85,71	4,2	145,65	231,73
2-2' P	1	209,03	96,64	10,5	93,35	-
2-2' P	2	56,05	53,75	2,0	71,39	200,00
2-2' P	3	141,34	113,57	12,4	443,09	285,65



Obr. 3-37: Obálka vnitřních sil a deformací – 2-2' L [32]



Obr. 3-38: Obálka vnitřních sil a deformací – 2-2' P [32]

3.2.1.5 Únosnost navržených kotev a údaje pro napínání

Navrženy byly dočasné pramencové kotvy 2 x Lp 15,7 mm (ocel 1570/1770) celkové délky $L = 14,0$ m s kořenem délky $L_k = 8,0$ m ukotveným částí v navážce a částí v ulehlem terasovém štěrku v hloubce nejméně 5,0 m pod terénem.

Pro výpočet únosnosti byl využit návrhový přístup 2 („A1“ + „M1“ + „R2“) podle doporučení NAD ke kap. 8 normy [11].

a) Předpoklady:

- Průměr vrtu pro kotvu $d = 133$ mm
- Kotva bude vložena do vrtu vyplněného cementovou zálivkou a v kořenové délce bude injektována po etážích při dosažení minimální velikosti konečného injektážního tlaku $p = 2,5$ MPa.

b) Únosnost proti vytažení:

- K dispozici nejsou výsledky průkazných zkoušek, použijeme výpočet.
- Charakteristická únosnost proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi d L_k \tau_i = \pi \cdot 0,133 \cdot 8,0 \cdot 130 = 434,6 \text{ kN}$$

- Návrhová únosnost kotvy proti vytažení:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a} = \frac{434,6}{1,1} = 395,1 \text{ kN}$$

c) Konstrukční únosnost kotvy:

- Charakteristická konstrukční únosnost:

$$R_{i,k} = P_{tk} = A_t f_{tk} = 2 \cdot 150 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1570}{1,15} = 409,6 \text{ kN}$$

- Návrhová konstrukční únosnost:

$$R_{a,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_G} = \frac{409,6}{1,35} = 303,4 \text{ kN}$$

d) Návrhová únosnost kotvy:

- $\min \{\text{návrhová únosnost proti vytažení; návrhová konstrukční únosnost}\}$

$$R_{a,d} = 303,4 \text{ kN}$$

- Posouzení na $P_{k, \max}$ (tab. 3-12, kap. 3.2.1.4)

$$R_{a,d} = 303,4 \text{ kN} \geq P_{k, \max} = 285,65 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

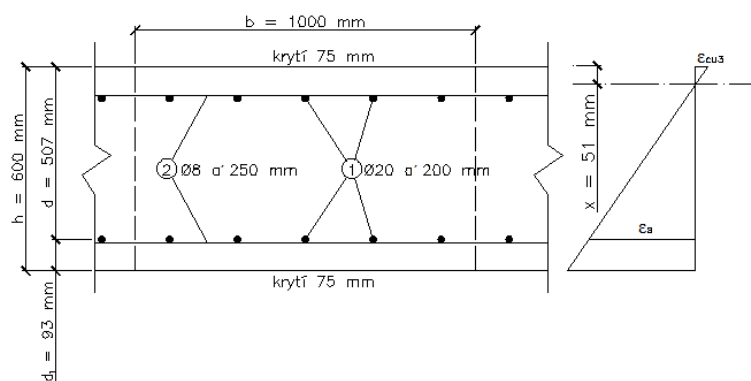
e) Údaje pro napínání

- Zaručená síla $P_0 = 200 \text{ kN}$ (platí $P_0 \leq 0,6P_{tk}$, $P_{tk} = 0,3 \cdot 1770 = 531 \text{ kN}$)
- $200 \text{ kN} < 0,6 \cdot 531 = 318,6 \text{ kN}$
- Zkušební síla $P_p = R_{a,d} = 303 \text{ kN}$
- Předtížení kotvy $P_a = 0,1P_0 = 0,1 \cdot 200 = 20 \text{ kN}$

3.2.1.6 Návrh výztuže podzemní stěny

Návrh podélné a příčné výztuže podzemní stěny byl proveden v souladu s normami [21], [22]. Ohybová a smyková únosnost průřezu byla posouzena na největší návrhový moment (posouvající sílu), viz kap. 3.2.1.4.

a) Vstupní data pro výpočet ohybové a smykové únosnosti průřezu:



Obr. 3-39: Schéma navržené výztuže [33]

- Beton: C 25/30, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$
- Ocel: B500, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰}$
- Výztuž: podélná $\phi 20 \text{ mm}$ a' 200 mm, $A_{st} = 15,71 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$,
příčná $\phi 8 \text{ mm}$ a' 250 mm

b) Posouzení navrženého průřezu na ohyb

$$M_{Rd} \geq |M_{Ed}|$$

- Kontrola plochy výztuže:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1 \cdot 0,507 = 6,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$> 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,507 = 6,59 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} \leq 0,04A_c = 0,04 \cdot (1 \cdot 0,6) = 0,024 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 15,71 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \in \langle 6,85 \cdot 10^{-4}; 0,024 \rangle \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Kontrola výšky tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{st}f_{yd}}{0,8b_w\eta f_{cd}} = \frac{15,71 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,67} = 0,051 \text{ m}$$

- Kontrola tečení výztuže

$$\varepsilon_s = \frac{(d - x)}{x} \varepsilon_{cu3} = \frac{(507 - 51)}{51} \cdot 0,0035 = 31,3 \cdot 10^{-3}$$

$$> \varepsilon_{yd} = 2,17 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Kontrola únosnosti

$$M_{Rd} = A_{st}f_{yd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 15,71 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot \left(507 - \frac{0,8 \cdot 51}{2} \right) = 332,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 332,3 \text{ kNm} \geq |M_{Ed}| = 209,03 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE NA OHYB}$$

Navržená podélná výztuž $\phi 20 \text{ mm}$ a' 200 mm vyhovuje na ohyb s rezervou 37,1 %.

- c) Posouzení navrženého průřezu na smyk

$$V_{Rd,c} \geq |V_{Ed}|$$

- Smyková únosnost prvků bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \geq v_{min} b_w d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{507}} = 1,63 \leq 2,0 \rightarrow OK$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,71 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,507} = 3,099 \cdot 10^{-3} \leq 0,02 \rightarrow OK$$

$$v_{min} b_w d = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} b_w d = 0,035 \cdot 1,63^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \cdot 1 \cdot 507 = 184,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,63 \cdot (100 \cdot 3,099 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 1 \cdot 507 = 196,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 196,2 \text{ kN} \geq v_{min} b_w d = 184,6 \text{ kN} \rightarrow OK$$

$$V_{Rd,c} = 196,2 \text{ kN} \geq |V_{Ed}| = 113,57 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE NA SMYK}$$

Navržený průřez vyhovuje na smyk bez smykové výztuže. Navrhují pouze konstrukční výztuž podle pravidel vyztužování podzemních stěn, viz [21]. Smykovou výztuž budou tvořit třmínky Ø8 mm a' 250 mm.

3.3 Založení objektu

Vzhledem k zatížení od horní stavby, navrženému konstrukčnímu systému objektu a složitým základovým poměrům bylo ihned vyloučeno plošné založení a navrženo hlubinné na velkopřůměrových vrtaných pilotách.

Rozmístění a počet pilot jsou jednoznačně dány dispozicí zakládaného objektu (příloha 1). V závislosti na velikosti zatížení byly piloty rozděleny do třech skupin s označením P1 až P3, ve kterých byla navržena délka a průměr piloty tak, aby bylo zajištěno rovnoměrné sedání objektu. Návrhové hodnoty svislého zatížení působícího v hlavách pilot byly dodány zadavatelem. Jejich velikosti jsou 4000, 2700 a 2000 kN. Charakteristická hodnota pro výpočet sedání byla stanovena z návrhové redukované dílčím součinitelem pro stálé zatížení $\gamma_G = 1,35$.

Výpočet osově únosnosti pilot byl proveden v programu PILOTY, který je součástí programového systému GEO5 verze 18 společnosti FINE, s. r. o.

3.3.1 Vstupní data a nastavení výpočtu

Materiály a normy:

Betonové konstrukce:	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1:	standardní

Piloty:

Výpočet pro odvodněné podmínky:	ČSN 73 1002
Výpočet svislé únosnosti:	analytické řešení
Zatěžovací křivka:	nelineární (Masopust)
Metodika posouzení:	výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup:	2- redukce zatížení a odporu
Návrhová situace:	trvalá
Typ technologie:	vrtané piloty

Tab. 3-13: Součinitele redukce zatížení (F) [32]

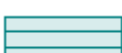
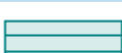
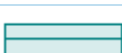
Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení:	$\gamma_G =$	1,35	[–]	1,00	[–]

Tab. 3-14: Součinitele redukce odporu (R) [32]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti:	$\gamma_s =$	1,10	[–]
Součinitel redukce odporu na patě:	$\gamma_b =$	1,10	[–]

Parametry zemin a hornin:

Tab. 3-15: Charakteristické parametry zemin a hornin [32]

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [–°]	c_{ef} [kPa]	ν [–]	E_{def} [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_{SAT} [–°]
1	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá		28,00	0,00	0,30	3,00	18,00	18,50
2	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)		22,00	10,00	0,35	2,50	18,50	18,50
3	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb		36,00	0,00	0,25	130,00	20,00	21,00
4	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)		22,00	15,00	0,35	20,00	21,00	21,00
5	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)		30,00	50,00	0,30	100,00	21,50	21,50
6	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4		35,00	80,00	0,25	200,00	22,00	22,00
7	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)		40,00	100,00	0,20	350,00	23,00	23,00

Materiál pilot:

Výpočet betonových konstrukcí byl proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Objemová tíha železobetonu $\gamma_{zb} = 25 \text{ kNm}^{-3}$.

Beton: C 25/30
Válcová pevnost v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti: $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
Modul pružnosti ve smyku: $G = 12,917 \text{ GPa}$

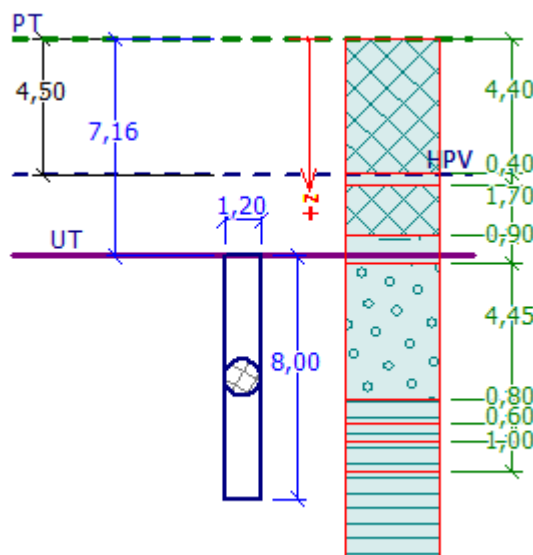
Ocel: B500
Mez kluzu: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

3.3.2 Piloty – P1

Piloty s označením P1 jsou navrženy v jedné řadě v přední části objektu. Projektovaná hlava těchto pilot je v úrovni 178,29 m n. m. Sled jednotlivých vrstev zemin (hornin) uvažovaný ve výpočtu odpovídá nejbližše provedenému vrtu J102, který je součástí inženýrsko-geologického profilu GP 3 (obr. 2-3, kap. 2.1).

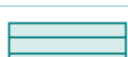
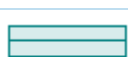
❖ Geometrie a zatížení:

Profil piloty: kruhová
Zatížení – návrhové: $N_d = 4000 \text{ kN}$
Zatížení – charakteristické: $N_k = 2963 \text{ kN}$
Délka piloty: $L = 8,00 \text{ m}$
Průměr piloty: $d = 1,20 \text{ m}$
Vysazení piloty: $h = 0,00 \text{ m}$
Hloubka upraveného terénu: $h_z = 7,16 \text{ m}$
Hladina podzemní vody: $h_v = 4,50 \text{ m}$



Obr. 3-40: Geometrie piloty – P1 [32]

Tab. 3-16: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J102 [32]

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina (hornina)	Vzorek
1	4,40	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
2	0,40	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
3	1,70	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
4	0,90	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
5	4,45	Štěrk hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb	
6	0,80	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)	
7	0,60	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)	
8	1,00	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4	
9	-	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)	

❖ **Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie 1. skupiny MS:**

Únosnost piloty na plášti: $U_{fd} = 90,68 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě: $U_{bd} = 19553,52 \text{ kN}$

Celková únosnost piloty: $U_{vd} = 19644,20 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 19644,20 \geq V_d = 4000 \text{ kN}$$

SVISLÁ ÚNOSNOST PILOTY VYHOVUJE.

❖ **Svislá únosnost piloty podle teorie 2. skupiny MS:**

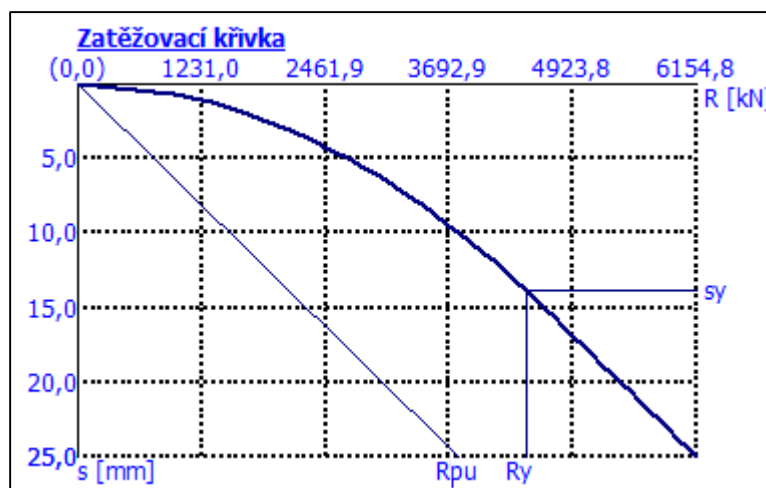
Tab. 3-17: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P1 [32]

Číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Koeficient a	Koeficient b
1	0,00	0,24	0,24	8,18	46,00	20,00
2	0,24	4,69	4,45	66,40	154,00	115,00
3	4,69	5,49	0,80	12,96	97,00	108,00
4	5,49	6,09	0,60	23,74	131,00	94,00
5	6,09	7,09	1,00	34,40	169,00	139,00
6	7,09	8,00	0,91	77,58	246,00	225,00

Regresní koeficienty e, f: $e = 2840,00$ $f = 1298,00$

Tab. 3-18: Body zatěžovací křivky [32]

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	1896,52
5,0	2682,09
7,5	3284,88
10,0	3793,05
12,5	4240,76
15,0	4637,91
17,5	5017,12
20,0	5396,33
22,5	5775,55
25,0	6154,76



Obr. 3-41: Mezní zatěžovací křivka piloty – P1 [32]

Zatížení na mezi mobilizace plášťového tření: $R_y = 4456,87$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_y : $s_y = 13,8$ mm

Únosnost paty odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{pu,k} = 3792,12$ kN

Celková únosnost odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{bu,k} = 6154,76$ kN

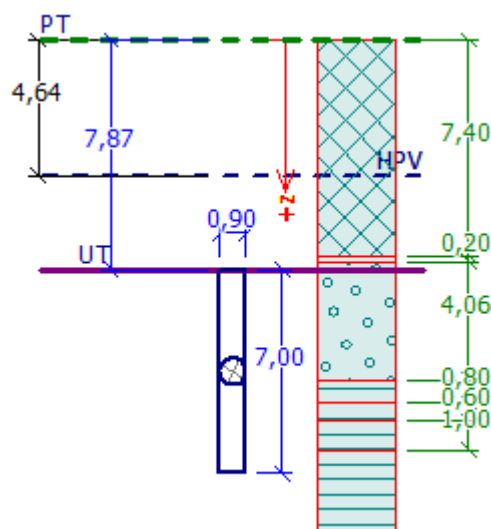
Pro charakteristické zatížení $N_k = 2963$ kN je sednutí osamělé piloty 6,1 mm.

3.3.3 Piloty – P2

Piloty s označením P2 jsou navrženy v přední a střední části objektu v závislosti na uspořádání horní stavby. Projektovaná hlava těchto pilot leží v úrovni 178,29 m n. m. Výjimku tvoří dojezdy výtahů, kde je navržena hlava pilot v úrovni 176,64 m n. m. Sled jednotlivých vrstev zemin (hornin) uvažovaný ve výpočtu odpovídá nejbližše provedenému vrtu J103, který je součástí inženýrsko-geologického profilu GP 1 (obr. 2-2, kap. 2.1).

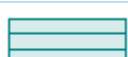
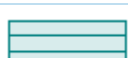
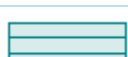
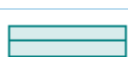
❖ Geometrie a zatížení:

Profil piloty:	kruhová
Zatížení – návrhové:	$N_d = 2700 \text{ kN}$
Zatížení – charakteristické:	$N_k = 2000 \text{ kN}$
Délka piloty:	$L = 7,00 \text{ m}$
Průměr piloty:	$d = 0,90 \text{ m}$
Vysazení piloty:	$h = 0,00 \text{ m}$
Hloubka upraveného terénu:	$h_z = 7,87 \text{ m}$
Hladina podzemní vody:	$h_v = 4,64 \text{ m}$



Obr. 3-42: Geometrie piloty – P2 [32]

Tab. 3-19: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina (hornina)	Vzorek
1	7,40	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
2	0,20	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
3	4,06	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb	
4	0,80	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)	
5	0,60	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)	
6	1,00	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4	
7	-	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)	

❖ **Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie 1. skupiny MS:**

Únosnost piloty na plášti: $U_{fd} = 72,45 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě: $U_{bd} = 10289,56 \text{ kN}$

Celková únosnost piloty: $U_{vd} = 10362,01 \text{ kN}$

$U_{vd} = 10362,01 \geq V_d = 2700 \text{ kN}$

SVISLÁ ÚNOSNOST PILOTY VYHOVUJE.

❖ Svislá únosnost piloty podle teorie 2. skupiny MS:

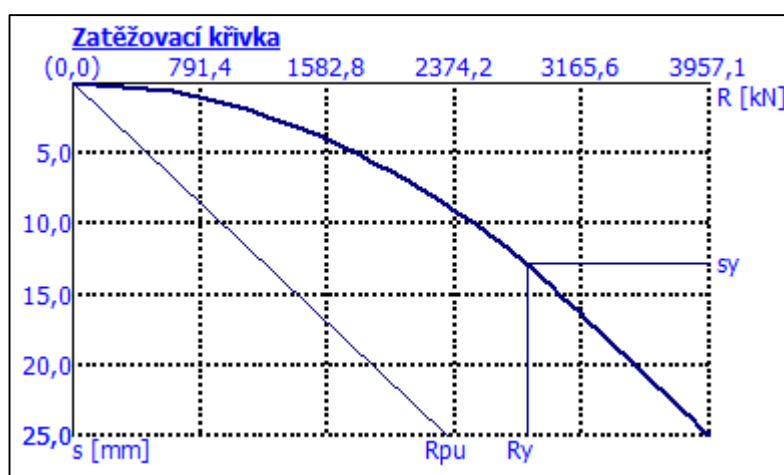
Tab. 3-20: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P2 [32]

Číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Koeficient a	Koeficient b
1	0,00	3,79	3,79	54,43	154,00	115,00
2	3,79	4,59	0,80	13,35	97,00	108,00
3	4,59	5,19	0,60	23,52	131,00	94,00
4	5,19	6,19	1,00	33,30	169,00	139,00
5	6,19	7,00	0,81	66,80	246,00	225,00

Regresní koeficienty e, f: $e = 2840,00$ $f = 1298,00$

Tab. 3-21: Body zatěžovací křivky [32]

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	1247,61
5,0	1764,39
7,5	2160,92
10,0	2495,22
12,5	2789,74
15,0	3027,63
17,5	3259,98
20,0	3492,34
22,5	3724,70
25,0	3957,06



Obr. 3-43: Mezní zatěžovací křivka piloty – P2 [32]

Zatížení na mezi mobilizace plášťového tření: $R_y = 2823,88$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_y : $s_y = 12,8$ mm

Únosnost paty odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{pu,k} = 2323,57$ kN

Celková únosnost odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{bu,k} = 3957,06$ kN

Pro charakteristické zatížení $N_k = 2000$ kN je sednutí osamělé piloty 6,4 mm.

3.3.4 Piloty – P3

Piloty s označením P3 jsou navrženy nepravidelně v celém půdorysu objektu s ohledem na zatížení od horní stavby. Projektovaná hlava těchto pilot leží v úrovni 178,29 m n. m. Sled jednotlivých vrstev zemin (hornin) uvažovaný ve výpočtu odpovídá nejbližše provedenému vrtu J103, který je součástí inženýrsko-geologického profilu GP 1 (obr. 2-2, kap. 2.1).

❖ Geometrie a zatížení:

Profil piloty: kruhová

Zatížení – návrhové: $N_d = 2000 \text{ kN}$

Zatížení – charakteristické: $N_k = 1482 \text{ kN}$

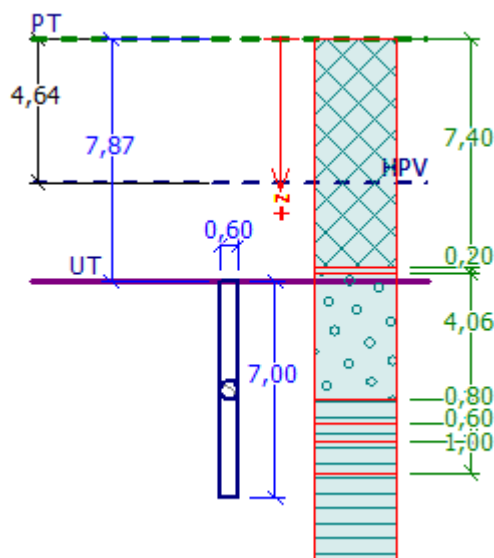
Délka piloty: $L = 7,00 \text{ m}$

Průměr piloty: $d = 0,60 \text{ m}$

Vysazení piloty: $h = 0,00 \text{ m}$

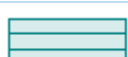
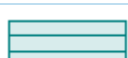
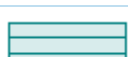
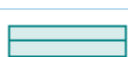
Hloubka upraveného terénu: $h_z = 7,87 \text{ m}$

Hladina podzemní vody: $h_v = 4,64 \text{ m}$



Obr. 3-44: Geometrie piloty – P3 [32]

Tab. 3-22: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina (hornina)	Vzorek
1	7,40	Navážka hlinito-písčitá, místy kamenitá	
2	0,20	Jíl písčitý, měkký, F4 CS (F6 CI)	
3	4,06	Štěrka hrubý, G2 GP (G3 G-F) +cb	
4	0,80	Břidlice jíl.-prachovitá, silně zvětralá, R5 (R6)	
5	0,60	Břidlice jíl.-prachovitá, zvětralá, R5 (R4)	
6	1,00	Břidlice jíl.-prachovitá, navětralá, R4	
7	-	Břidlice jíl.-prachovitá, zdravá, R3 (R4)	

❖ **Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie 1. skupiny MS:**

Únosnost piloty na plášti: $U_{fd} = 97,97 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě: $U_{bd} = 4545,23 \text{ kN}$

Celková únosnost piloty: $U_{vd} = 4643,20 \text{ kN}$

$$U_{vd} = 4643,20 \geq V_d = 2000 \text{ kN}$$

SVISLÁ ÚNOSNOST PILOTY VYHOVUJE.

❖ Svislá únosnost piloty podle teorie 2. skupiny MS:

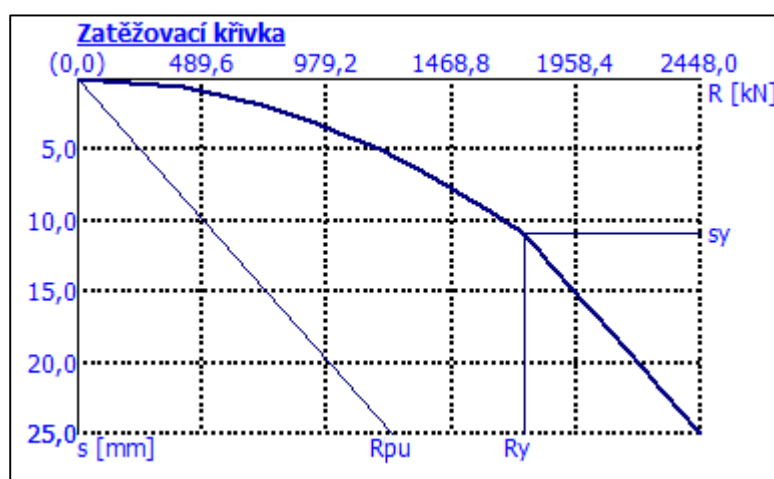
Tab. 3-23: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P3 [32]

Číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Koeficient a	Koeficient b
1	0,00	3,79	3,79	49,08	154,00	115,00
2	3,79	4,59	0,80	13,20	97,00	108,00
3	4,59	5,19	0,60	20,00	131,00	94,00
4	5,19	6,19	1,00	28,20	169,00	139,00
5	6,19	7,00	0,81	50,30	246,00	225,00

Regresní koeficienty e, f: $e = 2840,00$ $f = 1298,00$

Tab. 3-24: Body zatěžovací křivky [32]

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	838,36
5,0	1185,62
7,5	1452,09
10,0	1676,72
12,5	1830,68
15,0	1954,14
17,5	2077,60
20,0	2201,06
22,5	2324,53
25,0	2447,99



Obr. 3-45: Mezní zatěžovací křivka piloty – P3 [32]

Zatížení na mezi mobilizace plášťového tření: $R_y = 1753,44$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_y : $s_y = 10,9$ mm

Únosnost paty odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{pu,k} = 1234,62$ kN

Celková únosnost odpovídající sednutí 25,0 mm: $R_{bu,k} = 2447,99$ kN

Pro charakteristické zatížení $N_k = 1482$ kN je sednutí osamělé piloty 7,8 mm.

3.3.5 Návrh podélné a příčné výztuže pilot

Návrh podélné a příčné výztuže pilot byl proveden v souladu s normou [20]. Podélná a příčná výztuž piloty musí splňovat kritéria uvedená v tab. 3-25. Kromě požadavků na minimální vyztužení je v normě [20] uvedena rovněž minimální světlá vzdálenost prutů podélné (i příčné) výztuže, která se musí pohybovat v rozsahu 100 až 400 mm.

Tab. 3-25: Minimální vyztužení železobetonových vrtaných pilot a příčná výztuž [20]

Jmenovitá průřezová plocha dříku piloty A_C	Plocha podélné výztuže A_s	Pravoúhlé třmínky, kruhové třmínky a spirála	$\geq 6 \text{ mm}$ a $\geq \frac{1}{4}$ největšího průměru podélné výztuže
$A_C \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,5\% A_C$	Výztužné sítě jako příčná výztuž	$\geq 5 \text{ mm}$
$0,5 \text{ m}^2 < A_C \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$		
$A_C > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,25\% A_C$		

Dalším důležitým prvkem při návrhu armokoše piloty je krytí podélné výztuže. Minimální požadované krytí výztuže závisí na průměru piloty. Piloty s průměrem $d \leq 0,6 \text{ m}$ mají předepsáno minimální krytí 50 mm a u pilot s průměrem $d > 0,6 \text{ m}$ je minimální krytí výztuže dáno hodnotou 60 mm. Tyto hodnoty lze ještě případně navýšit či snížit v případech, které jsou uvedeny v [20].

Piloty budou prováděny pod ochranou spojujatelých ocelových pažnic z důvodu vrtání skrz terasové šterky pod úroveň hladiny podzemní vody.

Návrh a posouzení podélné (příčné) výztuže navržených pilot je přehledně uveden v tabulkách 3-26 až 3-29.

Tab. 3-26: Návrh podélné výztuže piloty

Označení piloty	Průměr piloty d / m	Plocha dříku piloty A_C / m^2	Návrh výztuže	Plocha výztuže A_s / m^2	Posudek
P1	1,2	1,13	8 $\phi 28 \text{ mm}$	0,00493	$A_s \geq 0,25\% A_C$ - VYHOVUJE
P2	0,9	0,64	8 $\phi 20 \text{ mm}$	0,00251	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$ - VYHOVUJE
P3	0,6	0,28	8 $\phi 18 \text{ mm}$	0,00204	$A_s \geq 0,5\% A_C$ - VYHOVUJE

Tab. 3-27: Návrh příčné výztuže piloty

Označení piloty	Návrh výztuže	Posudek
P1	Spirála $\phi 8$ mm	$8 \text{ mm} \geq \max \{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} \phi 28\} = 7 \text{ mm}$ - VYHOVUJE
P2	Spirála $\phi 8$ mm	$8 \text{ mm} \geq \max \{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} \phi 20\} = 6 \text{ mm}$ - VYHOVUJE
P3	Spirála $\phi 8$ mm	$8 \text{ mm} \geq \max \{6 \text{ mm}; \frac{1}{4} \phi 18\} = 6 \text{ mm}$ - VYHOVUJE

Tab. 3-28: Výpočet krytí pro stanovení min. světlé vzdálenosti prutů podélné výztuže

Označení piloty	Max. přesah vrtací korunky přes vnější okraj pažnice / mm	Pažnice / mm	Min. krytí dle [20] / mm	Průměr příčné výztuže / mm	Krytí celkem / mm
P1	20	40	60	8	128
P2	20	40	60	8	128
P3	20	40	50	8	118

Tab. 3-29: Posouzení min. a max. vzdálenosti podélné a příčné výztuže

Označení piloty	Světlá vzdálenost prutů podélné výztuže (odečteno z AutoCADU) / mm	Posudek: $\geq 100 \text{ mm}$ $< 400 \text{ mm}$	Stoupaní spirály / mm	Posudek: $\geq 100 \text{ mm}$ $< 400 \text{ mm}$
P1	350	VYHOVUJE	150	VYHOVUJE
P2	240	VYHOVUJE	150	VYHOVUJE
P3	130	VYHOVUJE	150	VYHOVUJE

3.3.6 Celkový přehled navržených pilot a dosažených výsledků

Objekt River Garden III byl založen na velkopřůměrových vrtaných pilotách, jejichž přehled je uveden v tabulce 3-18 a jejich rozmístění je patrné z přílohy 1. Délka a průměr pilot byly navrženy tak, aby bylo zajištěno rovnoměrné sedání objektu.

Vzhledem k navrženým délkám pilot a zastižené geologii vychází statickým výpočtem, že je celková únosnost piloty dána především únosností v její patě. Tento fakt je třeba brát v potaz zejména pro případ zajištění rovnoměrného sedání objektu. V závislosti na tom byla sestavena tabulka 3-31, ve které jsou uvedeny minimální délky vetknutí pilot do horniny třídy R3, při kterých bude zajištěno sednutí osamělých pilot hodnotami uvedenými v tabulce 3-30.

Celková únosnost osamělé piloty byla stanovena výpočtem podle 1. skupiny MS. Vzhledem k malé míře prozkoumání horninového podloží, zejména k nedostatečným informacím o pevnostních parametrech zemin (hornin) potřebným ke stanovení celkové únosnosti osamělé piloty podle 1. skupiny MS, byla pro porovnání stanovena celková únosnost osamělé piloty podle 2. skupiny MS. Ta vychází z mezní zatěžovací křivky piloty a odpovídá sednutí 25 mm, kterého by nemělo být při dodržení předepsaných délek vetknutí dle tab. 3-31 dosaženo. Jedná se však o hodnotu charakteristickou, kterou je třeba ještě redukovat dílčím součinitelem únosnosti γ_R . Jeho hodnota je v případě únosnosti na plášti i v patě piloty rovna 1,1. Přehled celkových únosností navržených pilot podle 1. i 2. skupiny MS včetně posouzení na svislé návrhové zatížení působící v hlavách piloty je uveden v tabulce 3-32.

Tab. 3-30: Přehled navržených pilot

Označení piloty	Úroveň projektované hlavy piloty / m n. m.	Délka piloty / m	Průměr dřívku piloty / m	Podélná výztuž	Sednutí osamělé piloty / mm	Celkový počet pilot / ks
P1	178,29	8,0	1,2	8 ϕ 28 mm	6 mm	16
P2	178,29	7,0	0,9	8 ϕ 20 mm	6 mm	17
P2*	176,64	6,0	0,9	8 ϕ 20 mm	9 mm	8
P3	178,29	7,0	0,6	8 ϕ 18 mm	8 mm	15

* Piloty v dojezdech výtahů.

Tab. 3-31: Minimální délka vetknutí piloty do horniny třídy R3 pro zajištění vypočteného sednutí

Označení piloty	Min. vetknutí do horniny třídy R3
P1	1,0 m
P2	1,0 m
P2*	1,5 m
P3	1,0 m

* Piloty v dojezdech výtahů.

Tab. 3-32: Přehled celkových únosností navržených pilot

Označení piloty	Celková únosnost piloty – 1MS: U_{vd} / kN	**Celková únosnost piloty – 2MS: $R_{bu,d}$ / kN	Návrhová hodnota svislého zatížení v hlavě piloty V_d / kN	Posudek: 1MS: $U_{vd} \geq V_d$ 2MS: $R_{bu,d} \geq V_d$
P1	19644,20 kN	5595,24 kN	4000	VYHOVUJE
P2	10362,01 kN	3597,33 kN	2700	VYHOVUJE
P2*	9740,75 kN	3161,65 kN	2700	VYHOVUJE
P3	4643,20 kN	2225,45 kN	2000	VYHOVUJE

* Piloty v dojezdech výtahů.

** Celková únosnost piloty odpovídající sednutí 25 mm

4 TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY A PROVÁDĚNÍ NAVRŽENÝCH KONSTRUKCÍ

Technologický postup výstavby konstrukcí speciálního zakládání staveb je rozčleněn do čtyř etap. První etapa výstavby zahrnuje přípravu staveniště, ve které se počítá s demolicí objektů, kácením keřového porostu, skrývkou ornice a přeložkami inženýrských sítí. Zvláštní pozornost je třeba věnovat zejména přeložce proplachovacího kanálu. V druhé etapě bude zřízen předvýkop s projektovaným dnem v úrovni 185,45 m n. m., ze kterého budou realizovány podzemní stěny. Ve třetí etapě bude odtěžena zemina na úroveň 181,95 m n. m., ze které bude realizováno kotvení podzemních stěn. Po jeho dokončení budou ze stejné úrovně realizovány vrtané piloty. Hloubka tzv. hluchého vrtání bude cca 3,5 m. Poslední etapa zahrnuje odtěžení zeminy na finální úroveň 178,29 m n. m., odbourání a začištění hlav pilot, zarovnání a zhutnění základové spáry s případnou výměnou zeminy, betonáž podkladního betonu tl. 100 mm, provedení separační vrstvy, realizaci základové desky tl. 600 mm a založení věžového jeřábu.

V části úrovně dna stavební jámy je předpokládán výskyt vrstvy náplavových jílu. Z tohoto důvodu je navržena výměna nevyhovující zeminy za nesoudržnou hrubozrnnou zeminu šterkovitého charakteru. Požadované zhutnění základové spáry bude ověřenou statickou zatěžovací zkouškou kruhovou deskou.

Po celou dobu výstavby je nutné počítat se složitou těžitelností základové půdy, která je způsobena silnou vrstvou různorodých navážek a předpokládaným výskytem starých stavebních konstrukcí (základy a opěra mostu, stará nábrežní zeď).

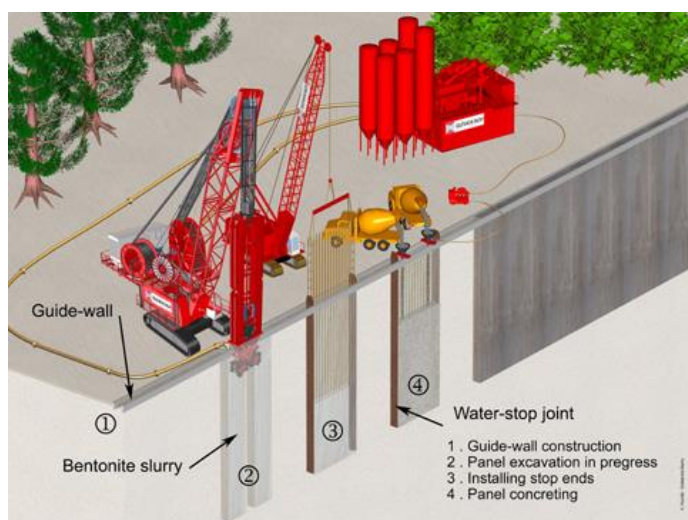
Zvláštní pozornost je třeba věnovat propojení základové desky a stropních desek s konstrukcí podzemních stěn, aby byla zajištěna vodonepropustnost konstrukce. Té se docílí použitím vodonepropustného betonu v kombinaci se správným konstrukčním řešením pracovních a dilatačních spár.

4.1 Podzemní stěny a horninové kotvy

Navrženy byly konstrukční podzemní stěny z betonu třídy C 25/30 délky 13,0 m a tloušťky 600 mm, které budou vetknuty do skalního podloží třídy R6 až R5, díky čemuž budou eliminovány nadměrné přítoky podzemní vody do stavební jámy. V úrovni 181,95 m n. m. je navržena jedna řada dočasných pramencových kotev 2x Lp 15,7 mm (ocel 1570/1770) celkové délky 14,0 m a kořenové délky 8,0 m. Kotvy budou realizovány v osově vzdálenosti 1,8 m pod sklonem 20°. Jiný sklon kotev nebylo možné volit z důvodu daného umístění inženýrských sítí. Po zhotovení stropní desky nad druhým podzemním podlažím bude dočasné kotvení deaktivováno.

Provádění konstrukcí podzemních stěn a horninových kotev se řídí normami [21] a [23]. Technologický postup provádění podzemních stěn je podmíněn postupem uvedeným v kap. 4.1.1, technologický postup provádění horninových kotev v kap. 4.1.2.

4.1.1 Technologický postup výstavby podzemních stěn



Obr. 4-1: Schématický postup provádění vyztužených podzemních stěn [26]

Přípravné práce:

Před samotnou realizací podzemních stěn budou zřízeny železobetonové oboustranné vodící zídky do hloubky 1,0 m, šířky 0,25 m a světlé vzdálenosti 650 mm z úrovně 185,45 m n. m. plánovaného předvýkopu. Předvýkopem vytvořená

pracovní plošina bude dostatečně zhutněna, aby zajistila bezpečný pojezd stavební mechanizaci. Zhotovené vodící zídky se na určitou vzdálenost zahradí a napustí jílovou pažící suspenzí (obr. 4-3), v ostatních místech se rozepřou kulatinou nebo zasypou zeminou (obr. 4-2) [12].



Obr. 4-2: Realizace vodících zídek podzemních stěn [27]



Obr. 4-3: Rýha mezi vodícími zídkami napuštěná jílovou pažící suspenzí [27]

Těžba lamel podzemních stěn:

Po zhotovení vodících zídek se může přistoupit k těžbě lamel podzemních stěn, které budou realizovány jako trojzáběrové o šířce 6,5 m (dvě primární a jedna sekundární, viz obr. 4-1). Těžba lamel bude probíhat pod ochranou jílové suspenze, která zajistí stabilitu rýhy. V počáteční fázi hloubení budou nasazeny drapáky, na finální úroveň ve skalních horninách budou lamely dotěženy hydrofrézou.

Po vyhloubení lamely se musí rýha vyčistit od napadané zeminy a zkontrolovat kvalita pažící suspenze. Nakonec budou osazeny koutové pažnice (ploché průřezy s navlečenými water-stopy).



Obr. 4-4: Koutová pažnice s navlečeným water-stopem [28]

Osazení výztuže ve formě armokošů:

Armokoše se osadí do vyčištěné rýhy v počtu 3 ks na jednu trojzáběrovou lamelu a zavěsí na vodící zídky tak, aby byla zajištěna minimální vzdálenost výztuže nade dnem rýhy hodnotou 200 mm. Armokoše budou osazeny betonovými kolečky pro zajištění minimálního předepsaného krytí výztuže hodnotou 75 mm.

Návrh výztuže byl proveden v kap. 3.2.1.6 a výkres je součástí přílohy 6.

Betonáž:

Betonáž lamely musí být zahájena do 2 hodin od osazení výztuže, probíhat nepřerušeně a být ukončena před začátkem tuhnutí výplně. Dalšími požadavky jsou použití dvou sypákových rour na jednu trojzáběrovou lamelu a betonáž pod ochranou pažící suspenze, která se postupně odčerpává, přečišťuje a skladuje pro další použití. Po dokončení betonáže a zatuhnutí betonu se vytáhnou koutové pažnice.

4.1.2 Technologický postup provádění horninových kotev

V první fázi budou provedeny maloprofilové vrty průměru 133 mm z úrovně 182,45 m n. m., projektovaná úroveň hlav kotev bude v úrovni 181,95 m n. m. a délka vrtu 14,0 m. Po dokončení se vrty vyčistí a vyplní cementovou zálivkou ve složení $c : v = 2,2 : 1$. V další fázi bude osazena dočasná lanová kotva 2 x Lp 15,7 mm (ocel 1570/1770). Poté se může začít injektovat kořen cementovou suspenzí ve složení $c : v = 2,2 : 1$, přičemž je potřeba protrhnout zálivku a prostřednictvím injektáže ji roztlačit proti stěnám vrtu [12]. Injektáž kořene bude ukončena po dosažení minimální velikosti konečného injektážního tlaku $p = 2,5$ MPa pro každou příslušnou etáž. Poslední fáze zahrnuje napínání a zkoušení kotev, údaje pro napínání jsou uvedeny v kap. 3.2.1.5.

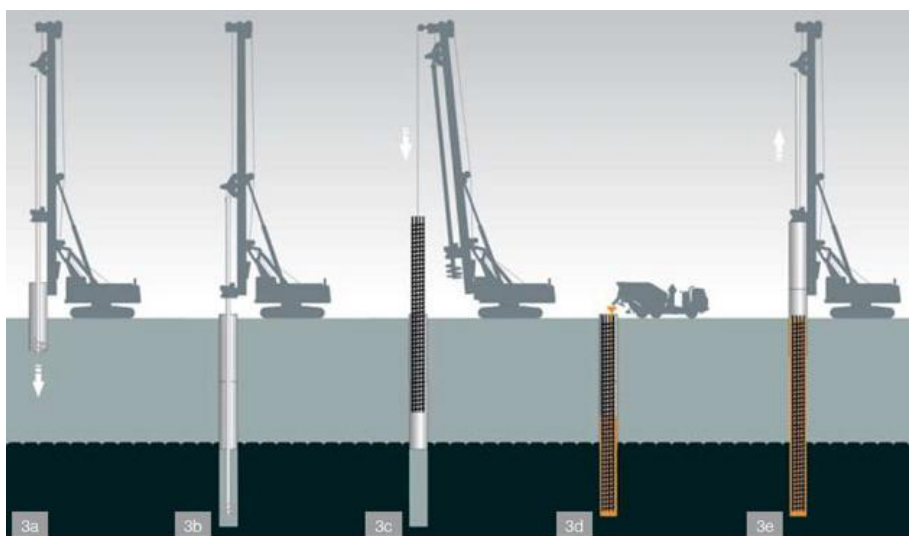


Obr. 4-5: Realizace horninových kotev [29]

4.2 Vrtané piloty

Navrženy byly piloty průměru 0,6 m, 0,9 m a 1,2 m délek 6 až 8 m z betonu třídy C 25/30. Vrtání bude provedeno z první kotevní úrovně 182,45 m n. m., na kterou bude uzpůsoben sklon příjezdové rampy pro nájezd pilotovací soupravy. Pracovní plošina pro pojezd pilotovací soupravy bude zřízena dle požadavků zhotovitele prací speciálního zakládání staveb.

4.2.1 Technologický postup provádění velkopřůměrových vrtaných pilot



Obr. 4-6: Technologický postup provádění velkopřůměrových vrtaných pilot [30]

Vrtání:

Vrtání velkopřůměrových pilot bude provedeno z úrovně 182,45 m n. m., délky tzv. hluchého vrtání budou cca 4 a 6 m, přičemž horní šestimetrová hranice odpovídá vrtaným pilotám v dojezdech výtahů. S ohledem na úroveň hladiny podzemní vody je třeba vrtat pažit, dovrtní na finální úroveň v horninách třídy R3 (R4) je možné provést již bez ochrany pažnic. Technologie hloubení bude přizpůsobována aktuálním geologickým poměrům na staveništi. Minimálně při hloubení první piloty od každého typu P1 až P3 bude přítomen geologický dozor. Ten v případě zastižení jiných hornin než těch, se kterými je počítáno v kap. 3.3.2 až 3.3.4, informuje projektanta, který aktualizuje délku pilot.

Přípravné práce před betonáží:

Po dovtřetí na finální úroveň bude vrt vyčištěn, ověřena jeho délka a následně osazena výztuž piloty ve formě armokoše. Návrh výztuže byl proveden v kap. 3.3.5 a výkresová dokumentace vyztužení pilot je součástí příloh 2 až 5.

Betonáž vrtaných pilot:

Technologická přestávka mezi dovtřetím na finální úroveň a betonáží piloty by měla být co nejkratší. Složení betonu by mělo v zásadě odpovídat požadavkům ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda [12]. Piloty byly navrženy z betonu třídy C 25/30. Konzistence čerstvého betonu bude deklarována stupněm S4, který odpovídá stupni sednutí kužele podle Abramse $H = 180 \pm 30$ mm pro betonáž sypákovými rourami pod vodou. Betonáž bude probíhat metodou Contractor. Piloty budou přebetonovány min. o 0,5 m. Hluchý vrt bude zasypán vhodným nesoudržným materiálem např. charakteru šterku a budou vytaženy pažnice.

Práce dokončovací:

Dokončovacími pracemi se rozumí úprava hlavy piloty, případně výztuže. Přebetonované hlavy pilot budou šetrně odbourány na požadovanou úroveň. Pokud v této úrovni nebude beton požadované kvality, musí být beton odstraněn až na úroveň betonu zcela zdravého a nahrazen betonem čerstvým, který se dokonale spojí s betonem stávajícím [12]. Odbourávat se smí začít až tehdy, je-li beton dostatečně zatvrdlý.

ZÁVĚR

Návrh zajištění stavební jámy a hlubinného založení objektu byl proveden pomocí programového systému GEO5 společnosti FINE, s. r. o. dílčími programy PAŽENÍ POSUDEK, STABILITA SVAHU a PILOTY. Výkresy navržených konstrukcí jsou součástí příloh 1 až 6.

Stavební jáma je zajištěna konstrukčními podzemními stěnami kotvenými v jedné úrovni. Délka pažící konstrukce byla zvolena tak, aby se její pata nacházela minimálně v silně zvětralé břidlici s jílovitou výplní na puklinách třídy R5 (R6), čímž budou eliminovány přítoky podzemní vody, zejména z vrstvy propustných terasových štěrků, do stavební jámy. Konstrukce podzemní stěny byla navržena po celém obvodu stavební jámy délky 13,0 m a tloušťky 600 mm. Horninové kotvy byly navrženy jako dočasné 2 x Lp 15,7 mm (ocel 1570/1770), délky 14,0 m (kořenové délky 8,0 m), ve sklonu 20° a osově vzdálenosti 1,8 m. Po dokončení stropní konstrukce nad druhým podzemním podlažím budou deaktivovány.

Založení objektu River Garden III bylo navrženo na velkopřůměrových pilotách profilů 1,2 m, 0,9 m a 0,6 m (typ P1 až P3) s ohledem na velikost zatížení od horní stavby působící v hlavách pilot. Délky pilot byly navrženy tak, aby bylo zajištěno rovnoměrné sedání objektu v rozsahu 5,0 až 10,0 mm. Většinu zatížení přenesou pata piloty, proto je nezbytné dodržet minimální délky vetknutí pilot do předepsaných hornin dle tab. 3-31 uvedené v kap. 3.3.6. Nezbytná je rovněž přítomnost geotechnického dozoru, alespoň při vrtání první piloty od každého typu P1 až P3. Dozor zkontroluje požadované délky vetknutí a v případě neshody informuje projektanta, který aktualizuje délku piloty.

POUŽITÉ INFORMAČNÍ ZDROJE

- [1] Ulice Rohanské nábřeží. *Mapy.cz* [online]. 2014 [cit. 2014-10-17]. Dostupné z: <http://www.mapy.cz/zakladni?mereni-vzdalenosti&x=14.4497678&y=50.0958158&z=15&l=0&rm=9hFDaxX.MeflXgqh>
- [2] River Garden II-III, Praha, Rohanské Nábřeží.... *Kancelare.cz* [online]. © 2014 PORTER [cit. 2014-10-23]. Dostupné z: [http://www.kancelare.cz/pronajem/483-praha-rohanske-nabrezi-21#!prettyPhoto\[gallery1\]/0/](http://www.kancelare.cz/pronajem/483-praha-rohanske-nabrezi-21#!prettyPhoto[gallery1]/0/)
- [3] Protipovodňová opatření Karlín – Libeň v Praze 8. *SMP CZ, a.s.* [online]. © 2011–2014 [cit. 2014-10-30]. Dostupné z: <http://www.smp.cz/referencni-projekty/detail/protipovodnova-opatreni-karlin-liben-v-praze-8>
- [4] ROUT, Jiří. Zpráva o doplňujícím průzkumu pro stavbu River Garden II, III v Praze 8 na Rohanském ostrově. Praha, září 2012.
- [5] ROUT, Jiří. Zpráva o realizaci 2 průzkumných vrtů v trase přeložky proplachovacího kanálu na stavbě River Garden II, III v Praze 8 na Rohanském ostrově. Praha, září 2012.
- [6] DRUSA, Marián, Karel KOVAŘÍK, Nguyen GIANG, Soňa MASAROVÍČOVÁ a Iveta ŠNAUKOVÁ. Hodnotenie výsledkov penetračných prieskumných metód a ich verifikácia s laboratórnymi a insitnými metódami. *Žilinská univerzita v Žilíně: Stavebná fakulta* [online]. [cit. 2014-11-06]. Dostupné z: <http://svf.utc.sk/kgt/obsah/IVmarian.pdf>
- [7] Vyhodnotenie penetračných sond. *Žilinská univerzita v Žilíně: Stavebná fakulta* [online]. [cit. 2014-11-06]. Dostupné z: http://svf.uniza.sk/kgt/zakladanie/DPs_text.pdf
- [8] KOVANDA, Jiří. *Neživá příroda Prahy a jejího okolí*. Praha: Academia, 2001. ISBN 80-200-0835-7.
- [9] VRTEK, František. *Mechanika zemin Inženýrská geologie a hydrogeologie v praxi*. Brno: Geostav, 1998.

- [10] ČSN 73 1001. *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1988.
- [11] ČSN EN 1997-1 (731000) A Eurokód 7. *Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1, Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [12] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. 1. vyd. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012, 208 s. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [13] MIČA, Lumír. *Zemní konstrukce (se zaměřením na dopravní stavby)*. Brno: Zpracováno s podporou Fondu rozvoje vysokých škol (Projekt č. 1715/2004), 2004.
- [14] MASOPUST, Jan. *Speciální zakládání staveb 2. díl*. Brno: Akademické nakladatelství CERM[®], 2006, 150 s. ISBN 80-7204-489-3.
- [15] BOŠTÍK, Jiří. *Vybrané statě z geomechaniky (CF55)*. Brno: Vysoké učení technické, fakulta stavební, ústav geotechniky, 2013. Přednáška.
- [16] FINE, spol. s r. o. *Geo5 user guide cs.pdf*, ver. 18, www.fine.cz, 2014.
- [17] EKŠTEIN, Petr. *RIVERGARDEN OFFICE II/III dokumentace pro změnu stavby před dokončením – pozemní objekt SO V3, SO V6, Průvodní zpráva*. Praha, prosinec 2012.
- [18] MASOPUST, Jan a Věra Glisníková. *Zakládání staveb – Modul M01 Zakládání staveb*. Brno: Akademické nakladatelství CERM[®], 2007, 182 s. ISBN 80-7204-539-9.
- [19] HOLÍK, Ladislav. Zajištění stavební jámy pro administrativní budovu v Praze 8, Na Florenci. *Časopis ZAKLÁDÁNÍ*. 2002, roč. 14, č. 1. Dostupné z: <http://zakladani.cz/casopis/archiv/aktual/casbody11.htm>
- [20] ČSN EN 1536 (731031) A. *Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [21] ČSN EN 1538 (731061) A. *Provádění speciálních geotechnických prací – Podzemní stěny*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

- [22] ČSN EN 1992-1-1 (731201) A Eurokód 2. *Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1, Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [23] ČSN EN 1537 (731051) A. *Provádění speciálních geotechnických prací – Horninové kotvy*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [24] ČSN EN 1536 (731031) A. *Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [25] *GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS* [online]. Washington, 1999 [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/if99015.pdf>
- [26] Diaphragm Walls. *Bachy Solentache* [online]. © 2015 Bachy Soletanche Limited. All rights reserved. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://www.bacsol.co.uk/techniques/retaining-walls/diaphragm-walls/>
- [27] Malovanka 4. 5. 2007. *Městský okruh v Praze: Malovanka - Pelc Tyrolka* [online]. 5. 5. 2007 [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://mo.ttnz.cz/2007/05/malovanka-4kvetna-2007/>
- [28] DIAPHRAGM WALL CONSTRUCTION. *Johnny Xu Huiyi, Planning Engineer* [online]. © 2005 - 2011. Johnny Xu. All Rights Reserved. [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://www.p3planningengineer.com/productivity/diaphragm%20wall/diaphragm%20wall.all.htm>
- [29] Anchors. *Hayward Baker - Geotechnical Construction Engineering Solutions for Engineers & Contractors* [online]. 2014 [cit. 2015-01-10]. Dostupné z: <http://www.haywardbaker.com/WhatWeDo/Techniques/EarthRetention/Anchors/default.aspx>
- [30] PILES. *Zakládání staveb, a. s.* [online]. © 2008 - 2015 [cit. 2015-01-11]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/en/piles>

[31] ČSN ISO 690 (010197) A. *Informace a dokumentace – Pravidla pro bibliografické odkazy a citace informačních zdrojů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[32] *Geotechnický software Geo5* [počítačový program]. Ver. 18-14. Praha (Česká republika): Fine, s. r. o., 2015 [cit. 2015-01-11]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/ke-stazeni/instalace>

[33] *AutoCAD 2008* [program na CD-ROM]. Ver. 64-bit for Windows. San Rafael (USA): Autodesk, Inc., 2008 [cit. 2015-01-11].

SEZNAM SYMBOLŮ A ZKRATEK

Seznam použitých zkratk:

EC	eurokód
FS	stupeň stability
GP	geologický profil
HPV	hladina podzemní vody
IGP	inženýrsko-geologický průzkum
MKP	metoda konečných prvků
MS	mezní stav
MZT	metoda závislých tlaků
NAD	národní aplikační dokument
NP	návrhový přístup
PK	pažící konstrukce
PT	původní terén
RiGa	River Garden
UT	upravený terén

Seznam použitých symbolů:

α	[-]	reologický koeficient zeminy
α	$[-^\circ]$	sklon
α_i	$[-^\circ]$	sklon úseku smykové plochy
β	[-]	koeficient přenosu zatížení do paty piloty
γ	$[\text{Nm}^{-3}]$	objemová tíha zeminy v přirozeném uložení
γ_a	[-]	dílčí součinitel únosnosti předpjatých kotev
γ_b	[-]	součinitel redukce odporu na patě piloty
γ_c	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro beton
γ_s	[-]	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel, součinitel redukce odporu na plášti piloty
γ_{zb}	$[\text{Nm}^{-3}]$	objemová tíha železobetonu

γ_{SAT}	[Nm ⁻³]	saturovaná objemová tíha zeminy
δ	[-°]	třecí úhel na styku konstrukce zemina
ϵ_{cu3}	[-]	mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
ϵ_s	[-]	přetvoření vrstvy podélné výztuže
ϵ_{yd}	[-]	přetvoření, při kterém dosáhne výztuž návrhové hodnoty meze kluzu
ν	[-]	Poissonovo číslo
$\sigma_{\text{a,min}}$	[Pa]	minimální dimenzační tlak
σ_{il}	[Pa]	celková změna napjatosti za i-tým dílem konstrukce
σ_{l}	[-]	stupeň podélného vyztužení
σ_{ol}	[Pa]	rovnoměrné zatížení dílů konstrukce
τ_i	[Pa]	charakteristická velikost plášťového tření kořene kotvy
$\varphi_{\text{ef}}, \varphi_i$	[-°]	efektivní úhel vnitřního tření zeminy
a	[-]	geometrický parametr, regresní koeficient měrného plášťového tření
a	[m]	osová vzdálenost kotev
A	[m ²]	plocha průřezu
A_c	[m ²]	plocha betonového průřezu, plocha dříku piloty
A_p	[-]	součinitel vlivu koheze
A_{sl}	[m ²]	plocha tahové výztuže
A_{st}	[m ²]	plocha podélné výztuže
$A_{\text{s,min}}$	[m ²]	plocha minimálního vyztužení průřezu
$A_{\text{s,max}}$	[m ²]	plocha maximálního vyztužení průřezu
A_t	[m ²]	průřezová plocha táhla kotvy
b	[-]	regresní koeficient měrného plášťového tření
b	[m]	šířka konstrukce
b_i	[m]	šířka bloku zeminy
b_w	[m]	nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti
c_{ef}, c_i	[Pa]	efektivní soudržnost zeminy
$C_{\text{Rd,c}}$	[-]	součinitel smykové únosnosti
d	[m]	účinná výška průřezu, průměr vrtu pro kotvu, průměr dříku piloty
e	[-]	regresní koeficient pod patou piloty
E	[Pa]	modul pružnosti materiálu

E_{cm}	[Pa]	sečnový modul pružnosti betonu
E_{def}	[Pa]	deformační modul zemin
E_M	[Pa]	presiometrický modul zeminy
E_{oed}	[Pa]	edometrický modul zeminy
E_p	[Pa]	modul pružnosti drátů táhla kotev
E_s	[Pa]	sečnový modul deformace zeminy
f	[-]	regresní koeficient pod patou piloty
f_{cd}	[Pa]	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	[Pa]	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	[Pa]	charakteristická pevnost betonu v tahu
f_{tk}	[Pa]	charakteristická pevnost kotevního táhla v tahu
f_{yd}	[Pa]	návrhová pevnost oceli v tahu
f_{yk}	[Pa]	charakteristická pevnost oceli v tahu
G	[Pa]	modul pružnosti ve smyku
h	[m]	výška průřezu, vysazení piloty
h_v	[m]	úroveň hladiny podzemní vody
h_z	[m]	hloubka upraveného terénu
I	[m ⁴]	moment setrvačnosti
k	[-]	součinitel účinné výšky průřezu d
k_h	[-]	modul reakce podloží
l	[m]	délka konstrukce, délka táhla kotvy
l_k	[m]	délka kořene kotvy
L	[m]	délka piloty
m	[-]	koeficient strukturní pevnosti
M_{Ed}	[Nm]	návrhový ohybový moment
M_{Rd}	[Nm]	návrhová ohybová únosnost
p	[Pa]	konečný injektážní tlak
p_{max}	[Pa]	maximální tlak na konstrukci
P_0	[N]	zaručená síla pro napínání kotvy
P_a	[N]	předtížení kotvy
P_i	[N]	síly v jednotlivých pružinách

P_k	[N]	kotevní síla
$P_{k,max}$	[N]	maximální kotevní síla
P_p	[N]	zkušební síla
R	[N]	charakteristická hodnota svislého zatížení působícího v hlavě piloty
$R_{a,k}$	[N]	charakteristická únosnost kotvy proti vytažení
$R_{a,d}$	[N]	návrhová únosnost kotvy proti vytažení, návrhová konstrukční únosnost kotvy
R_{bu}	[N]	únosnost paty piloty odpovídající sednutí 25 mm
$R_{i,k}$	[N]	charakteristická konstrukční únosnost kotvy
R_{su}	[N]	mezní únosnost na plášti piloty
R_y	[N]	zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření
s_y	[m]	sedání odpovídající zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření
s_{25}	[m]	sednutí piloty velikosti 25 mm
t	[m]	tloušťka konstrukce
u	[m]	horizontální deformace konstrukce
u_i	[Pa]	pórový tlak na bloku zeminy
U_{bd}	[N]	návrhová únosnost paty piloty
U_{fd}	[N]	návrhová únosnost na plášti piloty
U_{vd}	[N]	svislá návrhová únosnost piloty
v_{min}	[N]	minimální smyková únosnost prvku bez podélné výztuže
V_d	[N]	svislé návrhové zatížení působící v hlavě piloty
V_{Ed}	[N]	návrhová posouvající síla
$V_{Rd,c}$	[N]	návrhová smyková únosnost prvku bez smykové výztuže
W_i	[N]	vlastní tíha bloku zeminy
x	[m]	poloha neutrální osy (vzdálenost od tlačného okraje prvku)
y	[m]	vodorovná deformace bodu i
y_a, y_p	[m]	mezní deformace vymezující oblast lineárně pružného chování zeminy
z	[m]	délka dílku konstrukce, úroveň hlavy kotvy pod terénem

SEZNAM ILUSTRACÍ

Obr. 1-1: Vyznačení polohy objektů River Garden II – III [1].....	11
Obr. 1-2: Vizualizace budovy River Garden III (v pozadí budova River Garden II) [2].....	12
Obr. 2-1: Rozsah provedených průzkumných prací v rámci objektů RiGa II – III [4]...	14
Obr. 2-2: Inženýrsko-geologický profil GP 1 [4]	16
Obr. 2-3: Inženýrsko-geologický profil GP 3 [4]	16
Obr. 3-1: Výpočetní schéma Winklerovského modelu ohebné pažící konstrukce [15]..	19
Obr. 3-2: Trilineární závislost velikosti zemního tlaku na deformaci [15].....	20
Obr. 3-3: Bishopova metoda – síly působící na i-tý proužek (jen od vlastní tíhy) [13]..	22
Obr. 3-4: Vnitřní stabilita jednonásobně kotvené pažící konstrukce [14]	23
Obr. 3-5: Statické schéma piloty pro stanovení návrhové únosnosti podle 1. MS [18]..	24
Obr. 3-6: a) Mezní zatěžovací křivka vrtané piloty b) Schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [18].....	25
Obr. 3-7: Schématický příčný řez stavební jámou [33]	27
Obr. 3-8: Požadavky na vertikální a horizontální uspořádání kotev [25]	28
Obr. 3-9: Výpočetní schéma – fáze 1: řez 2-2' L [32]	33
Obr. 3-10: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 1) – řez 2-2' L [32]..	33
Obr. 3-11: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 1) – řez 2-2' L [32]	34
Obr. 3-12: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 1) – řez 2-2' L [32]	34
Obr. 3-13: Výpočetní schéma – fáze 2: řez 2-2' L [32]	35

Obr. 3-14: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 2) – řez 2-2' L [32]..	36
Obr. 3-15: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 2) – řez 2-2' L [32]	36
Obr. 3-16: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 2) – řez 2-2' L [32]	36
Obr. 3-17: Výpočetní schéma – fáze 3: řez 2-2' L [32]	37
Obr. 3-18: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 3) – řez 2-2' L [32]..	38
Obr. 3-19: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 3) – řez 2-2' L [32]	38
Obr. 3-20: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 3) – řez 2-2' L [32]	38
Obr. 3-21: Schéma pro výpočet vnitřní stability kotevního systému – řez 2-2' L [32] ..	39
Obr. 3-22: Schéma pro výpočet vnější stability konstrukce – řez 2-2' L [32].....	39
Obr. 3-23: Výpočetní schéma – fáze 1: řez 2-2' P [32]	40
Obr. 3-24: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 1) – řez 2-2' P [32]..	40
Obr. 3-25: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 1) – řez 2-2' P [32]	41
Obr. 3-26: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 1) – řez 2-2' P [32]	41
Obr. 3-27: Výpočetní schéma – fáze 2: řez 2-2' P [32]	42
Obr. 3-28: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 2) – řez 2-2' P [32]..	43
Obr. 3-29: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 2) – řez 2-2' P [32]	43
Obr. 3-30: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 2) – řez 2-2' P [32]	43
Obr. 3-31: Výpočetní schéma – fáze 3: řez 2-2' P [32]	44
Obr. 3-32: Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace (fáze 3) – řez 2-2' P [32]..	45
Obr. 3-33: Vnitřní síly na konstrukci (fáze 3) – řez 2-2' P [32]	45

Obr. 3-34: Tlak na konstrukci, deformace (fáze 3) – řez 2-2' P [32]	45
Obr. 3-35: Schéma pro výpočet vnitřní stability kotevního systému – řez 2-2' P [32] ..	46
Obr. 3-36: Schéma pro výpočet vnější stability konstrukce – řez 2-2' P [32]	46
Obr. 3-37: Obálka vnitřních sil a deformací – 2-2' L [32]	47
Obr. 3-38: Obálka vnitřních sil a deformací – 2-2' P [32]	47
Obr. 3-39: Schéma navržené výztuže [33]	49
Obr. 3-40: Geometrie piloty – P1 [32]	53
Obr. 3-41: Mezní zatěžovací křivka piloty – P1 [32]	55
Obr. 3-42: Geometrie piloty – P2 [32]	56
Obr. 3-43: Mezní zatěžovací křivka piloty – P2 [32]	58
Obr. 3-44: Geometrie piloty – P3 [32]	59
Obr. 3-45: Mezní zatěžovací křivka piloty – P3 [32]	61
Obr. 4-1: Schématický postup provádění vyztužených podzemních stěn [26]	67
Obr. 4-2: Realizace vodících zídek podzemních stěn [27]	68
Obr. 4-3: Rýha mezi vodícími zídками napuštěná jílovou pažicí suspenzí [27]	68
Obr. 4-4: Koutová pažnice s navlečeným water-stopem [28]	69
Obr. 4-5: Realizace horninových kotev [29]	70
Obr. 4-6: Technologický postup provádění velkopřůměrových vrtaných pilot [30]	71

SEZNAM TABULEK

Tab. 2-1: Přehled vymezených geotechnických typů [4]	15
Tab. 2-2: Charakteristické hodnoty geotechnických parametrů zastižených zemin a hornin	18
Tab. 3-1: Součinitele redukce zatížení (F) [32]	29
Tab. 3-2: Součinitele redukce odporu (R) [32]	29
Tab. 3-3: Vstupní parametry zemin a hornin pro výpočet pažící konstrukce [32]	30
Tab. 3-4: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J102 [32]	31
Tab. 3-5: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]	31
Tab. 3-6: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 2 [32]	35
Tab. 3-7: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 3 [32]	37
Tab. 3-8: Posouzení vnitřní stability [32]	39
Tab. 3-9: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 2 [32]	42
Tab. 3-10: Parametry a geometrie navržených kotev – fáze 3 [32]	44
Tab. 3-11: Posouzení vnitřní stability [32]	46
Tab. 3-12: Přehled výsledků jednotlivých fází výpočtu.....	47
Tab. 3-13: Součinitele redukce zatížení (F) [32]	52
Tab. 3-14: Součinitele redukce odporu (R) [32]	52
Tab. 3-15: Charakteristické parametry zemin a hornin [32]	52
Tab. 3-16: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J102 [32]	54

Tab. 3-17: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P1 [32]	55
Tab. 3-18: Body zatěžovací křivky [32]	55
Tab. 3-19: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]	57
Tab. 3-20: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P2 [32]	58
Tab. 3-21: Body zatěžovací křivky [32]	58
Tab. 3-22: Geologický profil a přiřazení zemin (hornin) – sonda J103 [32]	60
Tab. 3-23: Vstupní data pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty – P3 [32]	61
Tab. 3-24: Body zatěžovací křivky [32]	61
Tab. 3-25: Minimální vyztužení železobetonových vrtaných pilot a příčná výztuž [20]	62
Tab. 3-26: Návrh podélné výztuže piloty	62
Tab. 3-27: Návrh příčné výztuže piloty	63
Tab. 3-28: Výpočet krytí pro stanovení min. světlé vzdálenosti prutů podélné výztuže	63
Tab. 3-29: Posouzení min. a max. vzdálenosti podélné a příčné výztuže	63
Tab. 3-30: Přehled navržených pilot	64
Tab. 3-31: Minimální délka vetknutí piloty do horniny třídy R3 pro zajištění vypočteného sednutí	64
Tab. 3-32: Přehled celkových únosností navržených pilot	65

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č. 1:	Výkres zajištění stavební jámy a založení objektu RiGa III
Příloha č. 2:	Výkres výztuže piloty – P1
Příloha č. 3:	Výkres výztuže piloty – P2
Příloha č. 4:	Výkres výztuže piloty – P2*
Příloha č. 5:	Výkres výztuže piloty – P3
Příloha č. 6:	Výkres výztuže podzemní stěny