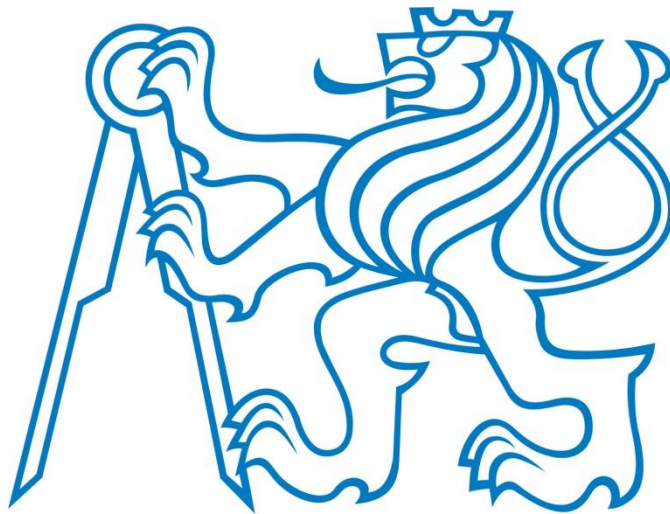


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



Bakalářská práce

Založení polyfunkčního objektu v Praze

Foundation of multifunctional building in Prague

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Student: Roman Antoš

Vedoucí práce: Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Antoš Jméno: Roman Osobní číslo: 409728
Zadávající katedra: K135 - Katedra geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

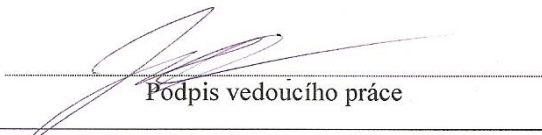
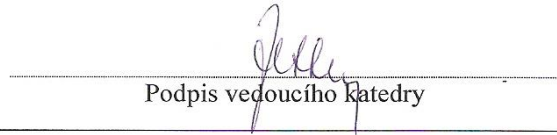
II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Založení polyfunkčního objektu v Praze
Název bakalářské práce anglicky: Foundation of multifunctional building in Prague
Pokyny pro vypracování:

- rozbor IG průzkumu
- návrh stavební jámy
- návrh základové konstrukce

Seznam doporučené literatury:
ČSN EN 1997-1
Zakládání staveb, P. Turček a kol., 2005


Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.
Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2016 Termín odevzdání bakalářské práce: 22.5.2016

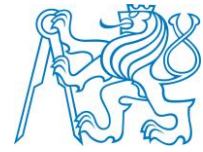
 Podpis vedoucího práce
 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

1.3.2016
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)



Poděkování:

Zde bych chtěl poděkovat svému vedoucímu bakalářské práce Ing. Danielu Jiráskovi, Ph.D., za metodické vedení práce a cenné rady, které mi poskytl při zpracování této práce.



Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně a veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 15. 5. 2016

.....

Roman Antoš



Abstrakt

Cílem této bakalářské práce je zajištění stavební jámy a založení polyfunkčního objektu v Praze. Zajištění stavební jámy je řešeno ve dvou variantách, první způsob je záporové pažení v místech malého přetížení povrchu terénu a druhý způsob zajištění je souvislá pilotová tangenciální stěna v místech, kde sousední zástavba přiléhá až ke stavební jámě řešeného objektu. Součástí práce je porovnání jednotlivých návrhových přístupů s mezních stavem použitelnosti u západní strany stavební jámy. Dále je navržen vhodný způsob založení objektu.

Klíčová slova

Stavební jáma, záporové pažení, souvislá pilotová tangenciální stěna, kotva, piloty,



Abstract

The purpose of this bachelor work is to ensure the construction pit and foundation of multifunctional building in Prague. Ensuring construction pit is solved in two variants, the first way is braced timbering in places small load ground surface and the second way is to ensure continuous tangential pile wall in places where the neighbouring building adjacent to the construction pit of solved object. Part of this work is to compare the various design approaches with to serviceability limit state for west side of the construction pit. Then it was designed suitable foundation of multifunctional building.

Keywords

Construction pit, braced timbering, continuous tangential pile wall, anchor, piles



OBSAH

1.	Úvod	1
2.	Charakteristika objektu a jeho okolí.....	2
2.1	Popis objektu a jeho konstrukční řešení	2
2.2	Inženýrskogeologické poměry lokality	2
2.2.1	Průzkumné práce	3
2.2.2	Geologické poměry	4
2.2.3	Hydrogeologické poměry	6
2.2.4.	Technické závěry	6
3.	Výpočet zatížení od přiléhajících objektů	9
3.1	Zatížení působící na Z.S.	9
3.2	Shrnutí zatížení.....	13
4.	Stavební jáma	13
4.1	Výběr pažící konstrukce	13
4.2	Záporové pažení západní strany	15
4.2.1	Předběžný návrh pažících stěn.....	15
4.2.2	Fáze výstavby	15
4.2.3	Porovnání	16
4.2.4	Návrh a posouzení zápory.....	17
4.2.5	Návrh a posouzení pažin	18
4.2.6	Návrh a posouzení převázek:	19
4.2.7	Návrh a posouzení kotvení.....	20
4.2.8	Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině.....	22
4.2.9	Vnější stabilita svahu	23
4.3	Záporové pažení východní stany	24
4.3.1	Předběžný návrh pažících stěn.....	24
4.3.2	Fáze výstavby	24
4.3.3	Porovnání	25
4.3.4	Návrh a posouzení zápory	26
4.3.5	Návrh a posouzení pažin	27
4.3.6	Návrh a posouzení převázek:	28



4.3.7	Návrh a posouzení kotvení.....	29
4.3.8	Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině.....	30
4.3.9	Vnější stabilita svahu.....	30
4.4	Pilotová tangenciální stěna objektu A.....	31
4.4.1	Předběžný návrh	31
4.4.2	Fáze výstavby	32
4.4.3	Porovnání	33
4.4.4	Návrh a posouzení převážek:	33
4.4.5	Návrh a posouzení kotvení.....	35
4.4.6	Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině.....	36
4.4.7	Vnější stabilita svahu.....	36
4.5	Deformace základu objektu A	37
4.5.1	Vytvoření modelu.....	37
4.5.2	Fáze modelu	38
4.5.3	Výsledné deformace základu objektu A.....	41
4.5.4	Natočení základu	44
5.	Založení objektu	45
5.1	Odvodnění	45
5.2	Model nosné konstrukce objektu	45
5.3	Zatížení konstrukce	46
5.4	Model Soilin.....	47
5.5	Únosnost a sedání pilot.....	49
5.5.1	Výpočet piloty na základě 1. skupiny mezních stavů	50
5.5.2	Výpočet piloty na základě 2. skupiny mezních stavů	50
6.	Technologie provádění záporového pažení a pilot	54
6.1	Záporové pažení	54
6.1.1	Vytyčení a osazení do vrtu	54
6.1.2	Hloubení	55
6.1.3	Kotvení konstrukce.....	55
6.2	Piloty.....	56
7.	Závěr	58



1. Úvod

Základové konstrukce (někdy i stavební jáma) jsou součástí každé stavby. Tvoří nejspodnější část stavby, a proto na nich závisí celé chování stavby. Z tohoto hlediska je důležité, aby byly navrženy co nejlépe, což je předmětem této práce.

Jedná se o založení polyfunkčního objektu v Praze 10 v proluce mezi ulicemi Petrohradská a Novgorodská. Obsahem této práce je návrh alternativního řešení založení, dnes již ve fázi výstavby uvažovaného objektu. Úkolem bylo vyřešení vhodného způsobu zajištění stavební jámy s ohledem na přiléhající zástavbu zasahující téměř ke stavební jámě, vyhodnocení jednotlivých posouzení a vhodný způsob založení objektu. Práce je rozdělena do několika částí.

Jednotlivé části jsou charakteristika objektu a jeho okolí, následuje výpočet zatížení přiléhajících objektů, dále stavební jáma, založení objektu, technologie provádění.

Cílem práce je návrh geotechnických konstrukcí, které se skládají z betonových, ocelových a dřevěných konstrukcí. Vzhledem k širokému rozsahu problematiky byla hlavní pozornost věnována pažicím konstrukcím a založení na pilotách. Řešení dimenzace bílé vany nebylo provedeno, pouze byly stanoveny momenty a deformace na základovou desku. Dále nebyly z důvodů časové náročnosti řešeny všechny části stavební jámy a založení objektu, ale především byly řešeny ty kritické z pohledu maximálního zatížení.

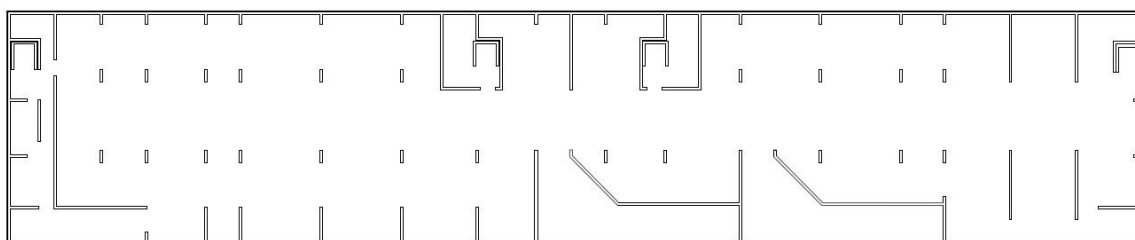


2. Charakteristika objektu a jeho okolí

2.1 Popis objektu a jeho konstrukční řešení

Řešená budova je novostavbou multifunkčního objektu v Praze 10, Petrohradská. Místo výstavby je v proluce, spojující dvě ulice Petrohradská a Novgorodská. Ke každému rohu pozemku přiléhá stávající objekt. Uvažovaný objekt má rozměry zhruba 106 x 21 m se 2 podzemními a 3 až 7 nadzemními podlažími v závislosti na poloze v objektu. Podzemní patra jsou uvažovaná pro garážová stání, technické místnosti a sklepní prostory. Podzemní a nadzemní podlaží spojují 2 jednosměrné rampy pro vozidla. V 1. nadzemním podlaží jsou obchodní jednotky a pasáž v podélném směru spojující ulice Petrohradskou a Novgorodskou. V ostatních nadzemních podlažích jsou bytové jednotky.

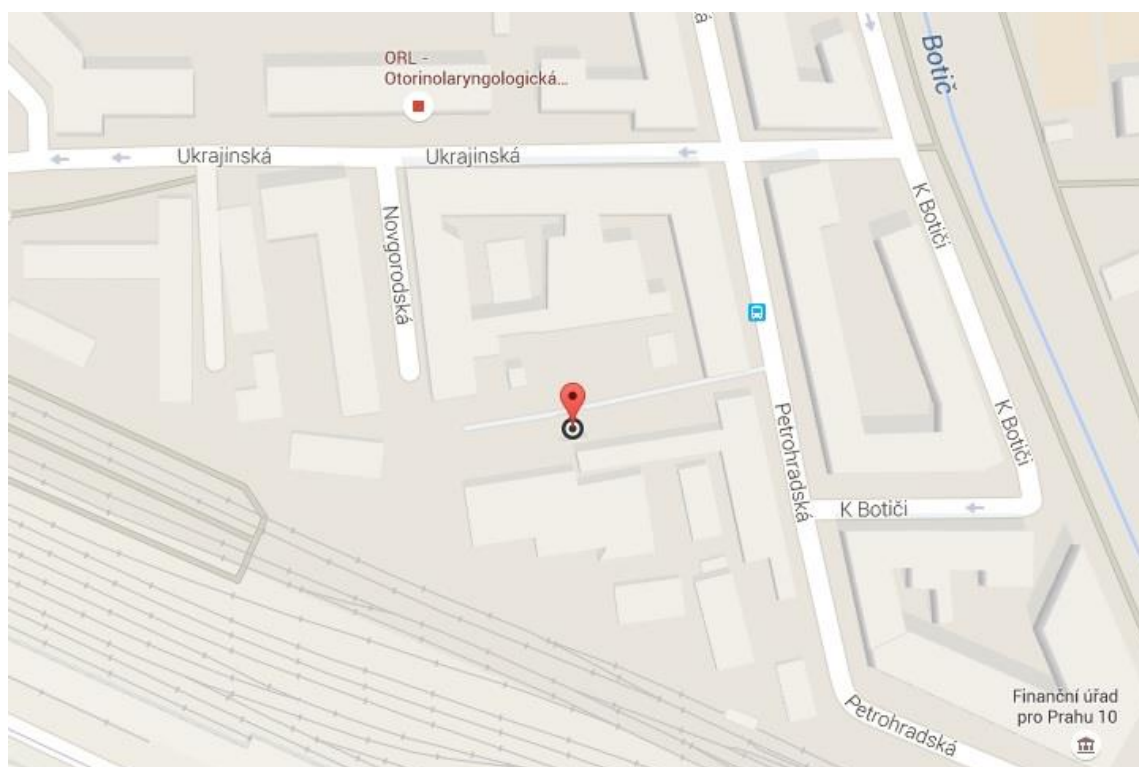
Nosná konstrukce je navržena železobetonová, v podzemních podlažích jako bílá vana. Konstrukční stěnový systém ve všech podlažích přechází z 1. NP do 1. PP do kombinovaného systému stěna – sloup. Šířky svislých nosných konstrukcí jsou 250 mm pro sloupy a 150 – 300 mm pro stěny. Vodorovné nosné konstrukce jsou v tloušťkách 200-250 mm.



Obr. č. 1: Půdorys 2. PP (zdroj: autor)

2.2 Inženýrskogeologické poměry lokality

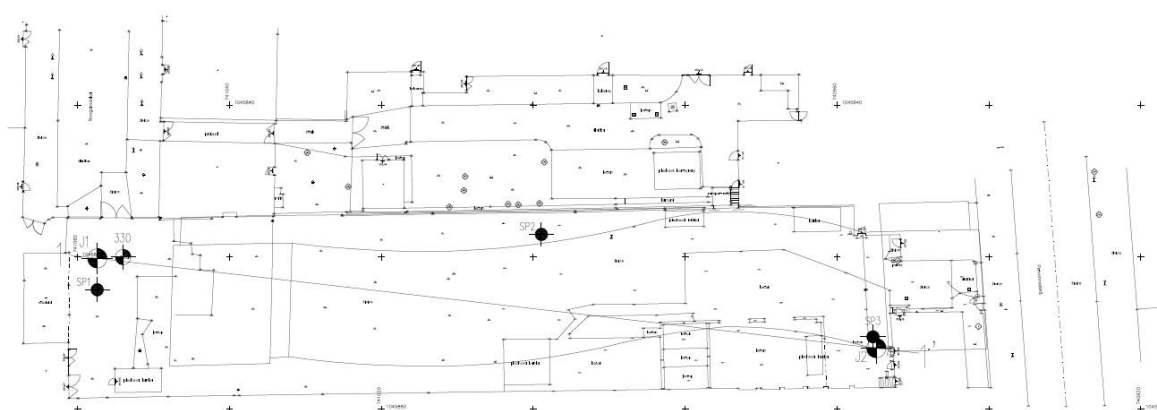
Zájmové území uvažované výstavby se nachází v Praze 10, mezi ulicemi Petrohradská a Novgorodská (parcely č. 2041 a 2042). Schéma pozemku je možné vidět na následujícím obrázku. V této kapitole uvedu nadále pomocí získaných rešerší z inženýrskogeologického průzkumu průzkumné práce, geologické poměry, hydrogeologické poměry a technické závěry, které budou vstupními parametry pro návrh geotechnických konstrukcí.



Obr. č. 2: Poloha polyfunkčního objektu v Praze 10, Petrohradská (zdroj: [6])

2.2.1 Průzkumné práce

Při průzkumných pracích byly vytýčeny a provedeny 2 jádrové vrty (J1 a J2) firmou RNDr. Pavel Podpěra HUPO-IGS, vrtmistr J. Hořava. Vrty byly vyhloubeny do hloubky 11 m (J1) a 9 m (J2). Dále 3 sondy polní statické penetrace (SP1, SP2 a SP 3) provedené firmou Terratest s.r.o., vedoucí Ing. K. Herrmann. Hloubka sond byla od 9,4 do 12,4 m. Při vrtání byl přítomen geolog, který během provádění prací popisoval vytěžené jádro. Zeminy z jádrových vrtů a sond byly rozhodující pro určení základních geotechnických vlastností. Místa provedených vrtů a sond jsou podrobně vidět ze situace na níže uvedeném obrázku. ^[1]



Vysvětlivky:

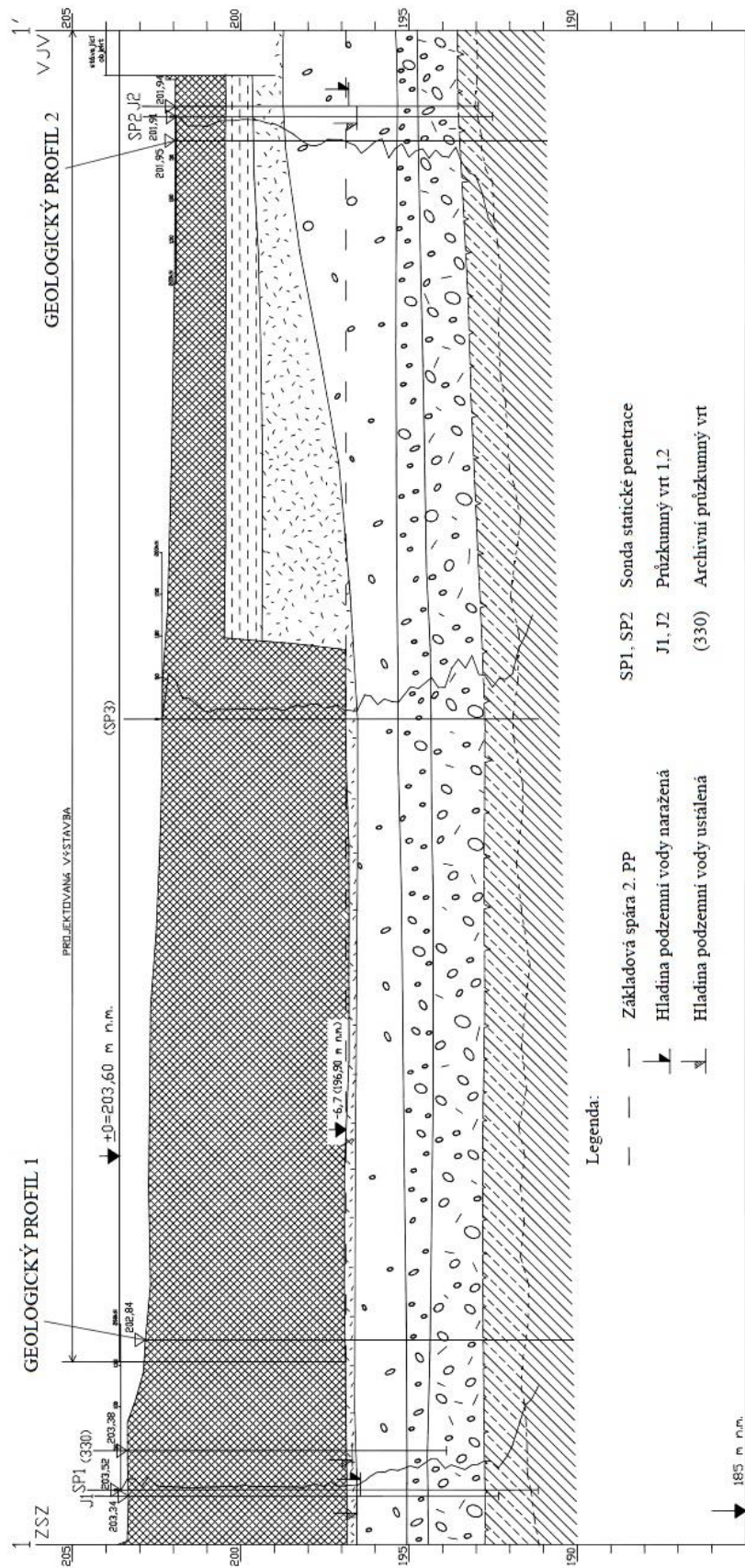
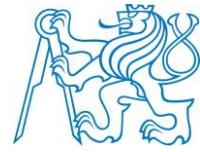


Obr. č. 3: Situace vrtů a sond (zdroj: [1])

2.2.2 Geologické poměry

Zájmové území uvažované výstavby je zhruba rovinné, mírně svažující se směrem od západu k východu (nadmořské výšky se zde pohybují v rozmezí cca 202 až 203 m n. m.). Pokryvné útvary jsou zde zastoupeny v největší míře fluvialními sedimenty. Svrchní část je zde především v podobě navážky písčité až hlinitopísčité, středně ulehlé, přirozeně vlhké až zavlhlé, obsahující výrazný podíl stavebního odpadu a staré základové konstrukce. Nejvýznamnějším sedimentem pro tuto oblast jsou terasové uloženiny, které jsou v úrovni 3,2-6,8 m pod terénem. Terasové uloženiny lze charakterizovat třemi základními vrstvami: terasové písky, písky s výraznou příměsí štěrku a štěrky s hlinitojílovitou až jílovitou výplní. ^[1]

Skalní podloží je zastoupeno horninami z jílovitých až prachovitojílovitých břidlic (až prachovců). Vrstvy jsou o mocnosti 5-10 cm, kusově rozpadatelné v závislosti na stupni zvětrání. Skalní podloží, s mírným zvlněním bylo nalezeno v úrovni 8,4-10,6 m pod terénem. Horninu tvoří od nejsvrchnější vrstvy tmavě šedé zvětralé prachovitojílovité břidlice. S narůstající hloubkou skalního podloží klesá zvětrání horniny. ^[1]



Obr. č. 4: Inženýrskogeologický řez 1-1' (zdroj: vlastní úprava za použití [7])



2.2.3 Hydrogeologické poměry

Podzemní voda je ovlivněna geologickou stavbou především vrstevnatým podložím terasových sedimentů. Hladinu podzemní vody určují místní kolektory, které pomáhají k utvoření volné hladiny. Výskyt hladiny podzemní vody se zde pohybuje v rozmezí 5,1-6,8 m pod terénem, je ovšem potřeba předvídat nestálost hladiny podzemní vody během střídání ročních období, a proto uvažovat kolísání $\pm 0,5$ m. Zde bych chtěl upozornit, že během realizace byla HPV zastižena až cca 1 m pode dnem stavební jámy.^[1]

Označení vrtu	Rok provedení	hloubka vrtu [m]	terén m n.m.	naražená		ustálená	
				<i>m p.t.</i>	<i>m n.m.</i>	<i>m p.t.</i>	<i>m n.m.</i>
<i>J 1</i>	<i>2007</i>	<i>11,0</i>	<i>203,340</i>	<i>6,9</i>	<i>196,440</i>	<i>6,80</i>	<i>196,540</i>
<i>J 2</i>	<i>2007</i>	<i>9,0</i>	<i>201,940</i>	<i>5,4</i>	<i>196,540</i>	<i>5,15</i>	<i>196,790</i>
<i>330</i>	<i>1964</i>	<i>9,5</i>	<i>203,380</i>	<i>6,7</i>	<i>196,680</i>	<i>---</i>	<i>---</i>

Tab. č. 1: Naměřené hladiny podzemní vody (zdroj: [1])

Naražená hladina podzemní vody v místě provedení vrtu J1 (úroveň terénu 203,340 m n. m.) byla naměřena v úrovni 6,9 m pod terénem a ustálená je naměřena v 6,8 m pod terénem. Uvažovaná hladina podzemní vody je tedy 196,540 m n. m. Základová spára bude v úrovni -6,7 m (tj. 196,900 m n. m.) vzhledem k projektované $\pm 0,000 = 203,600$ m n. m., náběhy základové desky v úrovni -7,05 m a šachty s dojezdy výtahů v -7,8 m. Z tohoto měření vyplývá, že stávající objekt bude založen pod trvalou hladinou podzemní vody. Stavební jáma v průběhu výstavby i spodní stavba po ukončení výstavby bude muset být navržena proti pronikání vody konstrukcí po celou dobu její životnosti.

2.2.4. Technické závěry

2.2.4.1. Inženýrskogeologické poměry (zatřídění dle ČSN 73 1001)

V následujících tabulkách jsou pro přehlednost uvedené parametry zemin a hornin rozdělené do 4 základních a podrobněji do 8 geotechnických typů. Uvedené zeminy a horniny jsou rozděleny tak, aby co nejvíce vystihovaly a zachovaly geotechnicko-litologické prostředí uvažovaného zájmového prostředí. Základní charakteristiky jsou popsány ve 2 následujících tabulkách č. 3.1 pro zeminy a č. 3.2 pro horniny.^[1]



Geotechnický typ	GT 2.1	GT 2.2	GT 3.1	GT 3.2	GT 3.3
Zatřídění dle ČSN 73 1001	F4 CS (S5 SC)	S4 SM	S3 S-F	S3 S-F (G3 G-F)	G5 GC (G4 GM)
Konzistence:	tuhá až pevná	--- středně ulehlý až ulehlý	---	--- ulehlý (zvodnělý)	--- ulehlý (zvodnělý)
Ulehlost:	---	($I_D = 0,4-0,9$)	ulehlý		
Objemová tíha γ_n [kN.m ⁻³]	18,5	18,0	18,0-18,5	18,5	18,5-19,0
Poissonovo č. ν [1]	0,35	0,30	0,32-0,28	0,27-0,26	0,30-0,28
Úhel vnitřního tření ϕ' [°] ϕ_u [°]	22-24 0	26-29 ---	31-33 ---	34-35 ---	32-34 ---

Tab. č. 2: Doporučené charakteristiky zemín dle IG průzkumu (vlastní úprava za použití IGP) (zdroj: vlastní úprava za použití [1])

Geotechnický typ	GT 4.1	GT 4.2
Zatřídění dle ČSN 73 1001	R5	R4
Objemová tíha γ_n [kN.m ⁻³]	21,0-23,0	22,0-24,0
Poissonovo č. ν [1]	0,29-0,26	0,24-0,21
Pevnost v prostém tlaku σ_c [MPa]	2,5-4,0	5,0-7,0
Úhel vnitřního tření ϕ' [°]	(20-30)	(25-32)
Soudržnost c' [kPa]	(30-60)	(50-150)
Modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	65-100	110-170
Opravný součinitel přetížení m	0,3	0,3
Součinitel kvality r	3,0-5,0	6,0-6,8
Vliv hustoty diskontinuit p	3,0	3,0
Tab.výpočtová únosnost R_{dt} [MPa]	0,2-0,3	0,3-0,4

Tab. č. 3: Normové charakteristiky hornin (vlastní úprava za použití IGP) (zdroj: vlastní úprava za použití [1])

2.2.4.2 Základové poměry

Stavební záměr uvažuje výstavbu polyfunkčního objektu o rozměrech zhruba 105x21 m. Objekt bude obsahovat 2 podzemní podlaží a 7 nadzemních podlaží. Základová spára leží v těsné blízkosti HPV a náběhy základové desky s šachtami dojezdů výtahů pod HPV. Na základě provedených průzkumných prací a jejich vyhodnocení pro základové podmínky objekt zařazují do 3. geotechnické kategorie v souladu s normou ČSN EN 1997-1^[14], článkem 2.1 (20) a (21).

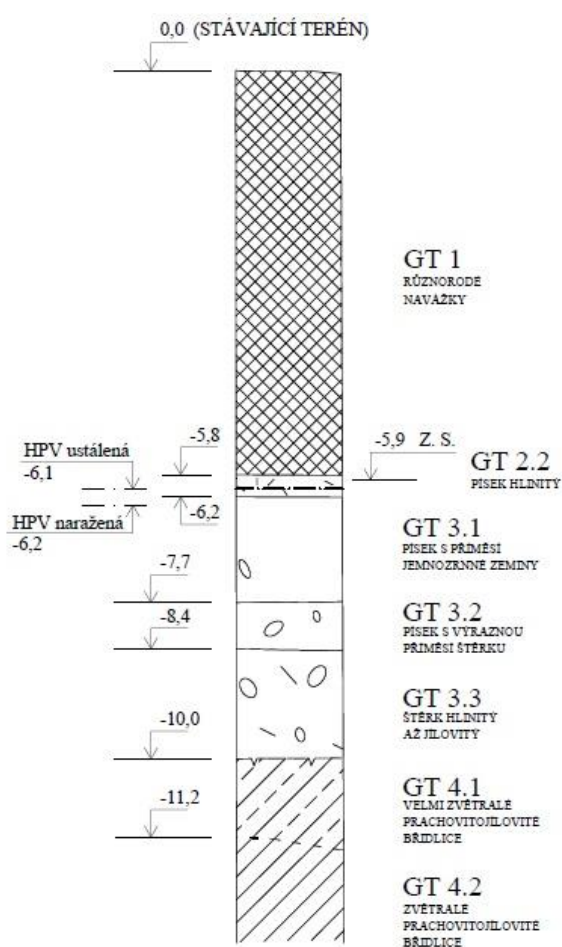
V souladu s dříve používanou, dnes již neplatnou ČSN 73 1001^[13] "Základová půda pod plošnými základy", je třeba základové poměry výstavby klasifikovat jako složité.



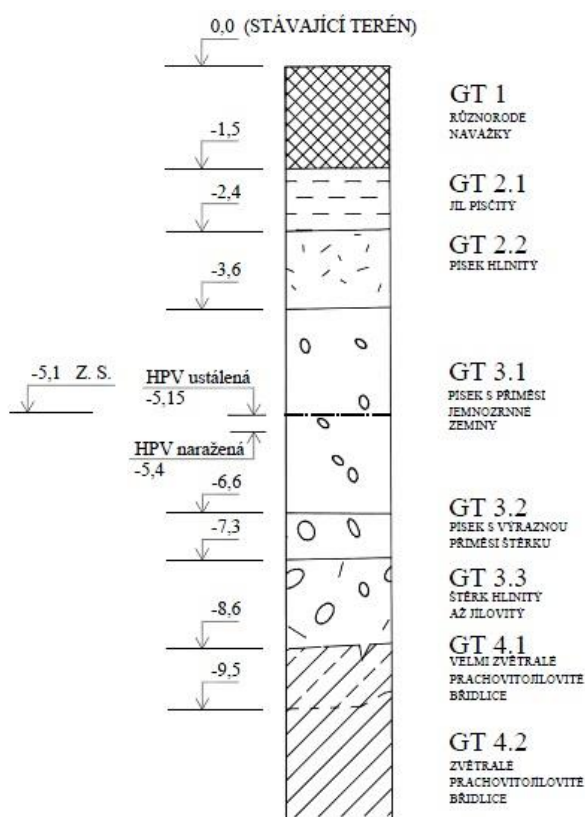
2.2.4.3 Návrhové geologické profily

Z důvodu razantní změny geologického profilu v podélném směru uvažované výstavby nadále budu ve výpočtech uvažovat 2 zvolené návrhové geologické profily pro návrh geotechnických konstrukcí. Jejich geologické souvrství je shodné s místy vrtů, pouze s rozdílnými úrovněmi terénu z důvodu členitosti terénu.

Jsou to návrhový geologický profil 1 a návrhový geologický profil 2, jejichž umístění je možné vidět v inženýrsko-geologickém řezu 1-1'.



Obr. č. 5: Návrhový geologický profil 1 pro návrh geotechnických konstr. (zdroj: autor)



Obr. č. 6: Návrhový geologický profil 2 pro návrh geotechnických konstr. (zdroj: autor)

Po vyhodnocení výsledků provedeného inženýrsko-geologického průzkumu lze konstatovat, že si stavba zasloužila kvalitnější provedení inženýrsko-geologických prací, např. provedení většího počtu vrtů a do větších hloubek. Dále by měly být provedeny laboratorní zkoušky pro stanovení E_{def} a smykových parametrů. Klasifikace zemin by měla být provedena na základě zrnitostního rozboru a indexových zkoušek.

3. Výpočet zatížení od přiléhajících objektů

3.1 Zatížení působící na Z. S.

Při výpočtu tlaků působících na konstrukce záporového pažení a pilotových tangenciálních stěn v programu GEO – Pažení posudek jsem uvažoval zatížení způsobené přiléhajícími objekty v rozích stavební jámy. Každá budova je z jiného konstrukčního systému s jinými konstrukčními výškami, a proto jsem napočítal nejnepříznivější možnost působení zatížení do základových konstrukcí, které následně vyvozují v zemině napětí, které nepříznivě ovlivňuje návrh pažení a stěn. Pro každý přiléhající objekt jsem podle vizuálního kontaktu na místě stavby určil parametry



pro výpočet zatížení s nejnepříznivější kombinací. Charakteristiky objektů jsem určil následovně.

Přiléhající objekt A

- vzdálenost od pilotové tangenciální stěny $x = 0,25$ m
- 5 nadzemních pater, 1 podzemní patro
- zděná konstrukce, K.V. = 3,0 m
- rozpon $l = 5$ m
- tloušťka stropů = 0,2 m
- tloušťka zdiva 0,4 m
- užité zatížení (kat. A) $q_k = 1,5$ kN/m²
- užité zatížení (kat. H) $q_k = 0,75$ kN/m²
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m²

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	g_k [kN/m']	počet pater	f_k [kN/m']	γ_F	f_d [kN/m']
Stálé								
Zdivo	0,4*1*1*18	7,20	2,80	20,16	6	120,96	1,35	163,30
Strop	0,2*1*1*25	5,00	2,90	14,50	6	87,00	1,35	117,45
Střešní plášť		1,20	2,90	3,48	1	3,48	1,35	4,70
Podlahy		1,50	2,50	3,75	5	18,75	1,35	25,31
Příčky		1,00	2,50	2,50	5	12,50	1,35	16,88
Proměnné								
Užité (kat. A)		1,50	2,50	3,75	5	18,75	1,50	28,13
Užité (kat. H)		0,75	2,90	2,18	1	2,18	1,50	3,26
Celkem						263,62		359,02

Tab. č. 4: Přiléhající objekt A (zdroj: autor)

Přiléhající objekt B

- vzdálenost od pilotové tangenciální stěny $x = 0,25$ m
- 4 nadzemní patra, 1 podzemní patro
- zděná konstrukce, K.V. = 4,0 m
- rozpon $l = 5$ m
- tloušťka stropů = 0,4 m
- tloušťka zdiva 0,6 m (průměr pro všechna podlaží)
- užité zatížení (kat. A) $q_k = 1,5$ kN/m²
- užité zatížení (kat. H) $q_k = 0,75$ kN/m²
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m²



Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	g_k [kN/m']	počet pater	f_k [kN/m']	γ_F	f_d [kN/m']
Stálé								
Zdivo	0,6*1*1*18	10,80	4,00	43,20	5	216,00	1,35	291,60
Strop		2,00	2,50	5,00	5	25,00	1,35	33,75
Střešní plášť		1,20	2,90	3,48	1	3,48	1,35	4,70
Podlahy		1,50	2,50	3,75	4	15,00	1,35	20,25
Příčky		1,00	2,50	2,50	4	10,00	1,35	13,50
Proměnné								
Užitné (kat. A)		1,50	2,50	3,75	4	15,00	1,50	22,50
Užitné (kat. H)		0,75	2,90	2,18	1	2,18	1,50	3,26
Celkem						286,66		389,56

Tab. č. 5: Přiléhající objekt B (zdroj: autor)

Přiléhající objekt C

- vzdálenost od pilotové tangenciální stěny $x = 0,25$ m
- 2 nadzemní patra, 1 podzemní patro
- zděná konstrukce, K.V. = 3,0 m
- rozpon $l = 5$ m
- tloušťka stropů = 0,2 m
- tloušťka zdiva 0,4 m
- užitné zatížení (kat. A) $q_k = 1,5$ kN/m²
- užitné zatížení (kat. H) $q_k = 0,75$ kN/m²
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m²

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	g_k [kN/m']	počet pater	f_k [kN/m']	γ_F	f_d [kN/m']
Stálé								
Zdivo	0,4*1*1*18	7,20	2,80	20,16	3	40,32	1,35	54,43
Strop	0,2*1*1*25	5,00	2,90	14,50	3	29,00	1,35	39,15
Střešní plášť		1,20	2,90	3,48	1	3,48	1,35	4,70
Podlahy		1,50	2,50	3,75	2	3,75	1,35	5,06
Příčky		1,00	2,50	2,50	2	2,50	1,35	3,38
Proměnné								
Užitné (kat. A)		1,50	2,50	3,75	2	3,75	1,50	5,63
Užitné (kat. H)		0,75	2,90	2,18	1	2,18	1,50	3,26
Celkem						84,98		115,61

Tab. č. 6: Přiléhající objekt C (zdroj: autor)



Přiléhající objekt D

- 3 nadzemní patra, 1 podzemní patro
- ostatní viz objekt C

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	g_k [kN/m']	počet pater	f_k [kN/m']	γ_F	f_d [kN/m']
Stálé								
Zdivo	0,4*1*1*18	7,20	2,80	20,16	4	60,48	1,35	81,65
Strop	0,2*1*1*25	5,00	2,90	14,50	4	43,50	1,35	58,73
Střešní plášť		1,20	2,90	3,48	1	3,48	1,35	4,70
Podlahy		1,50	2,50	3,75	3	7,50	1,35	10,13
Příčky		1,00	2,50	2,50	3	5,00	1,35	6,75
Proměnné								
Užitné (kat. A)		1,50	2,50	3,75	3	7,50	1,50	11,25
Užitné (kat. H)		0,75	2,90	2,18	1	2,18	1,50	3,26
Celkem						129,64		176,46

Tab. č. 7: Přiléhající objekt D (zdroj: autor)

Přiléhající objekt E

- vzdálenost od pilotové tangenciální stěny $x = 5$ m
- 2 nadzemní patra
- zděná konstrukce, K. V. = 4,0 m
- rozpon $l = 12$ m
- tloušťka stropů = 0,3 m
- tloušťka zdiva 0,5 m
- užitné zatížení (kat. E1) $q_k = 7,5$ kN/m²
- užitné zatížení (kat. H) $q_k = 0,75$ kN/m²
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m²

Zatížení	výpočet	g_k [kN/m ²]	zatěžovací šířka [m]	g_k [kN/m']	počet pater	f_k [kN/m']	γ_F	f_d [kN/m']
Stálé								
Zdivo	0,5*1*1*18	9,00	3,70	33,30	2	66,60	1,35	89,91
Strop	0,3*1*1*25	7,50	6,50	48,75	2	97,50	1,35	131,63
Střešní plášť		0,60	6,50	3,90	1	3,90	1,35	5,27
Podlahy		1,50	6,00	9,00	1	9,00	1,35	12,15
Proměnné								
Užitné (kat. E1)		7,50	6,00	45,00	1	45,00	1,50	67,50
Užitné (kat. H)		0,75	6,50	4,88	1	4,88	1,50	7,31
Celkem						226,88		313,76

Tab. č. 8: Přiléhající objekt E (zdroj: autor)



3.2 Shrnutí zatížení

Celková návrhová zatížení působící do základových spár stávajících přiléhajících objektů jsou sjednocena do tabulky č. 8.

Napětí v základové spáře						
Objekt	f_k [kN/m']	f_d [kN/m']	šířka Z. S. [m]	hloubka Z. S. pod terénem [m]	Napětí v Z. S. [kPa]	
					Charakteristické	Návrhové
A	263,62	359,02	0,90	-3,90	292,91	398,91
B	286,66	389,56	0,90	-3,80	318,51	432,85
C	84,98	115,61	1,00	-3,00	84,98	115,61
D	129,64	176,46	1,00	-3,00	129,64	176,46
E	226,88	313,76	1,20	-1,20	189,06	261,47

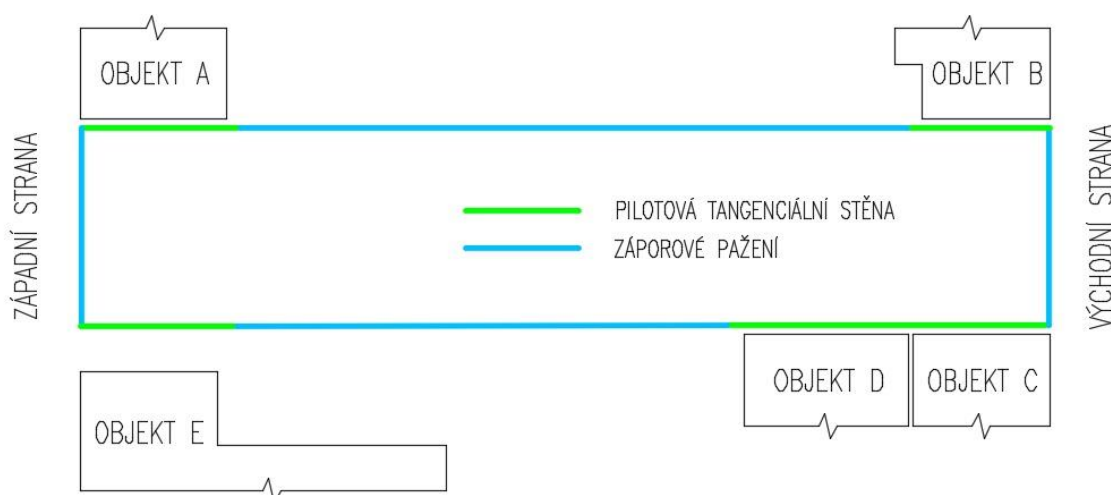
Tab. č. 9: Napětí v základové spáře. (zdroj: autor)

Pro návrh pažící konstrukce u stávajících objektů se budu zabývat nepříznivě zatíženým objektem A, z důvodu velkého napětí v základové spáře a velkým rozdílem výšek mezi základovou spárou objektu A a úrovní vyhloubení stavení jámy.

4. Stavební jáma

4.1 Výběr pažící konstrukce

V uvažovaném místě výstavby v proluce není dostatečné místo pro vytvoření svahované jámy, je zde tedy navržena pažená stavební jáma. Volba záporového pažení je navržena s dočasnými kotvami v 1. úrovni pro místa bez přímého kontaktu s okolní zástavbou. Pilotové tangenciální pilotové stěny jsou kotvené v 1. úrovni dočasnými kotvami v místě zástavby přiléhajících objektů A – E. Pilotová tangenciální stěna je navržena tak, aby přesahovala minimálně o dva průměry pilot od rohů přiléhajících objektů.



Obr. č. 7: Schéma navržených pažících konstrukcí (zdroj: autor)

Při výpočtu zemních tlaků záporového pažení a pilotových stěn se počítají tlaky na 1 bm konstrukce, ale pode dnem stavební jámy jsou přenásobovány hodnotou k – koeficient redukce tlaků pod dnem jámy. Tuto hodnotu je možné zadat nebo automaticky dopočítat. Zvolil jsem první variantu a koeficient k jsem spočetl podle následujícího vztahu:

$$k = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot d + 0,5)}{a} \quad [2]$$

- záporová stěna s kruhovými pilotami: průměr vrtu $d = 0,6$ m

osová vzdálenost vrtů pilot $a = 2$ m

$$k = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot d + 0,5)}{a} = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot 0,6 + 0,5)}{2} = 0,63$$

- pilotová tangenciální stěna: průměr piloty $d = 0,6$ m

osová vzdálenost pilot $a = 0,6$ m

$$k = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot d + 0,5)}{a} = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot 0,6 + 0,5)}{0,6} = 2,1$$

Platí podmínka, že $k \leq 1$. Uvažovaný koeficient k pro pilotovou tangenciální stěnu je rovný 1 a pro záporové pažení východní i západní strany je $k = 0,63$.



4.2 Záporové pažení západní strany

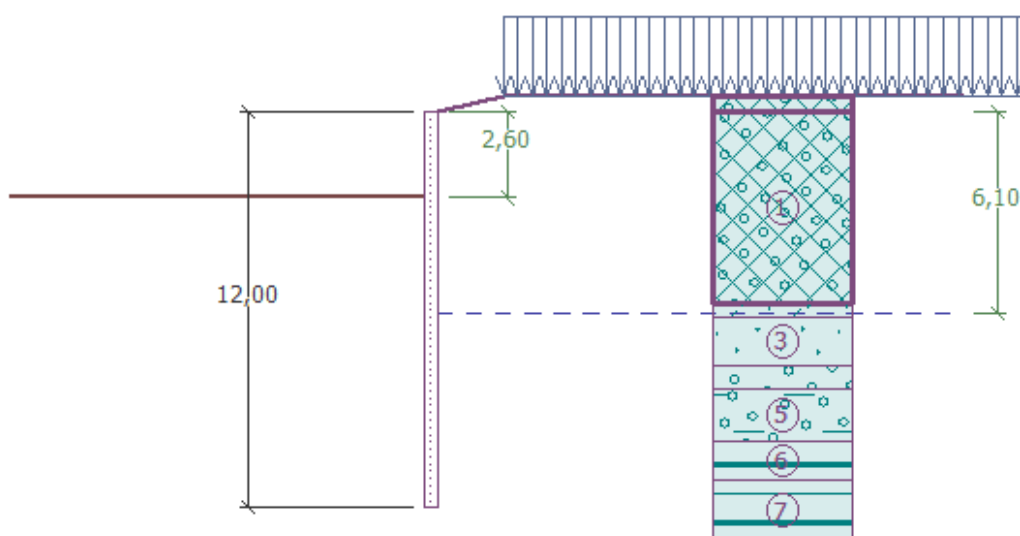
4.2.1 Předběžný návrh pažících stěn

Ve většině případů se provádí předběžný návrh pažící konstrukce tím způsobem, že se nejdříve v programu GEO 5 – Pažení návrh (od firmy FINE) provede výpočet pro určení hloubky konstrukce. Jelikož se tato pažící konstrukce bude nacházet v kontaktu s velmi mocnou vrstvou nekvalitních navážek, rozhodl jsem se, že se pokusím provést návrh podle následujících opatření:

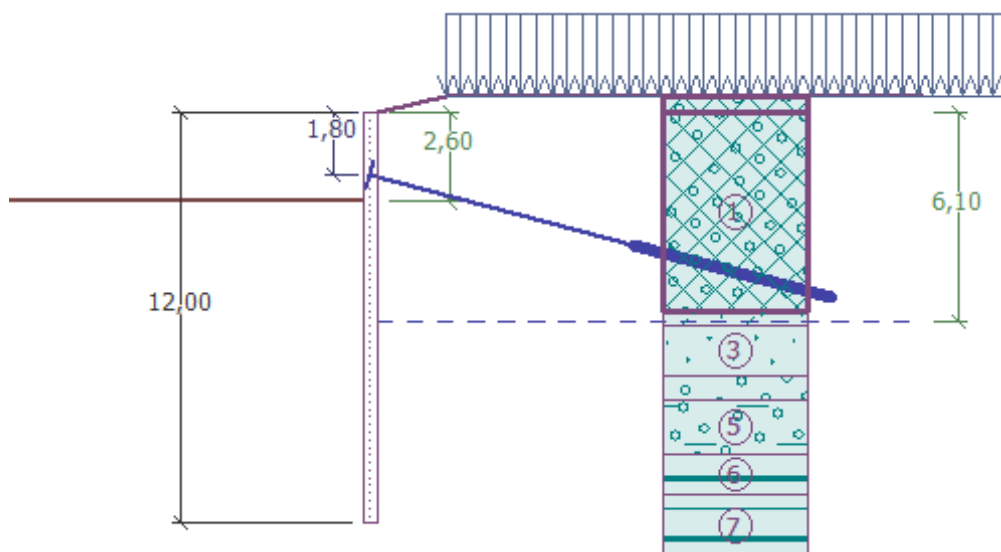
- Dočasné kotvy záporové stěny budou v úrovni 0,85 m nad úrovní stropní konstrukce 2. PP, po dosažení statické funkce provedeného stropu 2. PP budou kotvy deaktivovány.
- Pažiny (profily IPE O 450) budou vetknuty do vrtů zalitých betonem.

Ve výpočtu v GEO pažení posudek uvažuji vyhloubení jámy o 0,5 m hlouběji do úrovně -6,4 m pod terénem, i když základová spára je v úrovni -5,9 m pod terénem, z důvodu zesílení desky po obvodu o 350 mm a možného porušení základové spáry způsobené nepozorností obsluhy rypadla při hloubení stavební jámy. Tento následek by mohl vést k porušení, ovlivnění jak únosnosti, tak i deformace záporového pažení.

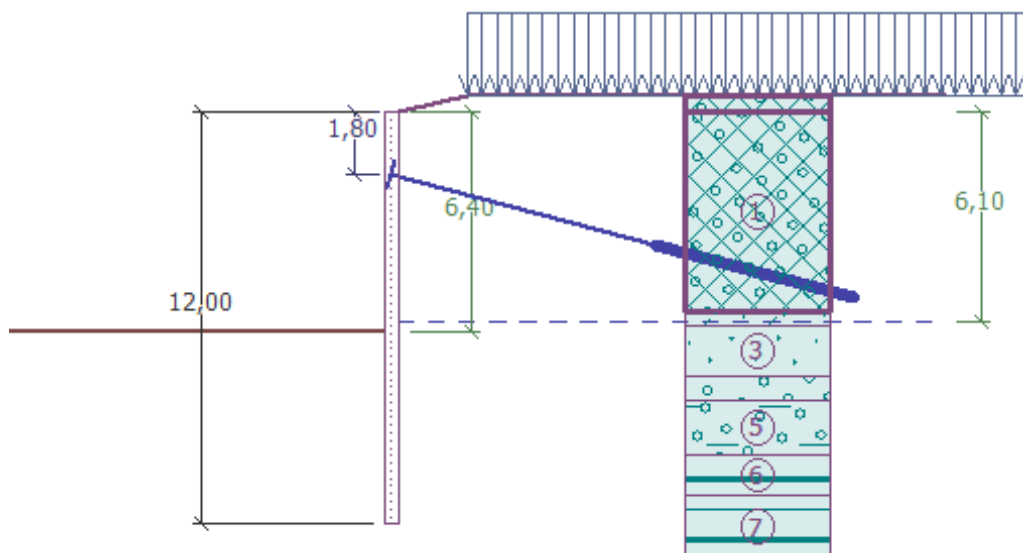
4.2.2 Fáze výstavby



Obr. č. 8: Záporové pažení západní strany - fáze 1 (zdroj: autor)



Obr. č. 9: Záporové pažení západní strany - fáze 2 (zdroj: autor)



Obr. č. 10: Záporové pažení západní strany - fáze 3 (zdroj: autor)

4.2.3 Porovnání

Konstrukce je počítána podle všech návrhových přístupů a následně vybrána varianta pro posouzení na 1. mezní stav. Nejnepříznivější vychází NP 1, komb. 1, u kterého je využití profilu 0,719. Ačkoliv se zdá zápora předimenzovaná, tak menší profil nevyhověl, protože rozdíl v průřezových charakteristikách byl příliš velký. Dále budu počítat podle hodnot NP 1, komb. 1.



Porovnání deformací u záporového pažení západní stěny 5,9 m							
Návrhový přístup	Deformace [mm]	Dimenzační síly na 1 I profil		Využití profilu IPE O 450			
		M_{\max} [kNm]	Q_{\max} [kN]	$M_{\max} + Q$		$Q_{\max} + M$	
				$M_{\max}/M_{c,Rd}$	$Q/V_{c,Rd}$	$M/M_{c,Rd}$	$Q_{\max}/V_{c,Rd}$
NP1, komb. 1	33,8	263,62	189,08	0,719	0,027	0,156	0,364
NP1, komb. 2	34,8	245,59	169,04	0,670	0,003	0,208	0,326
NP2	40,5	258,71	186,10	0,705	0,022	0,108	0,358
NP3	34,8	245,59	1690,4	0,670	0,003	0,208	0,326
MSP	18,0	161,71	137,94	0,441	0,001	0,273	0,266

Tab. č. 10: Porovnání návrhových přístupů s 2. m. s. pro konečnou 3. fázi západní strany jámy (zdroj: autor)

4.2.4 Návrh a posouzení záporu

Průřezová plocha	$A = 1,177E-02 \text{ m}^2$
Průřezový modul	$W = 1,795E-03 \text{ m}^3$
Plastický průřezový modul	$W_{pl} = 2,046E-03 \text{ m}^3$
Moment setrvačnosti	$I = 4,092E-04 \text{ m}^4$
Statický moment průřezu	$S = 1,023E-03 \text{ m}^3$
Statický moment S_1	$S_1 = 7,407E-04 \text{ m}^3$
Tloušťka stěny průřezu	$t = 11,0 \text{ mm}$

Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu oceli $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Normové součinitele:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,15$

Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 366,78 \text{ kNm}$

Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 519,11 \text{ kN}$

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 263,62 \text{ kNm}$; $Q = 14,05 \text{ kN}$

$Q_{\max} = 189,08 \text{ kN}$; $M = 57,30 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,719 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,027 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 135,55 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 2,31 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,440 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,156 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,364 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 29,46 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 31,11 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,090 \leq 1$ **Vyhovuje**

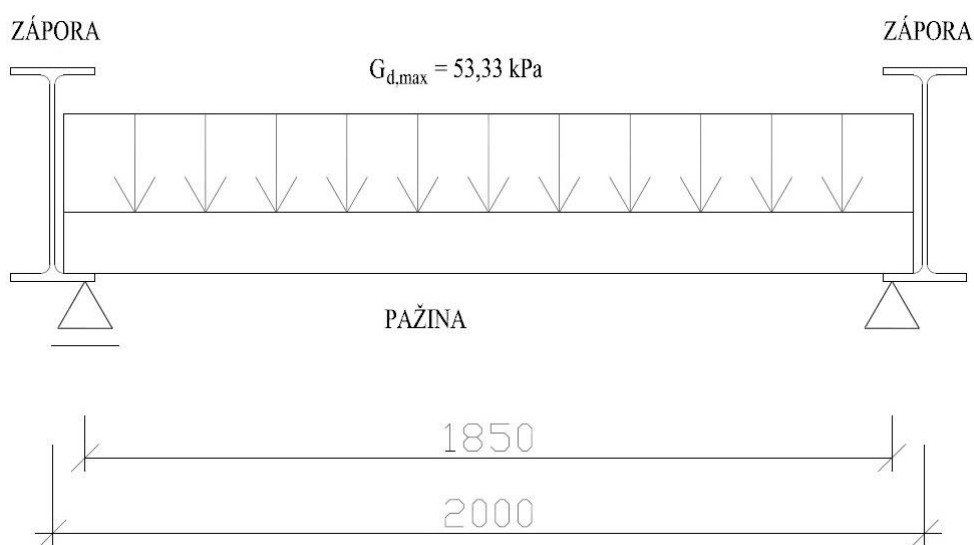
Průřez VYHOVUJE



Pro posouzení vybraného profilu záporny IPE O 450 jsem převzal výpočet z programu GEO – Pažení posudek.

4.2.5 Návrh a posouzení pažin

Návrh a posouzení dřevěných pažin byl proveden podle ČSN EN 1995-1-1.^[16] Všechny pažiny záporového pažení jsou navrženy tloušťky 120 mm. Pažiny jsou navrženy na maximální tlak působící na konstrukci.



Obr. č. 11.: Statické schéma zatížení pažiny (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

Vzdálenost podpor pažiny:	$L = 1,85 \text{ m}$
Max. tlak na konstrukci:	$\sigma_{d,max} = 53,33 \text{ kPa}$
Navržený profil:	polohraněné jehličnaté řezivo (tl. 120 mm)
Pevnostní třída:	C24
Pevnost v ohybu:	$f_{m,g,k} = 24 \text{ MPa}$
Třída provozu:	2
Uvažované zatížení:	dlouhodobé
Modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$

Návrhová pevnost v ohybu:

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,g,d} = 0,7 \cdot \frac{24}{1,45} = 11,586 \text{ MPa}$$



Normálová napětí za ohybu:

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,12^2 = 0,0024 \text{ m}^3$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{d,max} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 53,33 \cdot 1,85^2 = 22,815 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{22,815}{0,0024} = 9\,506 \text{ kPa} = 9,51 \text{ MPa}$$

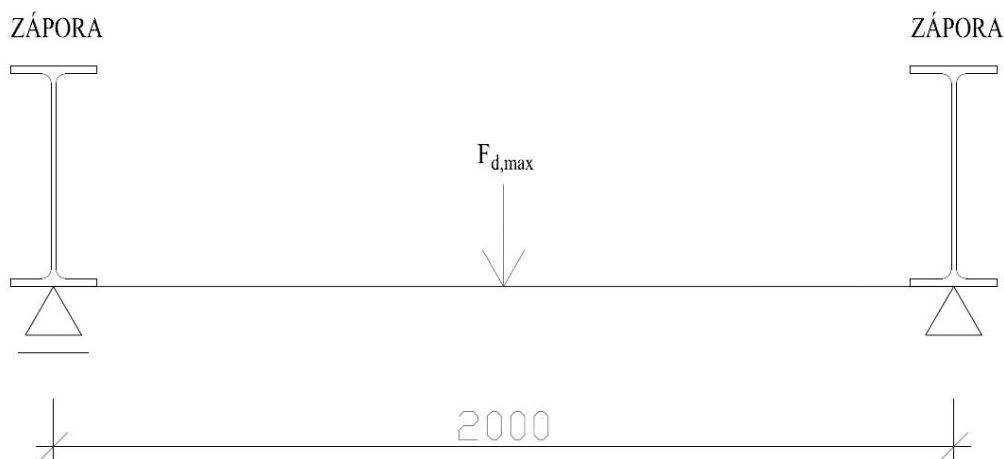
Posouzení 1:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,g,d}$$

$$9,51 \text{ MPa} \leq 11,586 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.2.6 Návrh a posouzení převážek:

Návrh a posouzení ocelových převážek bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1.^[17] Převážky jsou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a převážky odstraněny.



Obr. č. 12: Statické schéma zatížení převážky (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

Vzdálenost podpor převážky:	$L = 2 \text{ m}$
Max. síla v kotvě:	$F_{d,max} = 511,77 \text{ kN}$
Navržený profil:	2 x UPE 260, ocel S355
Mez kluzu oceli:	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,15$



Průřezový modul: $W_{pl,y} = 2 \cdot W_{UPE\ 260}$

$$W_{pl,y} = 2 \cdot 0,000442$$

$$W_{pl,y} = 0,000884\ m^3$$

Posouzení na ohyb:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,000884 \cdot 355 \cdot 10^6}{1,15} = 272\ 887\ Nm = 272,89\ kNm$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot F_{d,max} \cdot L$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot 511,77 \cdot 2 = 255,885\ kNm$$

$$255,89 \leq 272,89\ kNm \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.2.7 Návrh a posouzení kotvení

Kotvy budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a funkci kotev nahradí vodorovné konstrukce objektu, které budou působit jako rozpěry. Navržené kotvy budou pramencové od firmy Dywidag – Systems International, typ Lp 15,7/1770 (ocel 1570/1770) s plochou průřezu 150 mm². Vstupní parametry pro návrh kotev jsou vidět v následující tabulce č. 11 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení.

Úroveň kotvení	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhové zatížení
[m]	[m]	α [°]	L_{free} [m]	L_{fixed} [m]	[kN]
-1,8	4	15°	6	6	511,77

Tab. č. 11: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor)

Hlavní parametry pramencové kotvy Lp 15,7/1770:

Průměr: $d = 15,7\ mm$

Průřezová plocha: $A_t = 150\ mm^2$

Charakteristická pevnost v tahu: $f_{tk} = 1570\ MPa$

Počet pramenců: $n = 4$



Charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{i,k} = \frac{n \cdot A_t \cdot f_{tk}}{\gamma_M}$$

$$R_{i,k} = \frac{4 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,8191 \text{ MN} = 819,1 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{i,k}}{1,35} = \frac{819,1}{1,35} = 606,7 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytažení:

Druh horniny	φ (°) c (MPa), σ_t (MPa)	V_0 (l.m ⁻¹) pri priemeru vrtu 120 mm	V_i (l.m ⁻¹)	Počet injek- tází n	Konečný injekčný tlak pri ústí vrtu p (MPa)	d (cm)	τ (MPa)	F_{m1} (kN.m ⁻¹) koreňa kotvy		l_{kk} (m) pri $F_{dov} =$ $= 900 \text{ kN}$
								injekto- vaného	neinjek- tovaného	
Sklalné horniny	$\sigma_t > 50$	12	0	0	–	12	1,0–1,6	350–500	350–500	5–3')
Polosklalné horniny	$\sigma_t < 50$	12	0–30	0–1	0,5–3,0	12–22	0,3–1,0	200–400	100–400	7–3')
Štrkovité injektovateľné zeminy	$35^\circ < \varphi < 45^\circ$ $c = 0$	30	20–100	1–2	1,0	25–40	0,25–0,32	200–400	70–200	7–3')
Štrkovité neinjektovateľné zeminy	podľa druhu výplne	15	40–80	1–2	2,0–4,0	28–35	0,23	200–250	50–100	7–5
Strednozrnné a jemnozrnné piesky	$25^\circ < \varphi < 35^\circ$ $c = 0$	12	30–90	2–3	1,5–4,0	22–35	0,15–0,18	110–200	20–60	12–7
Súdržné tvrdé a pevné zeminy s prípadnou prímiesou siltov	$10^\circ < \varphi_u < 30^\circ$ $c_u > 0,10$	12	20–50	1–3	1,5–3,0	20–28	0,13–0,19	80–170	30–80	17 ²)–8
Súdržné pevné až tuhoplastické zeminy	$\varphi_u < 10^\circ$ $0,05 < c_u < 0,15$	12	30–120	2–3	1,0–2,5	15–40	0,10–0,13	70–150	15–40	20 ²)–9
Súdržné mäkkoplastické zeminy	$\varphi_u = 0^\circ$ $0,025 < c_u < 0,05$	12	60–150	3–4	0,5–2,0	30–45	0,05–0,07	40–100	10	27 ²)–13,5 ²)

Tab. č. 12: Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet únosnosti kotev (zdroj: [11])

- podle tabulky č. 12 jsou pro zeminu – střednězrnné a jemnozrnné písky, ve které bude působit kotva, určeny následující parametry takto:

- průměr vrtu $d = 0,25 \text{ m}$
- délka kořene kotvy $l_{fixed} = 6 \text{ m}$
- charakteristická velikost tření na plášti $\tau = 150 \text{ kPa}$

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_{fixed} \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,25 \cdot 6 \cdot 150 = 706,86 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytažení:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a} = \frac{706,86}{1,1} = 642,60 \text{ kN}$$



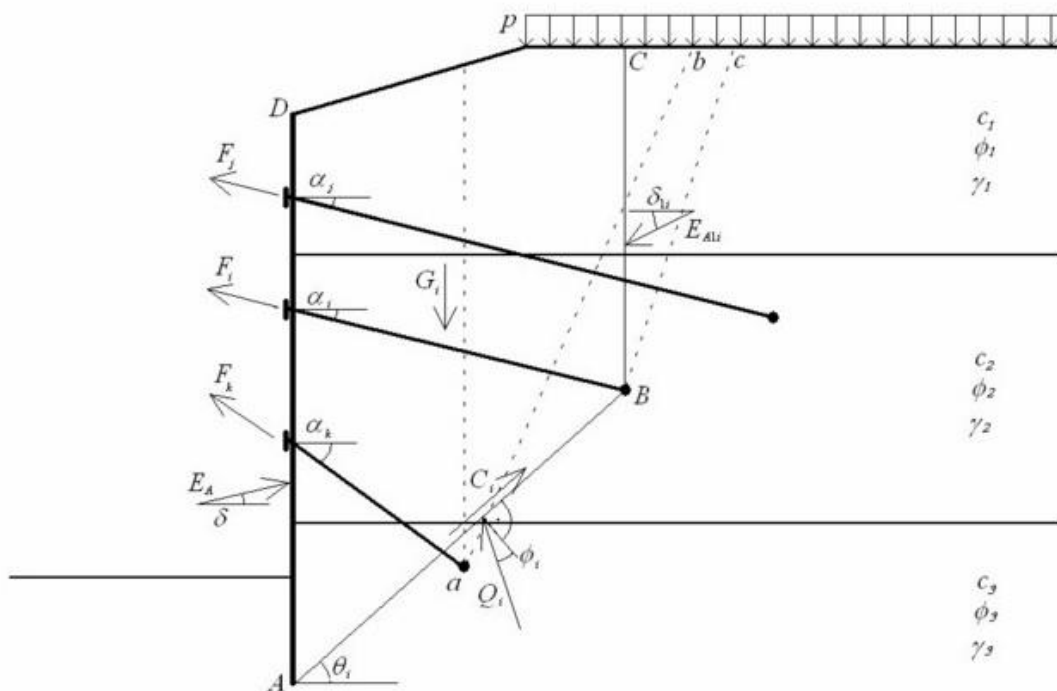
Výsledná návrhová únosnost kotvy (menší z obou): $R_{a,d} = 606,7 \text{ kN}$

$$R_{a,d} \geq F_{d,max}$$

$606,7 \text{ kN} \geq 511,77 \text{ kN}$ VYHOVÍ

4.2.8 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině

„Posudek se provádí tak, že se zjišťuje síla v kotvě, která uvede do rovnováhy soustavu sil působících na blok zeminy, vytknutý pažící konstrukcí, povrchem terénu, spojnici teoretické paty pažící konstrukce se středem kotvy a svislicí mezi středem kořene kotvy a povrchem terénu. Teoretickou patou pažící konstrukce se rozumí bod na pažící konstrukci, v němž součet vodorovných sil pode dnem stavební jámy je nulový.“^[3]



Obr. č. 13: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [8])

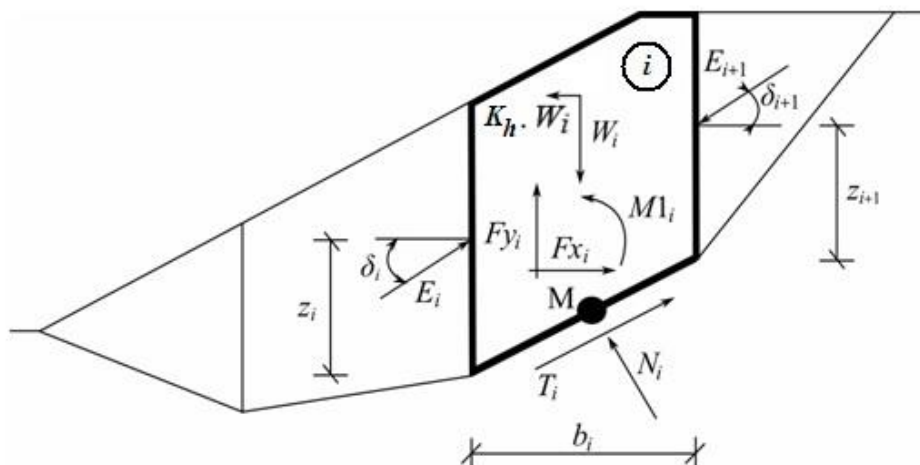
Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 2,41 \text{ m}$. Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{k,max} = 791,04 \text{ kN}$. Návrhová síla v kotvě je $511,77 \text{ kN}$.

$F_{k,max} = 791,04 \text{ kN} > F_d = 511,77 \text{ kN}$ VYHOVÍ



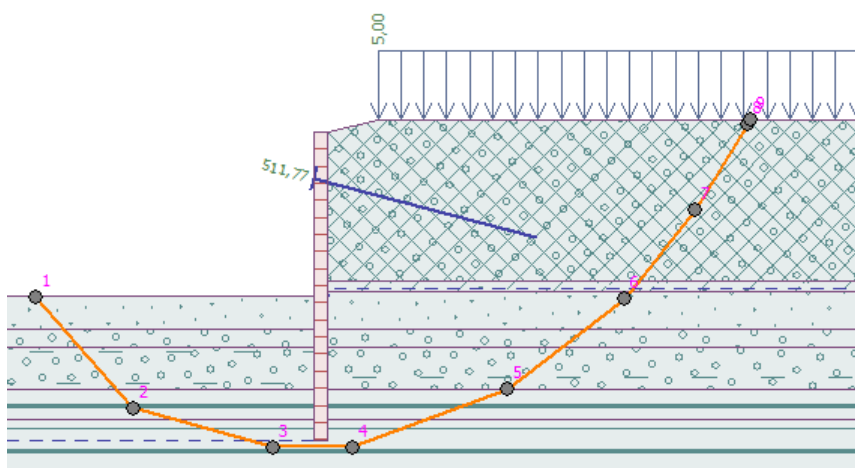
4.2.9 Vnější stabilita svahu

Výpočet jsem provedl pro polygonální smykovou plochu pomocí metody Janbu. To je způsob, kdy smyková plocha je rozdělena proužky a uvažuje rovnováhu sil a momentů všech bloků mezi jednotlivými bloky.



Obr. č. 14: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [9])

Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu 37,0 %. Stabilita svahu vyhovuje.



Obr. č. 15: Vnější stabilita svahu záporového pažení západní strany (zdroj: autor)



4.3 Záporové pažení východní stany

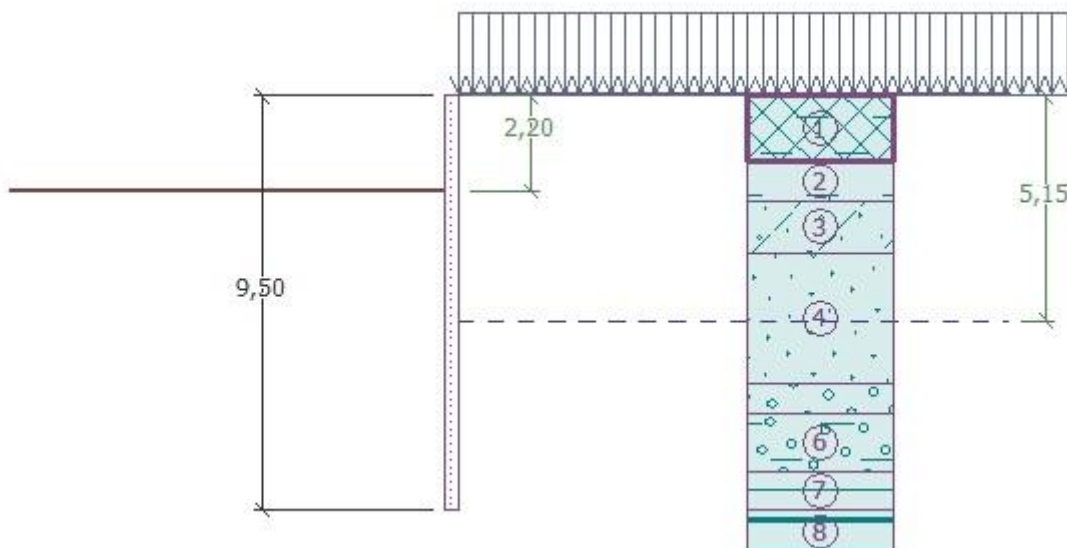
4.3.1 Předběžný návrh pažících stěn

Pokusím se provést návrh obdobně jako u záporového pažení západní strany podle následujících opatření:

- Dočasné kotvy záporové stěny budou v úrovni 0,5 m nad úrovní stropní konstrukce 2. PP, po dosažení statické funkce provedeného stropu 2. PP budou kotvy deaktivovány.
- Pažiny (profily IPE 300) budou vetknuty do vrtů zalitých betonem.

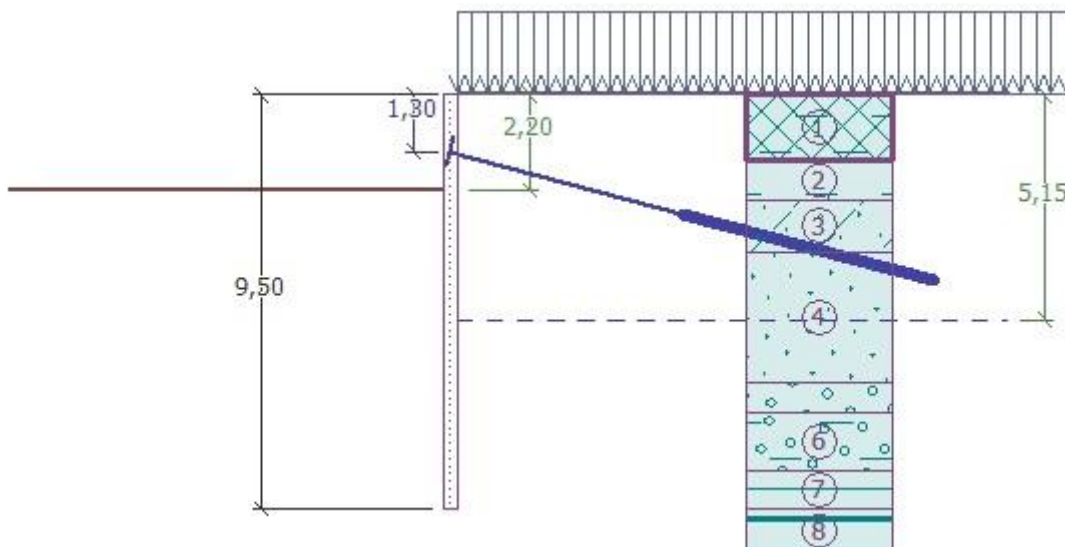
Ve výpočtu v GEO pažení posudek uvažuji vyhloubení jámy o 0,5 m hlouběji do úrovně -5,6 m pod terénem, i když základová spára je v úrovni -5,1 m pod terénem, z důvodu zesílení desky po obvodu o 350 mm a možného porušení základové spáry způsobené nepozorností obsluhy rypadla při hloubení stavební jámy. Tento následek by mohl vést k porušení, ovlivnění jak únosnosti, tak i deformace záporového pažení.

4.3.2 Fáze výstavby

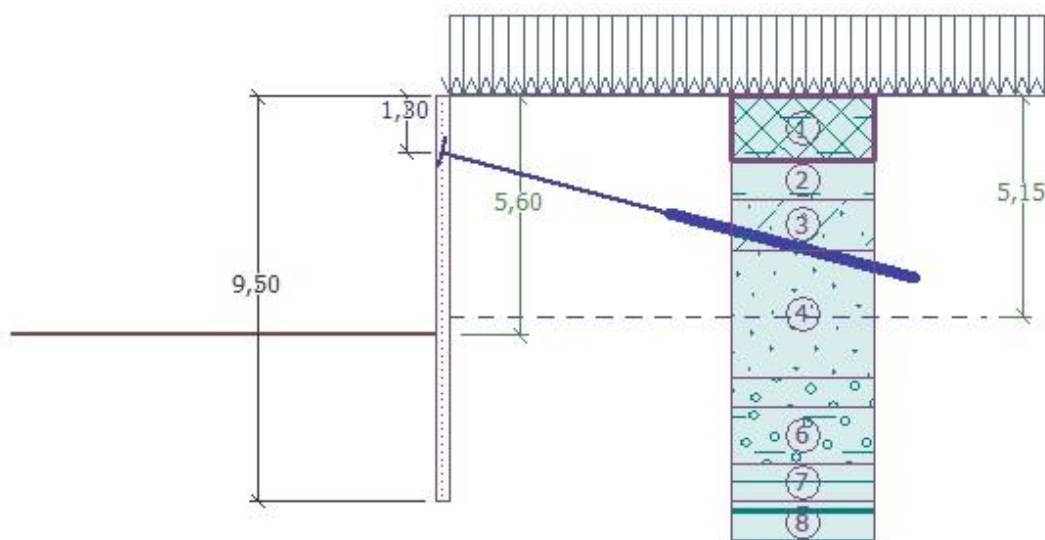




Obr. č. 16: Záporové pažení východní strany - fáze 1 (zdroj: autor)



Obr. č. 17: Záporové pažení východní strany - fáze 2 (zdroj: autor)



Obr. č. 18: Záporové pažení východní strany - fáze 3 (zdroj: autor)

4.3.3 Porovnání

Konstrukce je počítána podle všech návrhových přístupů a následně vybrána nejnepříznivější varianta pro posouzení na 1. mezní stav. Nejnepříznivější vychází NP 2, u kterého je využití profilu 0,918.



Porovnání deformací u záporového pažení východní stěny 5,1 m							
Návrhový přístup	Deformace [mm]	Dimenzační síly na 1 l profil		Využití profilu IPE 300			
		M_{max} [kNm]	Q_{max} [kN]	$M_{max} + Q$		$Q_{max} + M$	
				$M_{max}/M_{c,Rd}$	$Q/V_{c,Rd}$	$M/M_{c,Rd}$	$Q_{max}/V_{c,Rd}$
NP1, komb. 1	16,0	100,24	114,79	0,746	0,002	0,626	0,453
NP1, komb. 2	20,3	110,91	113,98	0,825	0,011	0,583	0,449
NP2	22,8	123,38	112,67	0,918	0,018	0,569	0,444
NP3	20,3	110,91	113,98	0,825	0,011	0,583	0,449
MSP	8,2	75,84	109,33	0,491	0,375	0,491	0,375

Tab. č. 13: Porovnání návrhových přístupu s 2. m. s. pro konečnou 3. fázi východní strany (zdroj: autor)

4.3.4 Návrh a posouzení záporu

Průřezové charakteristiky:

Průřezová plocha	A	=	6,283E-03	m ²
Průřezový modul	W	=	6,575E-04	m ³
Plastický průřezový modul	W_{pl}	=	7,438E-04	m ³
Moment setrvačnosti	I	=	9,994E-05	m ⁴
Statický moment průřezu	S	=	3,719E-04	m ³
Statický moment S_1	S_1	=	2,812E-04	m ³
Tloušťka stěny průřezu	t	=	8,0	mm

Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu oceli $f_y = 235,00$ MPa

Normové součinitele:

Součinitel únosnosti průřezu $\gamma_{M0} = 1,15$

Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 134,36$ kNm

Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I^* t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 253,64$ kN

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 l-profil

$M_{max} = 123,38$ kNm; $Q = 4,48$ kN

$Q_{max} = 112,67$ kN; $M = 76,41$ kNm

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,918 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,018 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 171,97$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,57$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,708 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,569 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,444 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 106,50$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 39,62$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,384 \leq 1$ **Vyhovuje**

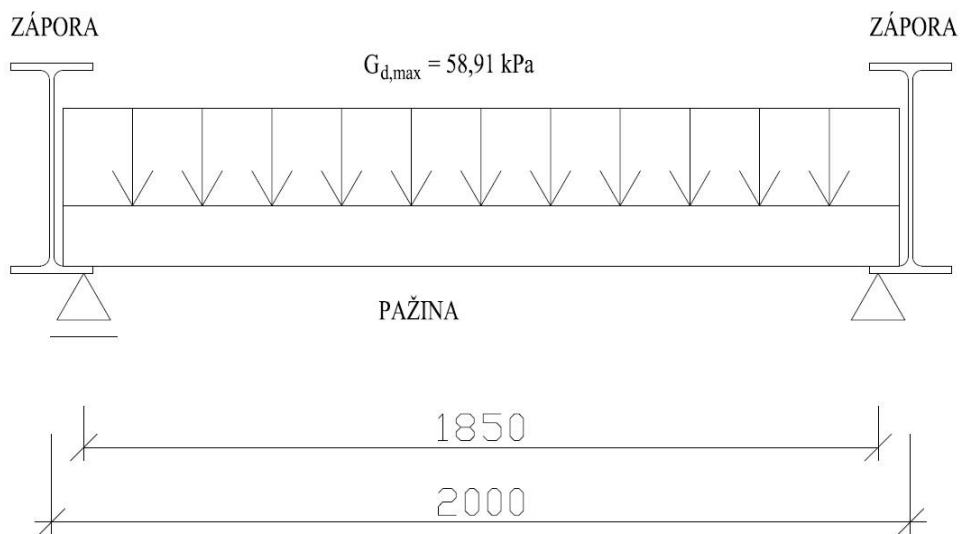
Průřez VYHOVUJE



Pro posouzení vybraného profilu záporny IPE 300 jsem převzal výpočet z programu GEO – Pažení posudek.

4.3.5 Návrh a posouzení pažin

Návrh a posouzení dřevěných pažin byl proveden podle ČSN EN 1995-1-1.^[16] Všechny pažiny záporového pažení jsou navrženy tloušťky 120 mm. Pažiny jsou navrženy na maximální tlak působící na konstrukci.



Obr. č. 19: Statické schéma zatížení pažiny (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

Vzdálenost podpor pažiny:	$L = 1,85 \text{ m}$
Max. tlak na konstrukci:	$\sigma_{d,max} = 58,91 \text{ kPa}$
Navržený profil:	polohraněné jehličnaté řezivo (tl. 120 mm)
Pevnostní třída:	C24
Pevnost v ohybu:	$f_{m,g,k} = 24 \text{ MPa}$
Třída provozu:	2
Uvažované zatížení:	dlouhodobé
Modifikační součinitel:	$k_{mod} = 0,7$

Návrhová pevnost v ohybu:

$$f_{m,g,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,g,d} = 0,7 \cdot \frac{24}{1,45} = 11,586 \text{ MPa}$$



Normálová napětí za ohybu:

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,12^2 = 0,0024 \text{ m}^3$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{d,max} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 58,91 \cdot 1,85^2 = 25,202 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{25,202}{0,0024} = 10\,501 \text{ kPa} = 10,50 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,g,d}$$

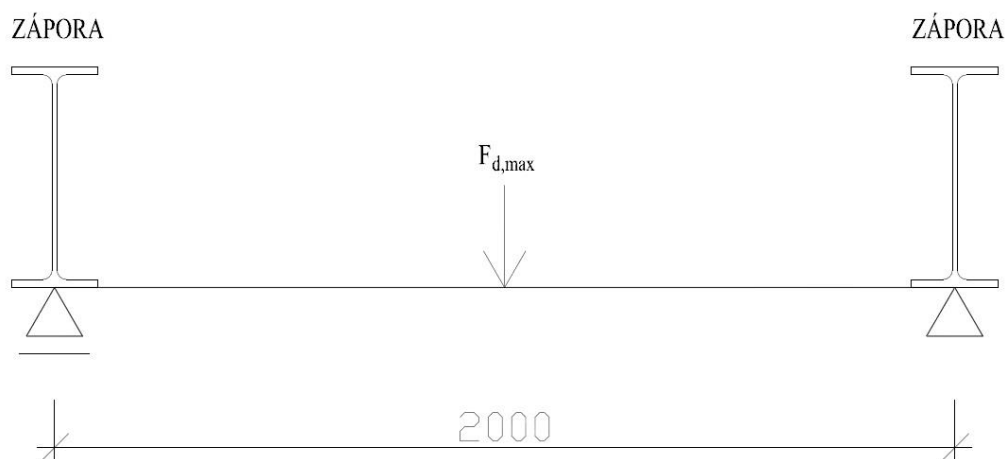
$$10,50 \text{ MPa} \leq 11,586 \text{ MPa}$$

VYHOVÍ

4.3.6 Návrh a posouzení převážek:

Návrh a posouzení ocelových převážek bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1.^[17]

Převázky budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a převázky odstraněny.



Obr. č. 20: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

Vzdálenost podpor převázky:	$L = 2 \text{ m}$
Max. síla v kotvě:	$F_{d,max} = 450,85 \text{ kN}$
Navržený profil:	2 x UPE 260, ocel S355
Mez kluzu oceli:	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,15$



Průřezový modul:

$$W_{pl,y} = 2 \cdot W_{UPE\ 260}$$

$$W_{pl,y} = 2 \cdot 0,000442$$

$$W_{pl,y} = 0,000884\ m^3$$

Posouzení na ohyb:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,000884 \cdot 355 \cdot 10^6}{1,15} = 272\ 887\ Nm = 272,89\ kNm$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot F_{d,max} \cdot L$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot 450,85 \cdot 2 = 225,43\ kNm$$

$$225,43 \leq 272,89\ kNm \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.3.7 Návrh a posouzení kotvení

Kotvy budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a funkci kotev nahradí vodorovné konstrukce objektu, které budou působit jako rozpěry. Navržené kotvy budou pramencové od firmy Dywidag – Systems International, typ Lp 15,7/1770 (ocel 1570/1770) s plochou průřezu 150 mm². Vstupní parametry pro návrh kotev jsou vidět v následující tabulce č. 14 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení.

Úroveň kotvení	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhové zatížení
[m]	[m]	α [°]	L _{free} [m]	L _{fixed} [m]	[kN]
-1,3	4	15°	5,5	6	450,85

Tab. č. 14: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor)

Hlavní parametry pramencové kotvy Lp 15,7/1770:

Průměr: $d = 15,7\ mm$

Průřezová plocha: $A_t = 150\ mm^2$



Charakteristická pevnost v tahu: $f_{tk} = 1570 \text{ MPa}$

Počet pramenců: $n = 3$

Charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{i,k} = \frac{n \cdot A_t \cdot f_{tk}}{\gamma_M}$$

$$R_{i,k} = \frac{3 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,6143 \text{ MN} = 614,3 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{i,k}}{1,35} = \frac{614,3}{1,35} = 455,1 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytažení:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_{fixed} \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,25 \cdot 6 \cdot 150 = 706,86 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytažení:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a} = \frac{706,86}{1,1} = 642,60 \text{ kN}$$

Výsledná návrhová únosnost kotvy (menší z obou): $R_{a,d} = 455,1 \text{ kN}$

$$R_{a,d} \geq F_{d,max}$$

$$455,1 \text{ kN} \geq 450,85 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.3.8 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině

Posouzení vychází z předpokladu jako v kapitole 4.2.7.

Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 2,46\text{m}$. Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{k,max} = 626,99 \text{ kN}$. Návrhová síla v kotvě je $450,85 \text{ kN}$.

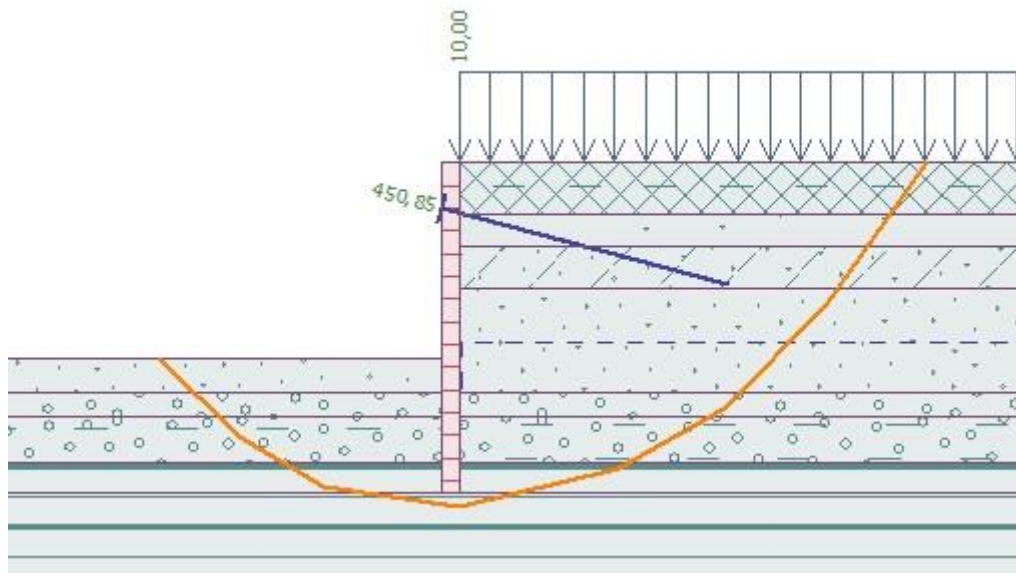
$$F_{k,max} = 626,99 \text{ kN} > F_d = 450,85 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.3.9 Vnější stabilita svahu

Výpočet jsem provedl pro polygonální smykovou plochu pomocí metody Janbu. To je způsob, kdy smyková plocha je rozdělena proužky a uvažuje rovnováhu sil a momentů všech bloků mezi jednotlivými bloky.



Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu 39,2 %. Stabilita svahu vyhovuje.



Obr. č. 21: Vnější stabilita svahu záporového pažení východní strany (zdroj: autor)

4.4 Pilotová tangenciální stěna objektu A

4.4.1 Předběžný návrh

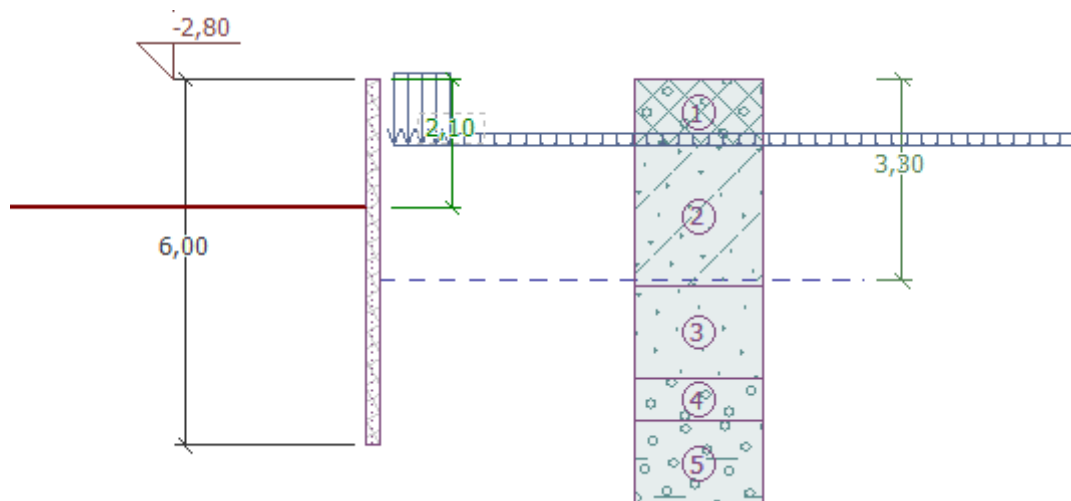
Návrh vychází z podmínky, která ovlivňuje konstrukci a to tu, že základ přiléhajícího objektu v úrovni -3,9 m pod terénem způsobuje na konstrukci daleko vyšší tlaky než samotná zemina. Hlava pilot je navržena ve stejné úrovni jako horní hrana základového pasu přiléhajícího objektu, protože nad touto hranicí nepůsobí žádné zatížení. Je možné tedy hloubit stavební jámu u přiléhajícího objektu bez zajištění do úrovně horní hrany základového pasu a poté začít budovat pilotovou tangenciální stěnu.

Ve výpočtu v GEO Pažení posudek uvažují stejnou situaci jako u záporového pažení západní strany, protože obě konstrukce končí ve společném rohu stavební jámy a jsou proti sobě natočeny o 90°. Ve výpočtu v GEO Pažení posudek uvažují vyhloubení jámy o 0,5 m hlouběji do úrovně -6,4 m pod terénem, i když základová spára je v úrovni -5,9 m pod terénem, z důvodu zesílení desky po obvodu o 350 mm a možného porušení základové spáry způsobené nepozorností obsluhy rypadla při hloubení stavební jámy.

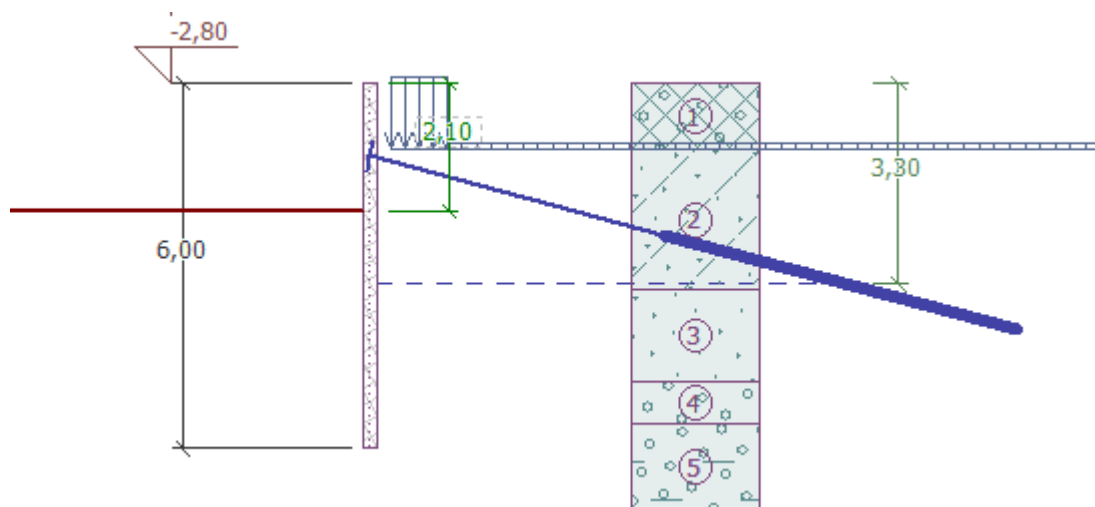


Tento následek by mohl vést k porušení, ovlivnění jak únosnosti, tak i deformace záporového pažení.

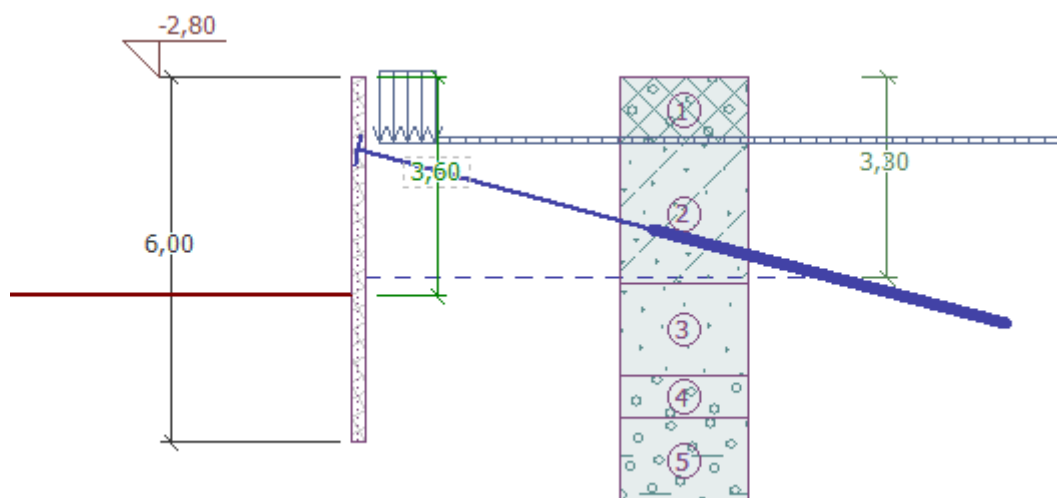
4.4.2 Fáze výstavby



Obr. č. 22: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 1 (zdroj: autor)



Obr. č. 23: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 2 (zdroj: autor)



Obr. č. 24: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 3 (zdroj: autor)

4.4.3 Porovnání

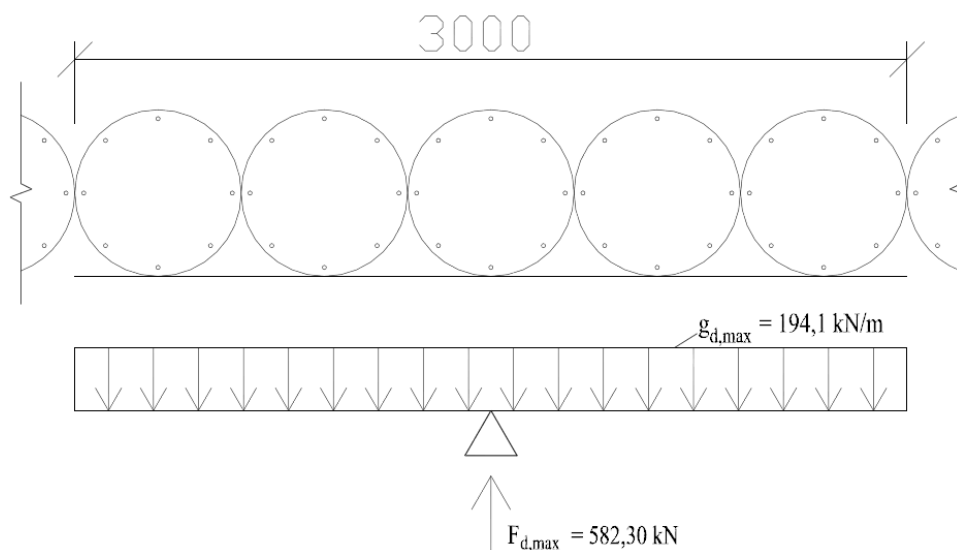
Konstrukce je počítána podle všech návrhových přístupů a následně vybrána nejnepříznivější varianta pro posouzení na 1. mezní stav. Nejnepříznivější vychází NP 2, u kterého je využití profilu 0,866.

Porovnání deformací pilotové stěny objektu A							
Návrhový přístup, MSP	Deformace [mm]	Vnitřní síly + posouzení ($d_{\text{piloty}} = 0,6 \text{ m}$)					
		Ohyb + tlak		Využití $M_{\text{ed}}/M_{\text{Rd}}$	Smyk		Využití $M_{\text{ed}}/M_{\text{Rd}}$
		M_{ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]		V_{ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	
NP1, komb. 1	26,5	84,27	98,76	0,853	106,92	118,01	0,906
NP1, komb. 2	27,4	84,81	98,76	0,859	103,33	118,01	0,876
NP2	30,1	85,56	98,76	0,866	110,94	118,01	0,914
NP3	27,4	84,81	98,76	0,859	103,33	118,01	0,876
MSP	12,6	80,73	98,76	0,817	80,69	118,01	0,684

Tab. č. 15: Porovnání návrhových přístupů s 2. m.s. (zdroj: autor)

4.4.4 Návrh a posouzení převážek:

Návrh a posouzení ocelových převážek provedu podle ČSN EN 1993-1-1.^[17] Převázky budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a převázky odstraněny.



Obr. č. 25: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

Vzdálenost podpor převázky:	$L = 3 \text{ m}$
Max. síla v kotvě:	$F_{d,max} = 582,30 \text{ kN}$
Navržený profil:	2 x UPE 260, ocel S355
Mez kluzu oceli:	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Souč. materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,15$

Průřezový modul:	$W_{pl,y} = 2 \cdot W_{\text{UPE 260}}$
	$W_{pl,y} = 2 \cdot 0,000442$
	$W_{pl,y} = 0,000884 \text{ m}^3$

Posouzení na ohyb:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,000884 \cdot 355 \cdot 10^6}{1,15} = 272\,887 \text{ Nm} = 272,89 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = g_{d,max} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4}$$

$$M_{Ed} = 194,10 \cdot 1,5 \cdot 0,75$$

$$M_{Ed} = 218,36 \text{ kNm}$$



$$218,36 \leq 272,89 \text{ kNm}$$

VYHOVÍ

4.4.5 Návrh a posouzení kotvení

Hlava piloty je v úrovni 2,8 m pod terénem a kotvení je navrženo 1,2 m pod úrovní hlavy piloty. Kotvy budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a funkci rozpěr nahradí vodorovná konstrukce objektu. Navržené kotvy budou pramencové od firmy Dywidag – Systems International, typ Lp 15,7/1770 (ocel 1570/1770) s plochou průřezu 150 mm². Vstupní parametry pro návrh kotev jsou vidět v následující tabulce č. 16 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení.

Úroveň kotvení	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhové zatížení
[m]	[m]	α [°]	L_{free} [m]	L_{fixed} [m]	[kN]
-1,2	4	15°	5,0	6	582,30

Tab. č. 16: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor)

Hlavní parametry pramencové kotvy Lp 15,7/1770:

Průměr:	$d = 15,7 \text{ mm}$
Průřezová plocha:	$A_t = 150 \text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{tk} = 1570 \text{ MPa}$
Počet pramenců:	$n = 4$

Charakteristická konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{i,k} = \frac{n \cdot A_t \cdot f_{tk}}{\gamma_M}$$

$$R_{i,k} = \frac{4 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,8191 \text{ MN} = 819,1 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{i,k}}{1,35} = \frac{819,1}{1,35} = 606,8 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytažení:

- plášťové tření τ_i pro zeminu středně a jemnozrnné písky

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_{fixed} \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,25 \cdot 6 \cdot 150 = 706,86 \text{ kN}$$



Návrhová únosnost kotvy proti vytažení:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a} = \frac{706,86}{1,1} = 642,60 \text{ kN}$$

Výsledná návrhová únosnost kotvy (menší z obou): $R_{a,d} = 642,6 \text{ kN}$

$$R_{a,d} \geq F_{d,max}$$

$$606,8 \geq 582,30 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

4.4.6 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině

Posouzení vychází z předpokladu jako v kapitole 4.2.7.

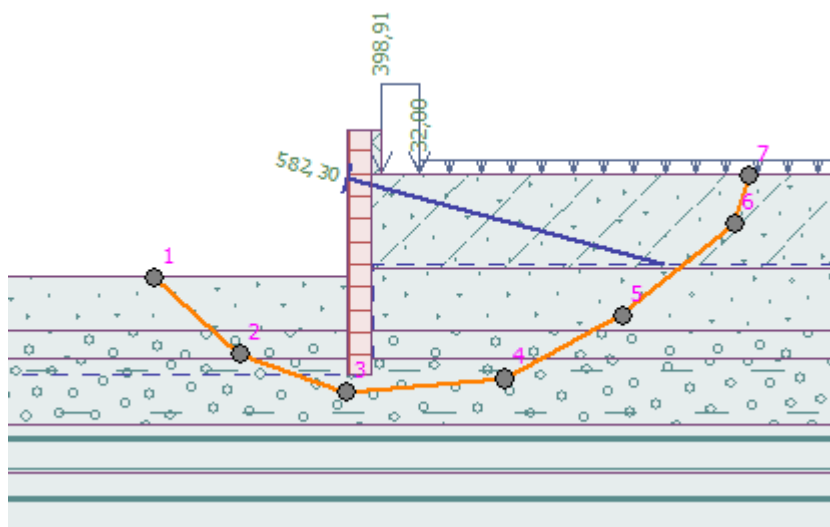
Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 2,40 \text{ m}$. Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{k,max} = 1165,33 \text{ kN}$. Návrhová síla v kotvě je $582,30 \text{ kN}$.

$F_{k,max} = 1165,33 \text{ kN} > F_d = 582,30 \text{ kN}$ **VYHOVÍ**

4.4.7 Vnější stabilita svahu

Výpočet jsem provedl pro polygonální smykovou plochu pomocí metody Janbu. To je způsob kdy smyková plocha je rozdělena proužky a uvažuje rovnováhu sil a momentů všech bloků mezi jednotlivými bloky.

Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu 38,8 %. Stabilita svahu vyhovuje.



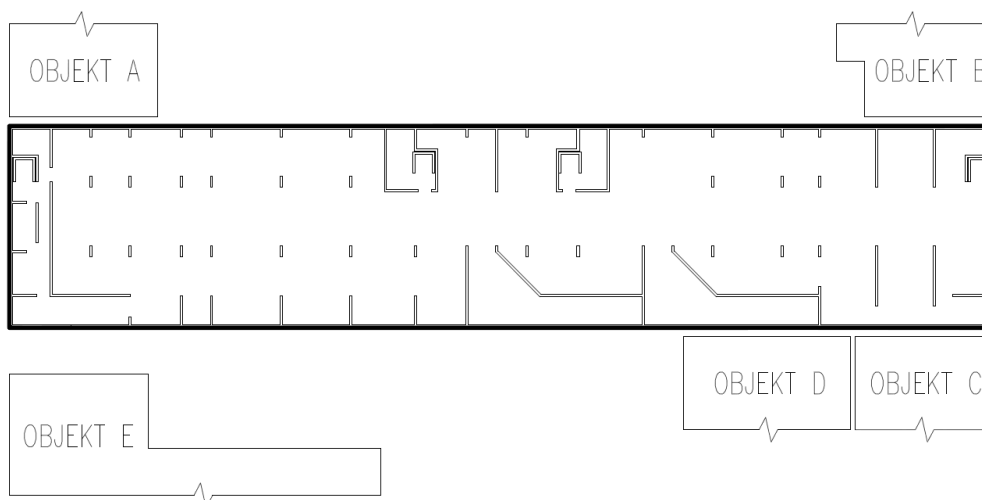
Obr. č. 26: Vnější stabilita svahu pilotové tangenciální stěny objektu A (zdroj: autor)



4.5 Deformace základu objektu A

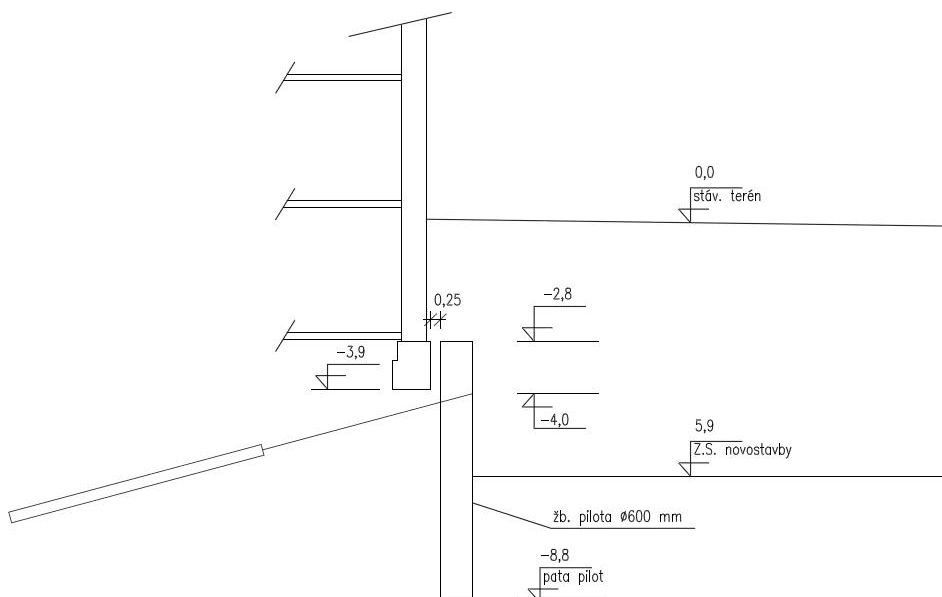
4.5.1 Vytvoření modelu

Při návrhu zajištění stavební jámy musí být ověřeno, že nedojde k negativnímu ovlivnění sousedních konstrukcí, které jsou v interakci s podložím. Stávající konstrukce vyvolávají zatížení, které zvyšuje výsledný zemní tlak na pažící konstrukce. V okolí uvažované stavební jámy se nachází v každém rohu stávající objekt A, B, C a D.



Obr. č. 27: Schéma poloh stávajících objektů (zdroj: autor)

Proto jsem se rozhodl ověřit tyto skutečnosti na stávajícím objektu pojmenovaným jako A.



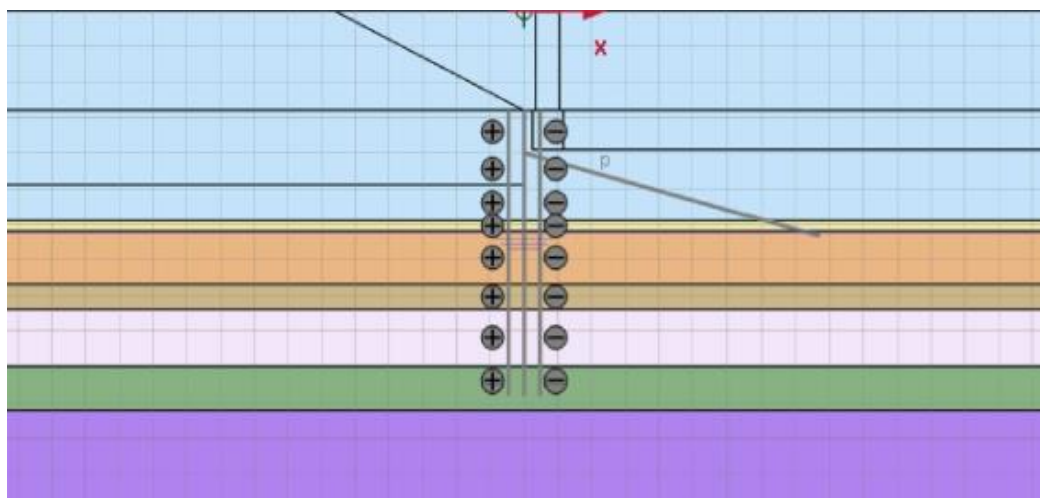
Obr. č. 28: Schéma řezu posouzení deformace základu objektu A (zdroj: autor)



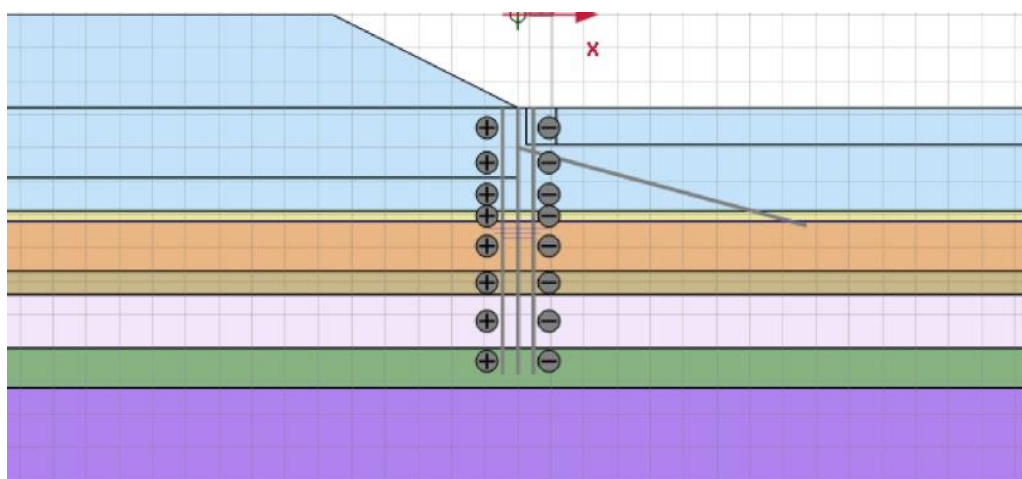
Pro ověření skutečné deformace základu jsem použil program Plaxis 2D (lineárně elastický – perfektně plastický model s Mohr-Coulombovým kritériem porušení. V návrhu byly použity stejné geologické podmínky jako v návrhu pilotové tangenciální stěny pro objekt A programem GEO – Pažení posudek.

4.5.2. Fáze modelu

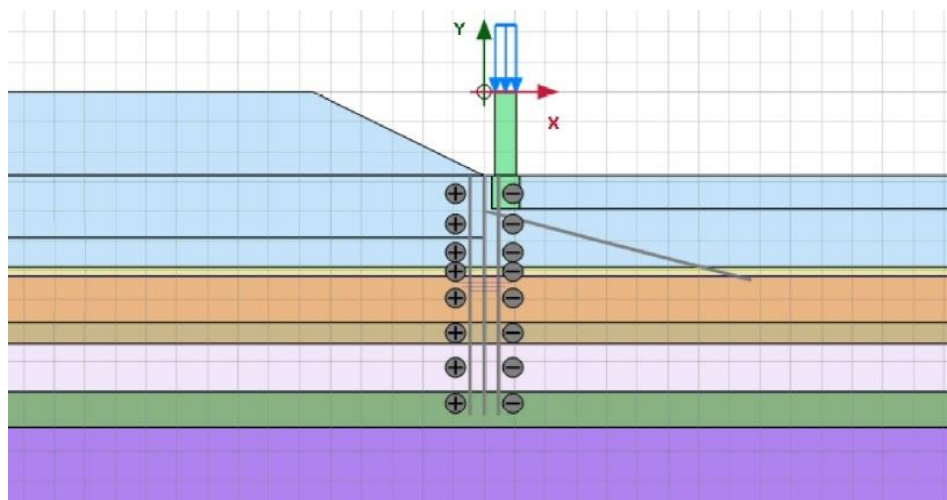
Pro ověření deformace základu jsem postupoval podle následujících fází hloubení, které uvažují změny napětí zeminy v podloží pro postupné fáze:



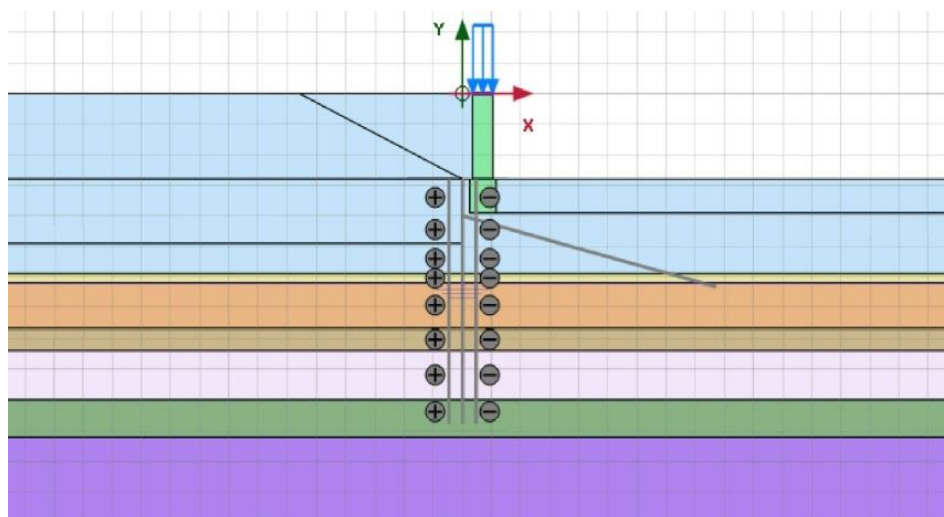
Obr. č. 29: Fáze 1 – původní terén (zdroj: autor)



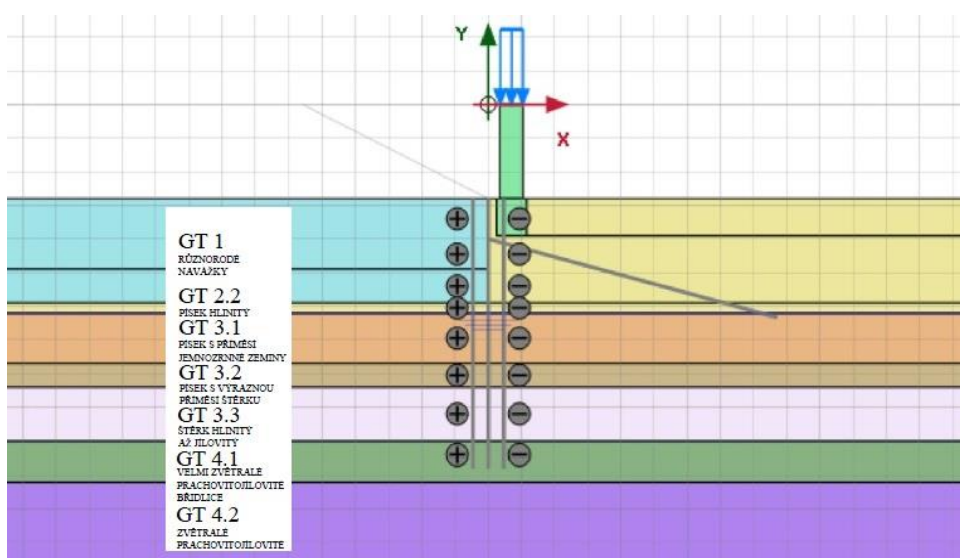
Obr. č. 30: Fáze 2 – hloubení zeminy přilehlého objektu (zdroj: autor)



Obr. č. 31: Fáze 3 – vybudování přilehlého objektu (zdroj: autor)



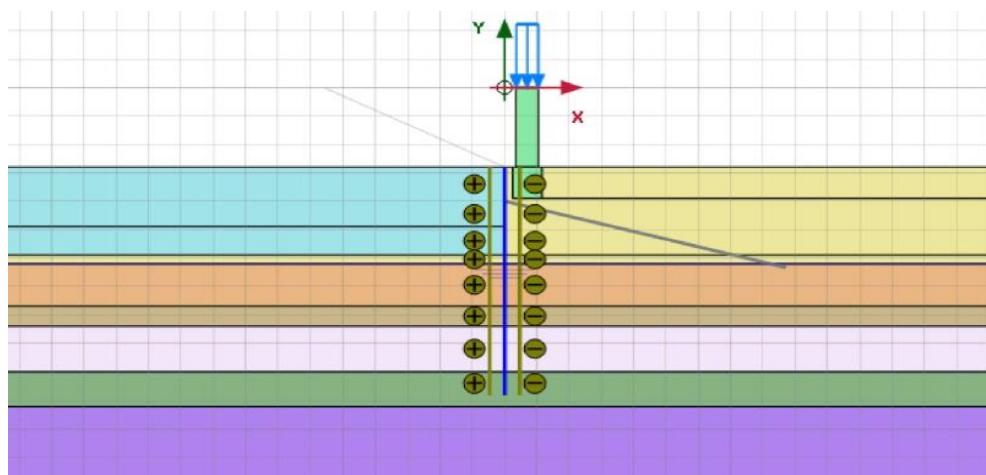
Obr. č. 32: Fáze 4 – zásyp svahu k objektu (zdroj: autor)



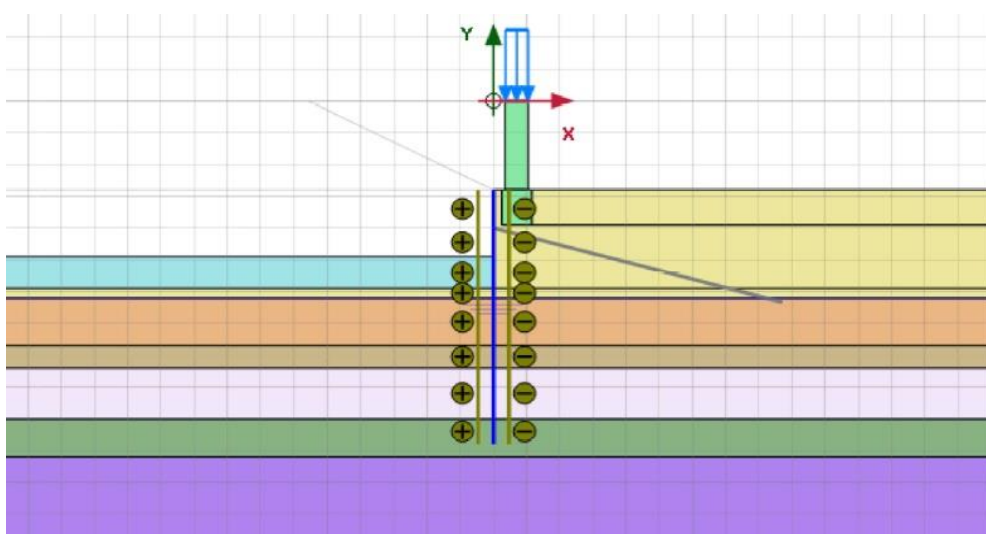
Obr. č. 33: Fáze 5 – hloubení první fáze (zdroj: autor)



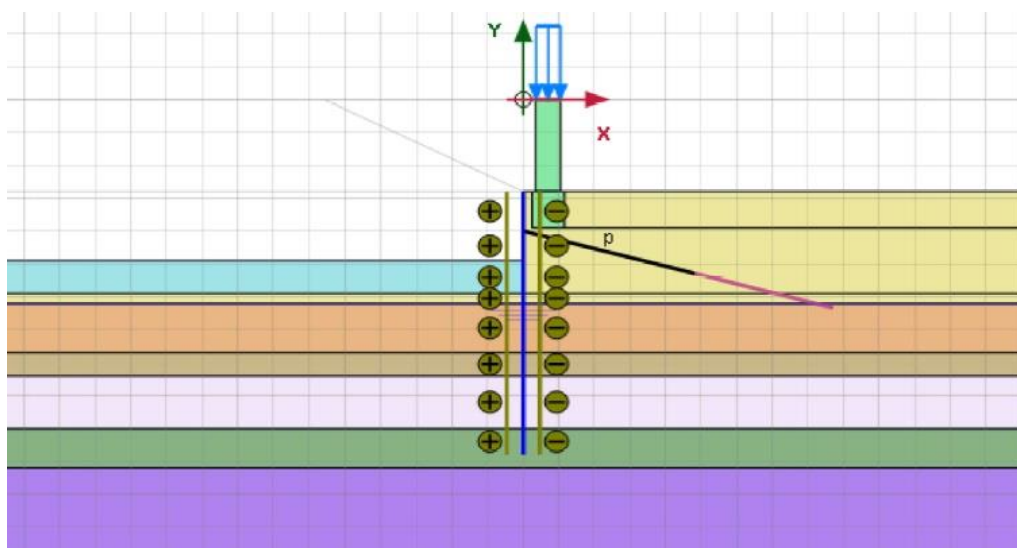
V této fázi jsem nahradil v místě pod stávajícím objektem zeminu typu navážek (GT 1) za zeminu písek hlinitý (GT 2.2). V geologickém profilu v místech vrtů jsou navážky uvedeny do hloubky -5,8 m pod terénem. Pod stávajícím objektem ovšem nelze přesně určit, jaká je zemina. Zdejší navážky nemají dostatečnou únosnost a dle mého názoru není možné uvažovat tuto zeminu jako podkladní pro založení objektu. Z důvodu nedostatečné únosnosti je souvrství přiřazena zemina GT 2.2 písek hlinitý, který je pod vrstvou navážek a má lepší parametry než nestabilní navážky. Změna parametrů zeminy je uvažována i v programu GEO – Pažení posudek pro pilotovou stěnu u stávajícího objektu A. Z této nejasnosti navrhuji zlepšení geologického průzkumu v místech pod stávajícími objekty.



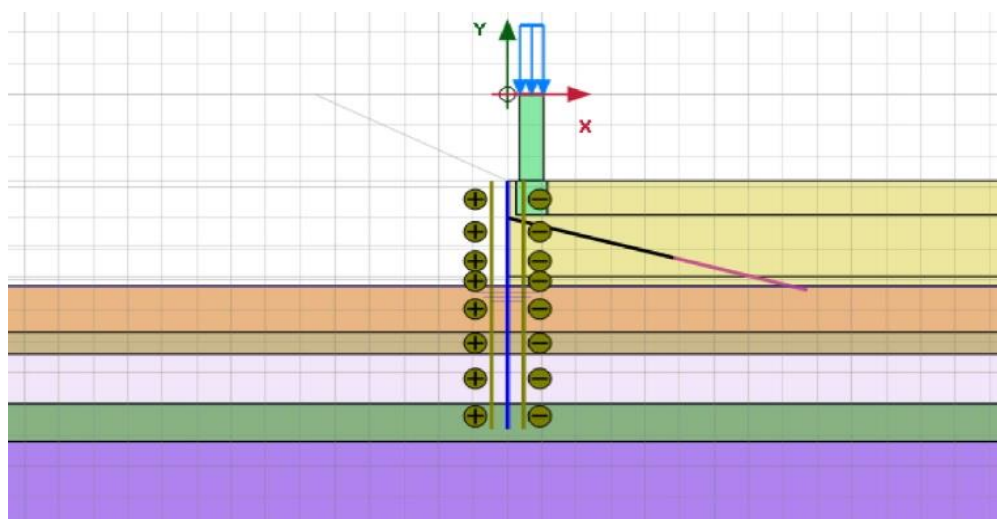
Obr. č. 34: Fáze 6 – vybudování pilotové stěny (zdroj: autor)



Obr. č. 35: Fáze 7 – hloubení druhé fáze (zdroj: autor)



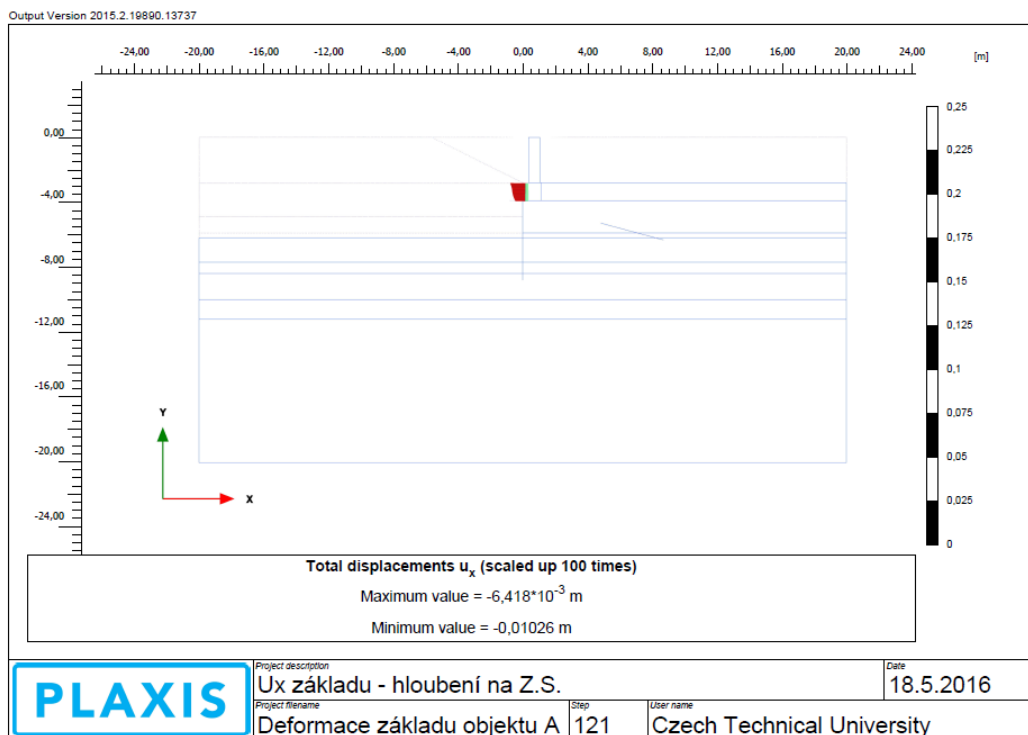
Obr. č. 36: Fáze 8 – aktivace kotvy (zdroj: autor)



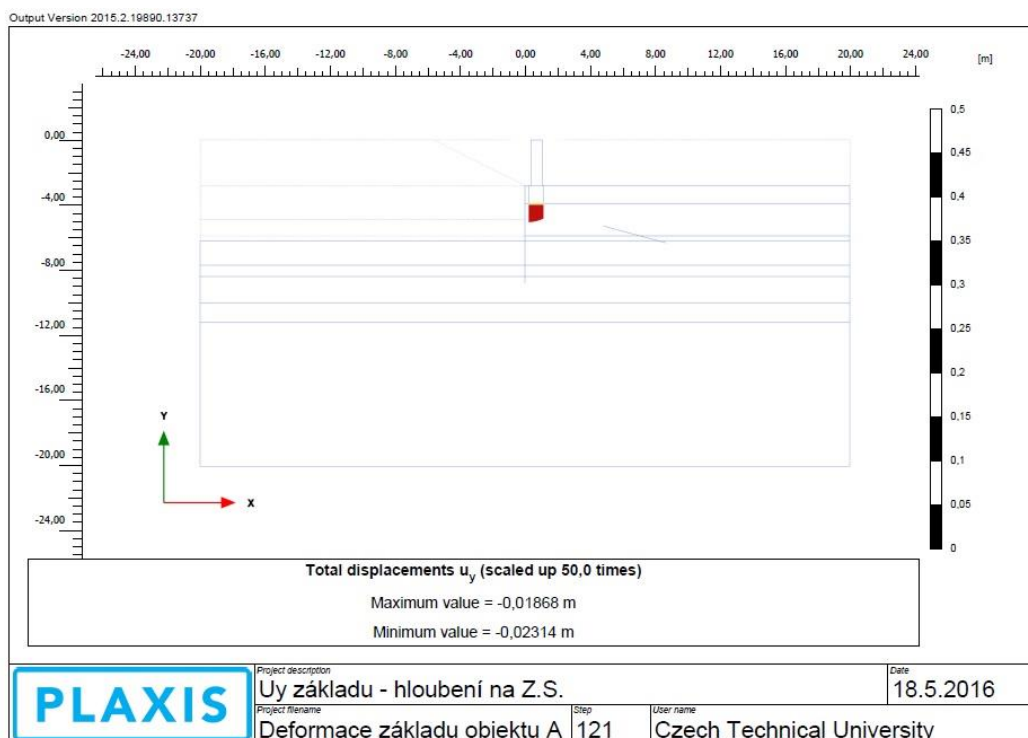
Obr. č. 37: Fáze 9 – hloubení na základovou spáru

4.5.3 Výsledné deformace základu objektu A

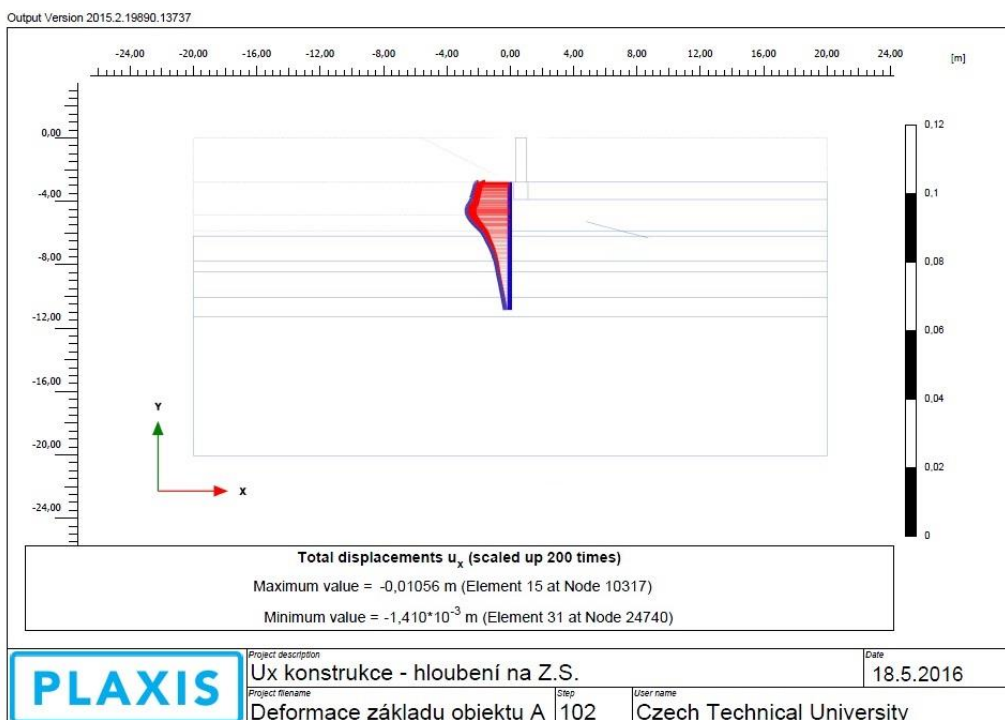
Na následujících obrázcích jsou vidět posuny u_x a u_y na hranách základového pasu objektu A.



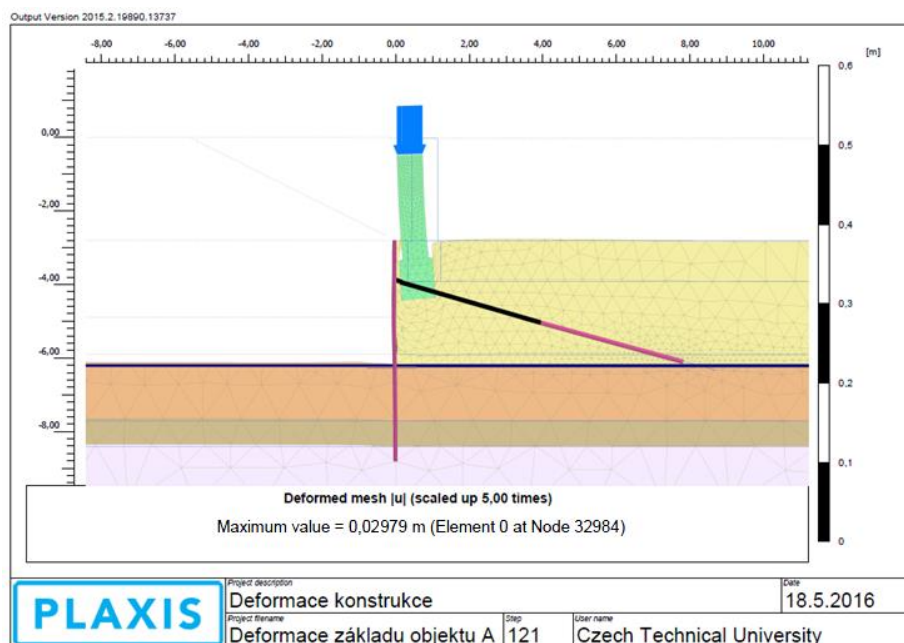
Obr. č. 38: Průběh deformace základu ve směru u_x (zdroj: autor)



Obr. č. 39: Průběh deformace základu ve směru u_y (zdroj: autor)



Obr. č. 40: Průběh deformace pilotové tangenciální stěny ve směru u_x (zdroj: autor)



Obr. č. 41: Skutečná deformace konstrukce a základu (zdroj: autor)

Na obrázku č. 40 je vidět průběh deformace po konstrukci po poslední fázi hloubení na základovou spáru. Maximální hodnota vyšla 10,6 mm, což je pro porovnání s výpočtem v GEO – Pažení posudek 12,6 mm přijatelné. Průběh deformací bych očekával podobnější s výpočtem v programu GEO – Pažení posudek, ale přisuzuji je



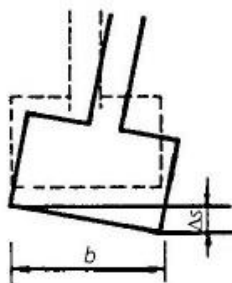
různým způsobům výpočtů v programu Plaxis 2D – metoda konečných prvků
a v programu GEO Pažení posudek – metoda závislých tlaků.

4.5.4 Natočení základu

Jak je vidět z předešlého obrázku 39 - Průběh deformace základu ve směru u_y můžeme určit ze svislého posunu rozdíl poklesu krajních bodů základu:

$$\Delta s = 0,02314 - 0,01868 = 0,00446 \text{ m}$$

Šířka základu B je 0,9 m a podle vztahu $\Delta s/B$ určíme hodnotu pro nerovnoměrné sednutí základu:



Obr. č. 42: Nerovnoměrné sednutí základu (zdroj: [10])

$$\frac{\Delta s}{B} = \frac{0,00446}{0,9} = 0,004955$$

Podle tabulky limitních hodnot sednutí podle ČSN 73 1001^[13] je hodnota pro uvažovaný konstrukční systém budovy – vícepodlažní železobetonová skeletová konstrukce 0,0015. Tato hodnota ovšem podle výpočtu v Plaxisu 2D není dodržena, ale nebral bych ji jako konečnou z důvodu nedokonale namodelované konstrukce. Modelovaná situace je daleko komplikovanější, protože objekt A netvoří pouze rovnoběžnou stěnu s uvažovanou hranou stavební jámy, ale součástí jsou i příčné ztužující stěny, ztužující věnce, stropy atd. Z tohoto důvodu beru hodnotu nerovnoměrného sednutí pouze jako informativní a bylo by potřebné vytvořit podrobnější model.



Druh stavby	Limitní hodnoty		
	průměrného sednutí s_{lim} (mm)	nerovnoměrného sednutí	
		druh $(\Delta s/l, L, b)_{lim}$	hodnota
Budovy a konstrukce, v nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání nebezpečná porušení	120	$\Delta s/l$ $\Delta s/l$	0,003 0,006
Konstrukce staticky určité <ul style="list-style-type: none"> • staticky neurčité železobetonové • staticky neurčité ocelové 	100 60 80	$\Delta s/l$ $\Delta s/l$ $\Delta s/l$	0,005 0,002 0,003
Vícepodlažní skeletové budovy <ul style="list-style-type: none"> • železobetonové • ocelové 	60 70	$\Delta s/l$ $\Delta s/l$	0,0015 0,0025
Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami <ul style="list-style-type: none"> • z cihel a bloků se ztužujícími věnci • z velkých panelů a monolitického betonu 	80 60	$\Delta s/l$ $\Delta s/l$	0,0015 0,0015
Tuhé železobetonové konstrukce	200	$\Delta s/b$	0,003
Komíny do výšky 100 m	200	$\Delta s/b$	0,005
Komíny vyšší než 100 m	100	$\Delta s/b$	0,002
Jeřábové dráhy	50	$\Delta s/l$	0,0015

Tab. č. 17: Limitní hodnoty sednutí podle ČSN 73 1001 (zdroj: [10])

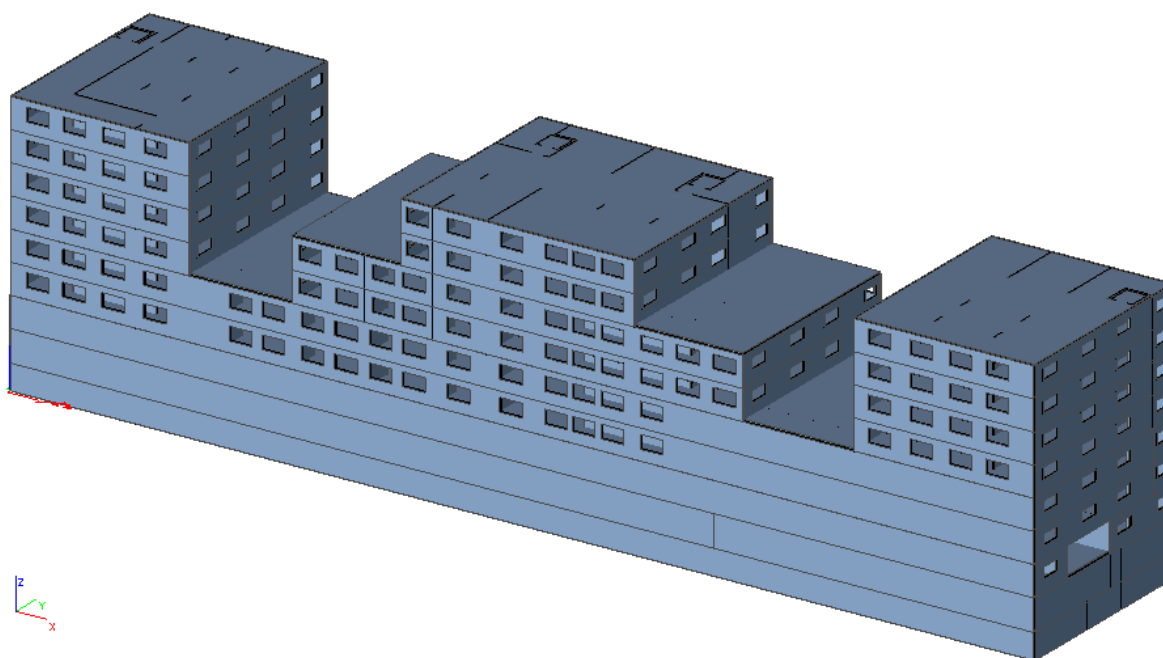
5. Založení objektu

5.1 Odvodnění

Jak je uvedeno v kapitole 2.2.3, náběhy základové desky v úrovni -7,05 m a šachty s dojezdy výtahů v -7,8 m budou pod úrovní HPV. Z tohoto důvodu budou muset být části objektu zasahující pod HPV v průběhu výstavby lokálně odčerpávány.

5.2 Model nosné konstrukce objektu

Stanovení reakcí horní stavby v úrovni základové spáry pro členitý objekt velikosti zhruba 105 x 21 m není jednoduché. Je ovlivněno nestejnými výškami především ve 2. PP, 1. PP a 1. NP, zároveň komplikují řešení dvě jednosměrné rampy, které zaujímají podstatnou část podzemního podlaží. Dále je zde vidět členitost ve vyšších nadzemních podlažích objektů, v kterých je uplatněn stěnový systém. Konstruktivní stěnový systém ve všech podlažích přechází z 1. NP do 1. PP do kombinovaného systému stěna – sloup. Z důvodů složitosti a velikosti objektu jsem se rozhodl místo ručního výpočtu zatížení pro výpočet v programu Scia Engineer 15.3. Výpočet zatížení je proveden podle následujícího 3D modelu objektu, který je na obrázku č. 43. Objekt je řešen na 3 dilatační celky přibližně stejných délek, ale z důvodů rozsahu práce není tato problematika více řešena.



Obr. č. 43: Výpočtový model objektu v axonometrii (zdroj: autor)

Objekt bude založen pomocí bílé vany, podporované pilotami v místech sloupů a vysoce zatížených podzemních stěn.

5.3 Zatížení konstrukce

Už z názvu multifunkční objekt je zřejmé, že ve výpočtovém modelu bude hned několik zatěžovacích kategorií. Vedle samotné vlastní hmotnosti nosné konstrukce v návrhu uvažují s těmito následujícími zatěžovacími kategoriemi (charakteristické hodnoty):

Stálé

- 2 kN/m^2 - ostatní stálé zatížení v nadzemních podlažích (z toho $0,4 \text{ kN/m}^2$ podhled a $1,6 \text{ kN/m}^2$ podlahové konstrukce)
- $1,2 \text{ kN/m}^2$ - zděné příčky v nadzemních podlažích
- $4,5 \text{ kN/m}^2$ - skladba střešní konstrukce

Užitné:

- 5 kN/m^2 – plochy v malých obchodech 1. NP
- 5 kN/m^2 – ostatní skladovací prostory
- $1,5 \text{ kN/m}^2$ – plochy pro domácí a obytné činnosti



- $2,5 \text{ kN/m}^2$ – dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla ($\leq 30 \text{ kN}$ tíhy)

Podle uvažovaného místa výstavby se lokalita nachází v I. sněhové a III. větrné oblasti podle ČSN 73 0035 „Zatížení stavebních konstrukcí“.^[15] Charakteristické hodnoty těchto zatížení uvažuji takto:

- $0,5 \text{ kN/m}^2$ – zatížení sněhem.
- Zatížení větrem $0,9 \text{ kN/m}^2$ pro tlak a $0,25 \text{ kN/m}^2$ pro sání

5.4 Model Soilin

Pro určení velikostí sil působících na piloty jsem použil kombinaci základové desky podporované pilotami v místech velkých zatížení způsobující stěny a sloupy přenášející zatížení z horních pater. Použil jsem v programu Scia Engineer modul interakce s podložím Soilin.

„Při návrhu nebo posouzení jakékoliv konstrukce, která je ve styku s podložím, je nutno se zabývat interakcí stavby, základu a podloží. Abych mohl zjistit napětí v podloží a následně jeho sedání, je nutno nejdříve spočítat přetížení povrchu podloží, resp. určit kontaktní napětí základu. Toto napětí počítá program Scia Engineer, přičemž k tomu využívá 2D model podloží, který korektně reprezentuje přetvárné vlastnosti celého masivu podzákladí povrchoým modelem. Jeho fyzikální vlastnosti jsou vyjádřeny tzv. parametry interakce C, přičemž nejdůležitější z nich jsou $C1z$, $C2x$, $C2y$, $C1x$ a $C1y$.“^[4]

Předpoklady výpočtu

„Výpočet sedání a parametrů C se provádí podle následujících předpokladů:

- a) Napjatost v podzákladí se zjišťuje na modelu Boussinesquova ideálního homogenního poloprostoru a to bez ohledu na jakoukoli vertikální nebo horizontální nehomogenitu. Tento přístup je akceptován současnými geomechanickými normami;
- b) Hloubka založení ovlivňuje normový součinitel κ_1 a tím zrychluje pokles hodnot svislé složky napětí σ_z do hloubky;



c) Nestlačitelné podloží pod poslední zadanou vrstvou způsobí, že program zavede do výpočtu normový součinitel κ_2 . Numericky to znamená zpomalení útlumu napětí σ_z nekonečného poloprostoru.“^[4]

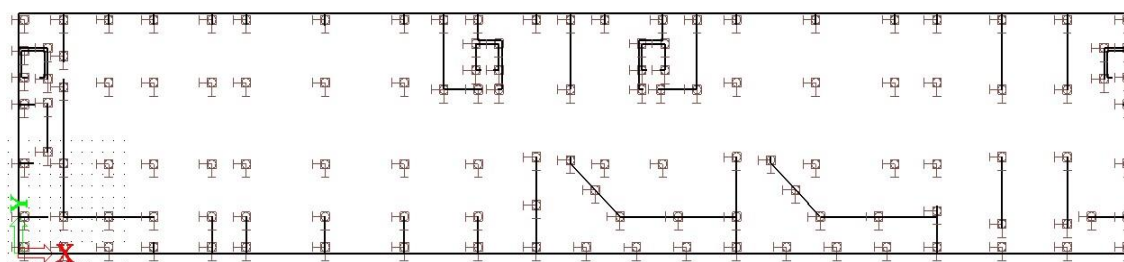
Vstupní parametry

„Uživatel si volí, které základové desky mají být podložím podepřeny, tedy jakým plochám bude modul SOILIN přiřazovat odpovídající podepření. Geologický profil je určen zadanými geologickými sondami. Každému vrtu lze přiřadit několik geologických vrstev, které jsou charakterizovány následujícími vlastnostmi:

- h = tloušťkou vrstvy;
- E_{def} = modulem přetvárnosti (deformace);
- ν = součinitelem příčné kontrakce (Poisson);
- γ = objemová tíha zeminy v suchém a mokřém stavu;
- m = součinitelem strukturní pevnosti zeminy“^[4]

Výpočet

Podpory jsem uvažoval jako tuhé, proti posunu ve směru osy z. Hodnoty vypočtených sil působící na piloty jsou uvedené v příloze Scia Engineer – výpočet působících sil na piloty.



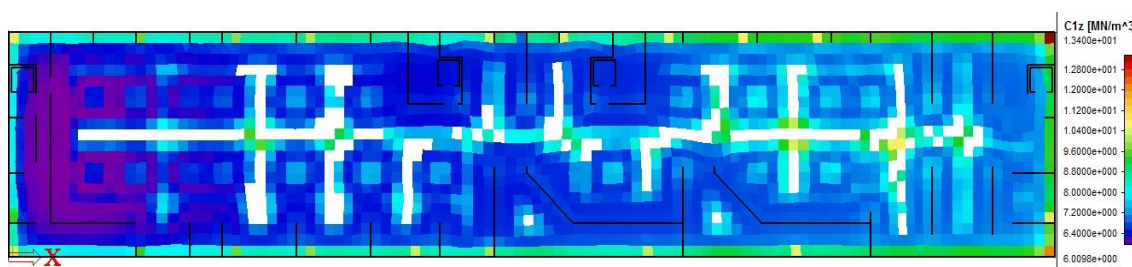
Obr. č. 44: Rozmístění podpor (pilot) desky v nejzatíženějších místech stěn a sloupů (zdroj: autor)

„Výpočet MKP nejprve nalezne první aproximaci kontaktního napětí s pomocí výchozích hodnot parametrů C, které mohou být nastaveny uživatelem. Tyto hodnoty kontaktního napětí představují zatížení podloží a slouží jako vstup pro modul Soilin. Tento program vypočte sedání podle příslušné normy a z něho hodnoty potřebných parametrů C. Celý cyklus MKP + Soilin se opakuje, dokud není splněna iterační

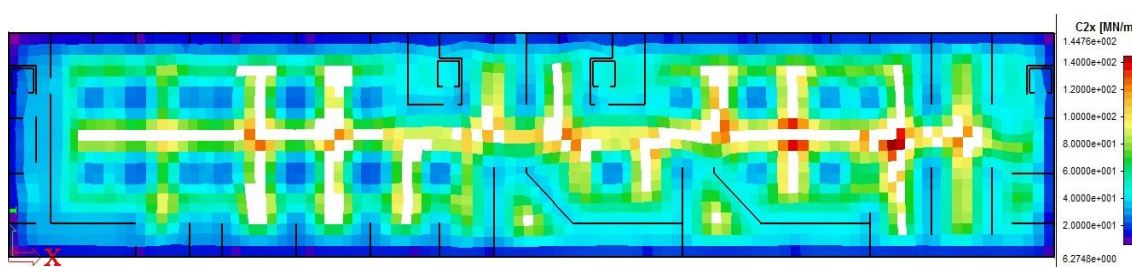


podmínka přesnosti kontaktních napětí. Tímto způsobem jsou získány výsledné deformace a vnitřní síly konstrukce na podloží.“^[4]

Spočtené deformační parametry podloží C byly vypočteny takto:



Obr. č. 45: Deformační parametr podloží C_{1z} (zdroj: autor)



Obr. č. 46: Deformační parametr podloží C_{2x} (zdroj: autor)

5.5 Únosnost a sedání pilot

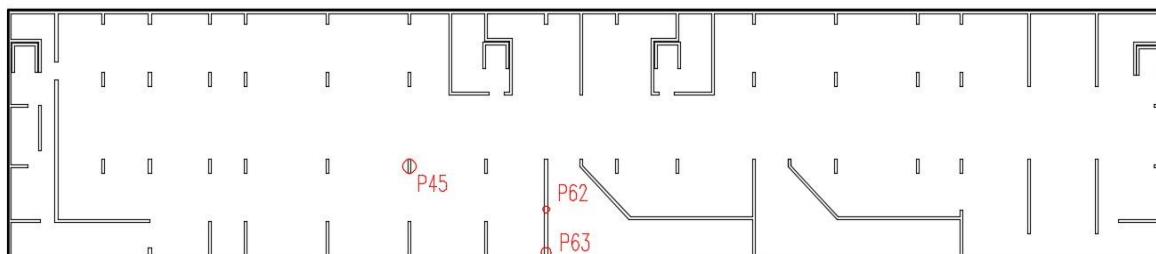
V nepříliš tvrdých zeminách R4, R5, do kterých zasahují paty pilot, jsem se rozhodl použít technologii vrtaných pilot. Piloty patří do kategorie velkopřůměrových a jsou navrženy jako osamělé z těchto důvodů:

- piloty jsou od sebe dostatečně vzdálené a jejich rozmístění nemá význam na ovlivňování mezi jednotlivými pilotami
- při nejmenších vzdálenostech mezi sebou jsou rozmístěny minimálně ve vzdálenosti $2,5 d$ osově od sebe (kde písmeno d značí průměr piloty)
- v nepříliš únosných zeminách bude zatížení piloty přenášeno především patou piloty ve skalních horninách R4 a R5 a tím pádem malé zatížení přenášeno pláštěm piloty a ovlivňování okolní zeminy

Pod základovou deskou se bude nacházet celkem 127 pilot. Z tak velkého počtu pilot navrhuji 3 průměry pilot o velikosti 600, 900 a 1200 mm. Piloty jsou posouzeny pro všechny 3 průměry a to tak, že hodnoty zatížení působící na piloty byly rozděleny do 3 kategorií, z nichž každá nejzatíženější pilota je posouzena:



- kategorie d = 1 200 mm byla posouzena pilota P45
- kategorie d = 900 mm byla posouzena pilota P63
- kategorie d = 600 mm byla posouzena pilota P62



Obr. č. 47: Polohy nejzatíženějších pilot pro jednotlivé průměry (zdroj: autor)

5.5.1 Výpočet piloty na základě 1. skupiny mezních stavů

Využívá se návrhových velikostí stabilních parametrů jednotlivých vrstev základové půdy, jež se stanoví dle zásad 1. m. s. způsobu porušení typu GEO, přičemž doporučený je návrhový přístup NP2 (A1 „+“ M1 „+“ R2). Z hlediska vlastností základových půd jsou pro tento NP všechny součinitele typu M rovny 1,0, tudíž návrhové parametry základové půdy jsou totožné s parametry charakteristickými. ^[5]

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1927,71$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 6790,20$ kN

Únosnost piloty $R_c = 8717,91$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 6316,71$ kN

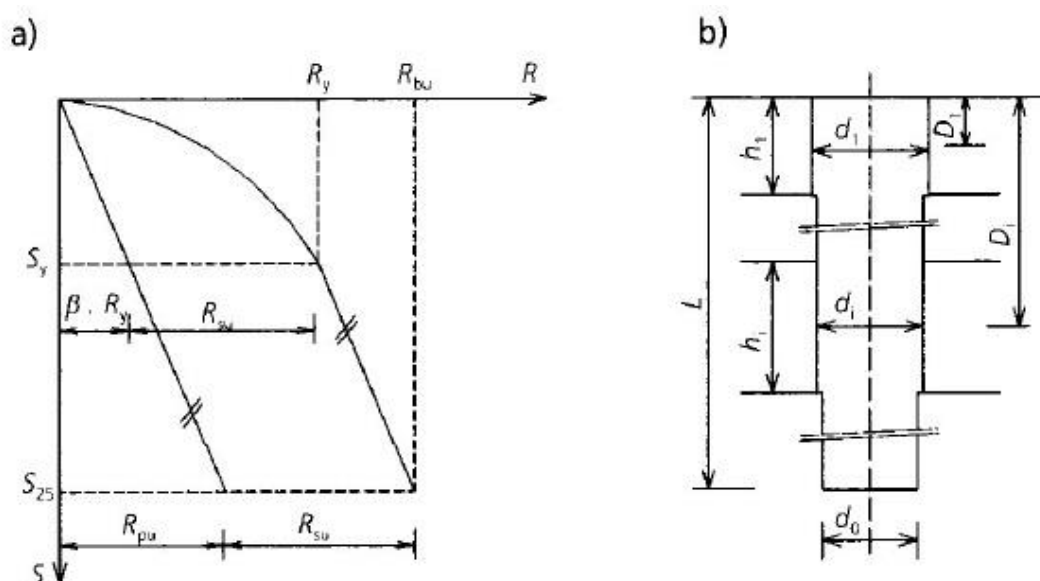
$$R_c = 8717,91 \text{ kN} > 6316,71 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obr. č. 48: Posouzení piloty P45 podle 1. m. s. (zdroj: autor)

5.5.2 Výpočet piloty na základě 2. skupiny mezních stavů

Ve 2. skupině m. s. nás především zajímá použitelnost, tedy sedání piloty.



Obr. č. 49: a) mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b) schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [10]

Pro výpočet mezní zatěžovací křivky piloty jsou rozhodující zejména hodnoty regresivních součinitelů a , b a součinitelů modulu deformace E_s , které byly odvozeny ze zatěžovacích zkoušek pilot.

h (m)	d (m)								
	0,6			1,0			1,5		
	R3	R4	R5	R3	R4	R5	R3	R4	R5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3,0	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5,0	-	58,2	41,3	-	75,3	54,8	-	87,9	63,7
10,0	-	87,5	61,6	-	114,5	83,2	-	133,0	97,0

Tab. č. 18. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné ve skalních a poloskalních horninách (zdroj: [12])



h (m)	d (m)								
	0,6			1,0			1,5		
	I_d								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3,0	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5,0	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10,0	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

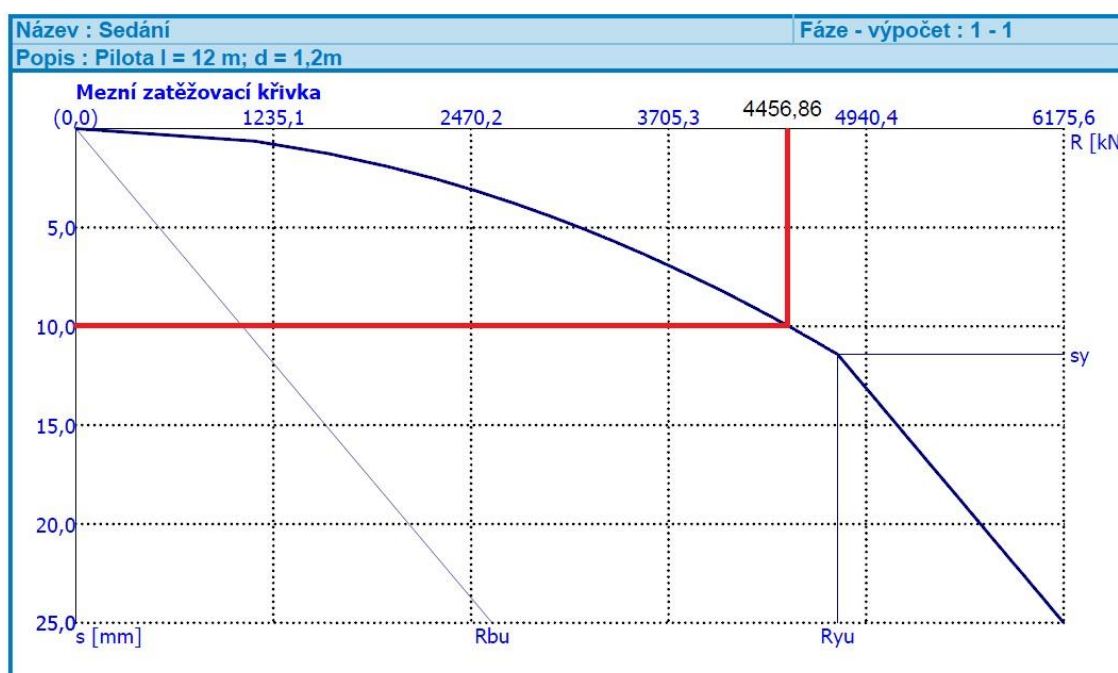
Tab. č. 19. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné v nesoudržných zeminách (zdroj: [12])

Hornina		Regresní koeficienty (kPa)			
		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1 298,96
	R 4	169,98	139,45	1616,22	1 155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
Nesoudržné	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 0,9$	154,03	115,88	1596,70	1 399,88
Soudržné	$I_C = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_C \geq 1,0$	97,31	108,59	987,60	1 084,26

Tab. č. 20. Velikosti regresivních koeficientů pro jednotlivé typy zemin a hornin (zdroj: [10])

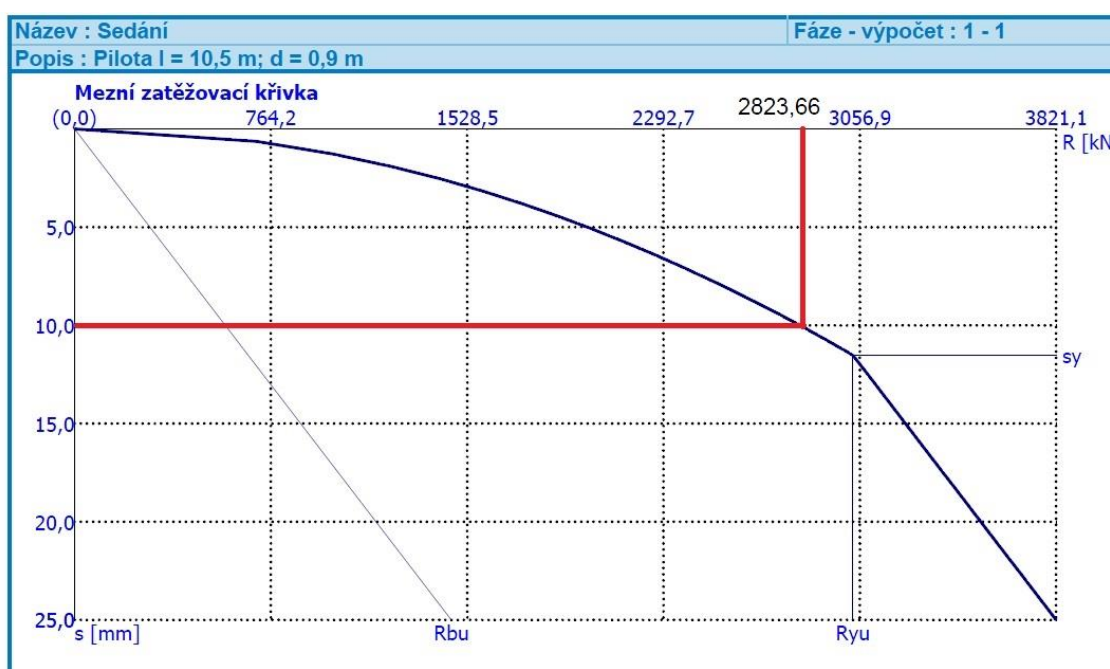
Z předchozích tabulek jsem pro příslušnou zeminu a její mocnost interpoloval mezi jednotlivými hodnotami a určil tak součinitele, které jsem zadal pro výpočet sedání do programu GEO – Pilota.

Ve výpočtu jsem uvažoval maximální hodnotu sedání všech průměrů pilot $s = 10$ mm. Z mezní zatěžovací křivky jsem pro pilotu P45 určil hodnotu maximálního zatížení 4456,86 kN. Tato hodnota $R = 4456,86$ kN je větší než charakteristická hodnota reakce $R_z = 4258,07$ kN. Z toho vyplývá, že hodnota sedání piloty na charakteristickou hodnotu reakce $R_z = 4258,07$ kN je menší než 10 mm a splňuje zadanou podmínku.



Obr. č. 50: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P45 (zdroj: autor)

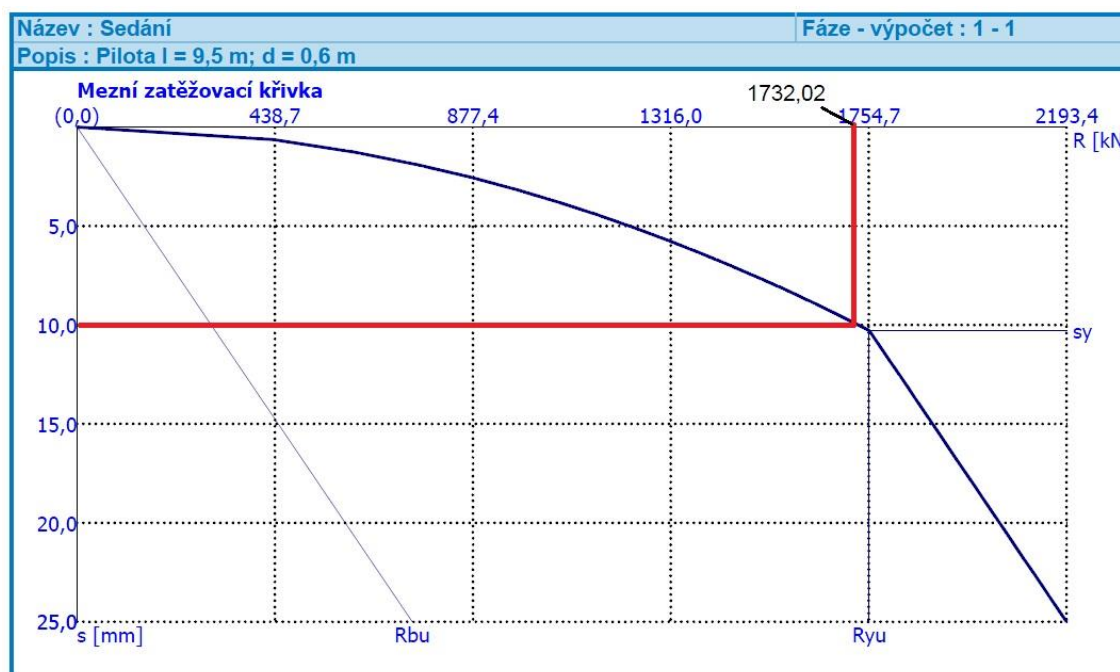
Z mezní zatěžovací křivky jsem pro pilotu P63 určil hodnotu maximálního zatížení 2823,66 kN. Tato hodnota $R = 2823,66$ kN je větší než charakteristická hodnota reakce $R_z = 2700,98$ kN. Z toho vyplývá, že hodnota sedání piloty na charakteristickou hodnotu reakce $R_z = 2700,98$ kN je menší než 10 mm a splňuje zadanou podmínku.



Obr. č. 51: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P63 (zdroj: autor)



Z mezní zatěžovací křivky jsem pro pilotu P62 určil hodnotu maximálního zatížení 1732,02 kN. Tato hodnota $R = 2823,66$ kN je větší než charakteristická hodnota reakce $R_z = 1466,26$ kN. Z toho vyplývá, že hodnota sedání piloty na charakteristickou hodnotu reakce $R_z = 1466,26$ kN je menší než 10 mm a splňuje zadanou podmínku.



Obr. č. 52: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P62 (zdroj: autor)

6. Technologie provádění záporového pažení a pilot

6.1 Záporové pažení

Záporové pažení je navrženo jako dočasné, pouze tedy na uvažovanou dobu výstavby. Rozhodujícím faktorem pro návrh životnosti konstrukce jsou kotvy. Kotvy dočasné s životností na 2 roky (výjimečně 3 roky). Je to nejrozšířenější způsob pažení v České republice pro zakládání v proluce z důvodů nejmenších nákladů na vybudování.

6.1.1 Vytyčení a osazení do vrtu

Před samotným prováděním vrtu se podle plánu vyměří polohy a osové vzdálenosti $a = 2$ m mezi jednotlivými vrty pro zápor. Po vytyčení budou vrtnou soupravou vyvrtány vrty s vrtacím zařízením nazývaným vrtný hrnec (šapa), případně s vrtnou korunkou do zvětralé břidlice. Vrty jsou navrženy s průměrem 600 mm pro pohodlné osazení zápor. V nesoudržné zemině bude vrt opatřen ocelovou pažnicí proti zasypávání vrtu.



Po ukončení vrtání bude osazena zápora typu IPE O 450 nebo IPE 300. Osazování bude probíhat pomocí autojeřábu a zajištění zápor ve svislé poloze zajistí dřevěné klíny. Podle návrhu budou vrty zalité betonem C 8/10 do úrovně budoucí základové spáry objektu.

6.1.2 Hloubení

Hloubení bude postupné podle skutečné soudržnosti zeminy a následným ukládáním pažin mezi zápor. Pažiny jsou z rostlého dřeva tloušťky 120 mm. Pažiny se budou vždy po jejich osazení zasypávat z důvodu aktivace konstrukce. Bez aktivace by mohlo dojít k nepředpokládané deformaci konstrukce nebo jejímu zřícení.

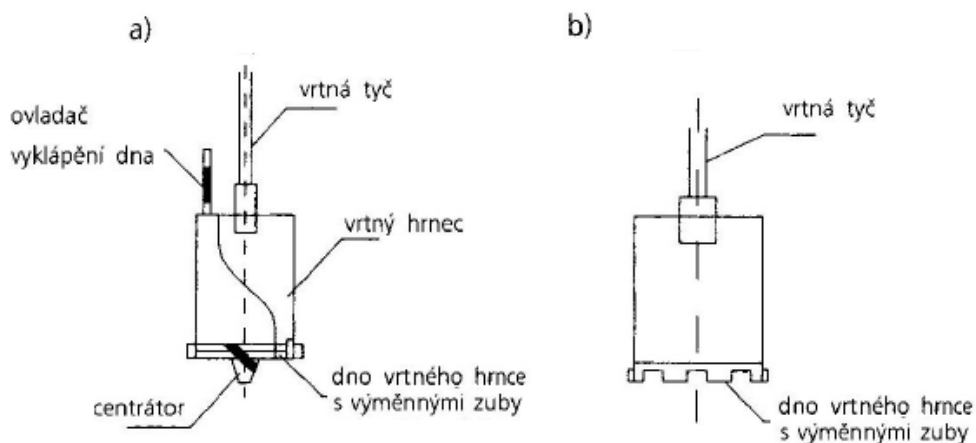
6.1.3 Kotvení konstrukce

Kotvení konstrukce je systém dvou částí. Primární tvoří přenos sil ze dvou zápor do převázek a sekundární je přenos síly z převázky do kotvy. Převázky tvoří dva profily UPE 260 svařené ocelovými plechy. Vprostřed převázky bude umístěna pramencová kotva typu pramence Lp 15,7/1770. Pramence budou dodány na stavbu smotané na cívce a pro použití se bude pramenec řezat rozbrušovací pilou na požadovanou vzdálenost vždy s minimálním přesahem 1m pro dostatečný úchop napínacího zařízení. Volná délka l_{free} bude opatřena proti degradování polyetylenovou trubicí.



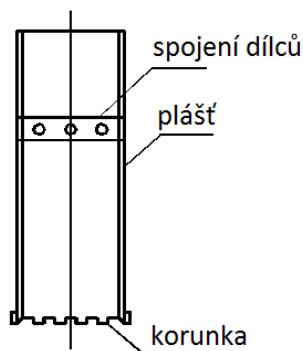
6.2 Piloty

Piloty jsou navrženy jako vrtané velkopřůměrové se třemi průměry 600, 900 a 1200 mm.



Obr. č. 53: Použité druhy vrtných nástrojů a) vrtný hrnec b) vrtací korunka (zdroj: vlastní úprava za použití [10])

Protože pod úrovní základové spáry jsou i písčité zeminy, je při hloubení vrtů piloty použita ocelová pažnice, která bude osazena zavibrováním pomocí vrtné soupravy současně s vrtáním.



Obr. č. 54: Spojovatelná pažnice (zdroj: vlastní úprava za použití [10])

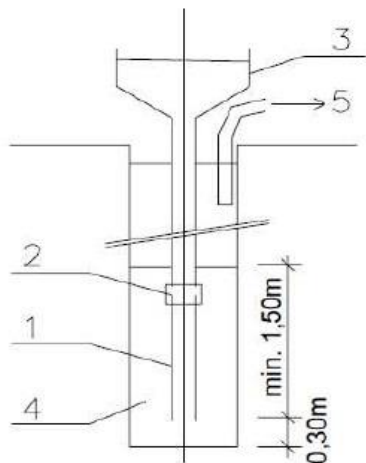
Přípravné práce před betonáží

Po ukončení vrtání je potřeba důkladné začištění vrtu. To se provádí speciální čistící šapou s rovným dnem. Dále podle pilotového plánu zkontrolovat, zda odpovídají vyhloubené vrty navržené délce piloty. Následuje osazení armokoše z profilů odpovídající podle návrhu v programu GEO – Pilota. Tento sled činností před betonáží by měl být co nejkratší z důvodů změn vlastností zeminy např. rozbředání.^[5]



Betonáž pilot

Beton pevnostní třídy C 25/30 musí být samozhutnitelný. Betonáž piloty bude probíhat pod vodou.



- 1 – sypáková roura
- 2 - vodotěsný spoj
- 3 – násypka
- 4 - beton v pilotě
- 5 - čerpání vody

Obr. č. 55: Betonáž pod vodou pomocí sypákové roury (zdroj: [5])

„V případě betonáže pod vodou se používá metoda Contractor, při níž se dobře zpracovatelný beton ukládá pomocí sypákové roury, jež slouží k zabránění rozměšování a znečištění betonu kapalinou v pilotě, jež je schopna pojmout dostatečnou zásobu betonu, aby betonáž probíhala plynule.“^[5] Sypáková roura je nastavitelná s vodotěsnými spoji z částí o délkách 1,5 – 2 m.^[5]

Sypáková roura se vloží do vrtu s uzavřeným dnem pomocí zátky z důvodu promíchání betonu s vodou. Po naplnění sypáku se začne s jejím zvedáním. Zvedání je pozvolné, aby nedocházelo k podtlaku. Voda je neustále během betonáže odčerpávána. Pažnice se po betonáži vytahují, ale je přitom nutné dávat pozor na pokles hladiny betonu a současně její úroveň dobetonovávat. Betonáž piloty je provedena výše než uvedená výška hlavy piloty z důvodu odstranění znečištěné vrstvy.^[5]

Dokončovací práce

Přebetonovaná vrstva je odstraněna a povrch dorovnaný na požadovanou úroveň hlavy piloty. Současně probíhá úprava hlavy piloty pro napojení základové desky. Po ukončení betonáže se postupně realizují ostatní piloty.^[5]



7. Závěr

Úkolem bakalářské práce bylo navržení alternativního způsobu zajištění stavební jámy pomocí záporového pažení a pilotových tangenciálních stěn. Oba způsoby zajištění jsou pomocí zemních kotev místo skutečně provedeného projektu pomocí rozpěr na šířku stavební jámy.

Pro návrh geotechnických konstrukcí jsem si nejprve zvolil 2 návrhové geologické profily z důvodu změny mocnosti zeminy typu navážky. Před výpočtem pažících konstrukcí jsem nejprve podle okolní zástavby určil, jaké bude vyvozeno zatížení od přiléhajících objektů. Jámě přiléhá 5 stávajících objektů, jejichž tíha je přepočtena na metr běžný do základových pasů, způsobujících přetížení do podloží, které ovlivňuje pažící konstrukce. V návrhu zajištění stavební jámy jsem se zaměřil na 3 místa. Je to západní a východní strana stavební jámy a místo u stávajícího objektu označeným A, pro který jsem vyhodnotil jako nejnepříznivější podmínky.

Dno jámy u záporového pažení západní strany je v hloubce 6,25 m pod terénem. Záporny IPE O 450 jsou 12 m dlouhé, osově vzdálené po 2 m. Konstrukce je kotvena v 1 úrovni 1,8 m pod terénem a to předsazenými převázkami z profilů 2 x UPE 260, na které navazují dočasné kotvy typu Lp 15,7/1770. Konstrukce je navržena na maximální hodnotu deformace 18 mm.

Dno jámy u záporového pažení východní strany je v hloubce 5,45 m pod terénem. Záporny IPE 300 jsou 9,5 m dlouhé, osově vzdálené po 2 m. Konstrukce je kotvena v 1 úrovni 1,3 m pod terénem a to předsazenými převázkami z profilů 2 x UPE 260, na které navazují dočasné kotvy typu Lp 15,7/1770. Konstrukce je navržena na maximální hodnotu deformace 8,2 mm.

Dno jámy u pilotové tangenciální stěny objektu A je v hloubce 6,25 m pod terénem. Hlava piloty je v úrovni 2,8 m pod terénem. Piloty mají průměr 0,6 m a jsou 6 m dlouhé, osově vzdálené po 0,6 m. Konstrukce je kotvena v 1 úrovni 1,2 m pod úrovní hlavy, a to předsazenými převázkami z profilů 2 x UPE 260, na které navazují dočasné kotvy typu Lp 15,7/1770. Konstrukce je navržena na maximální hodnotu deformace 12,6 mm.



Založení objektu jsem navrhnul kombinaci základové desky s pilotami. Zatížení působící na jednotlivé piloty jsem spočítal pomocí navrženého 3D modelu ve Scia Engineer. Tloušťka desky je 400 mm, po obvodě pod nosnými stěnami zesílená o 350 mm. Piloty jsou navrženy jako velkopřůměrové o 3 průměrech 600, 900 a 1200 mm. Každá nejzatíženější pilota pro daný průměr je navržena programem GEO – Pilota, s uvážením maximální hodnoty sedání 10 mm určené podle mezní zatěžovací křivky.

Bakalářská práce mi dala hodně poznatků o navrhování geotechnických konstrukcí, zejména v oblasti návrhu zajištění stavební jámy. Dále bych chtěl uvést doporučení pro další práci podrobného návrhu základových konstrukcí - například posouzení základové desky.



Použitá literatura:

- [1] PODPĚRA, Pavel a Martina BABOROVÁ. ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA inženýrsko-geologického průzkumu a stanovení radonového indexu pozemku, FY-792/07. Praha, duben 2007.
- [2] FINE [online]. 2016 [cit. 2016-05-05]. Automatický dopočet koeficientu redukce tlaků pod dnem jámy. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/automaticky-dopocet-koeficientu-redukce-tlaku-pod-dnem-jamy-01/>
- [3] FINE [online]. 2016 [cit. 2016-05-05]. Posouzení vnitřní stability konstrukce. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/posouzeni-vnitřni-stability-konstrukce-01/>
- [4] SCIA [online]. 2011 [cit. 2016-05-07]. Scia Engineer katalog. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/system/files/documents/se-cat-2011-cz-lr.pdf>
- [5] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 1. 1. vydání. ČVUT: Thákurova 1, 160 41 Praha 6, 2015, 166 s.
- [13] ČSN 73 1001 Zakládání Staveb. Základová půda pod plošnými základy. Praha: Český normalizační institut, 1988. 76 s. Třídící znak 73 1001
- [14] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí, Část: Obecná pravidla. Praha. Český normalizační institut, 2006. 138 s. Třídící znak 73 1000
- [15] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 1998. 165 s. Třídící znak 73 0035
- [16] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: Český normalizační institut, 2015. 114 s. Třídící znak 73 1701
- [17] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: Český normalizační institut, 2006. 96 s. Třídící znak 73 1401



Seznam použitých zdrojů obrázků

- [1] PODPĚRA, Pavel a Martina BABOROVÁ. ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA inženýrsko-geologického průzkumu a stanovení radonového indexu pozemku, FY-792/07. Praha, duben 2007.
- [5] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 1. 1. vydání. ČVUT: Thákurova 1, 160 41 Praha 6, 2015, 166 s.
- [6] <https://www.google.cz/maps>
- [8] FINE [online]. 2016 [cit. 2016-05-05]. Posouzení vnitřní stability konstrukce. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/posouzeni-vnitri-stability-konstrukce-01/>
- [9] FINE [online]. 2016 [cit. 2016-05-05]. Janbu. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/janbu-01/>
- [10] TURČEK, P. et al. Zakládání staveb. Bratislava: Jaga group, s.r.o., 2005. ISBN 80-8076-023-3
- [5] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 1. 1. vydání. ČVUT: Thákurova 1, 160 41 Praha 6, 2015, 166 s.

Seznam použitých zdrojů tabulek

- [1] PODPĚRA, Pavel a Martina BABOROVÁ. ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA inženýrsko-geologického průzkumu a stanovení radonového indexu pozemku, FY-792/07. Praha, duben 2007.
- [10] TURČEK, P. et al. Zakládání staveb. Bratislava: Jaga group, s.r.o., 2005. ISBN 80-8076-023-3
- [11] KLEIN, Karol a Peter MIŠOVE. Únosnosť koreňa injektovanej kotvy v hornine. Inženýrské Stavby. Bratislava: Vydavateľství technické a ekonomické literatury Alfa, 1986. 34(5), 251 - 255.
- [12] FINE [online]. 2016 [cit. 2016-05-05]. Sečnový modul deformace Es. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/secnovy-modul-deformace-es-01/>



Seznam obrázků:

Obr. č. 1: Půdorys 2. PP.....	2
Obr. č. 2: Poloha polyfunkčního objektu v Praze 10, Petrohradská	3
Obr. č. 3: Situace vrtů a sond	4
Obr. č. 4: Inženýrskogeologický řez 1-1'	5
Obr. č. 5: Návrhový geologický profil 1 zvolený pro návrh geotechnických konstrukcí... 8	
Obr. č. 6: Návrhový geologický profil 2 zvolený pro návrh geotechnických konstrukcí... 9	
Obr. č. 7: Schéma navržených pažících konstrukcí	14
Obr. č. 8: Záporové pažení západní strany - fáze 1.....	15
Obr. č. 9: Záporové pažení západní strany - fáze 2.....	16
Obr. č. 10: Záporové pažení západní strany - fáze 3.....	16
Obr. č. 11.: Statické schéma zatížení pažiny	18
Obr. č. 12: Statické schéma zatížení převázky	19
Obr. č. 13: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu	22
Obr. č. 14: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu	23
Obr. č. 15: Vnější stabilita svahu záporového pažení západní strany.....	23
Obr. č. 16: Záporové pažení východní strany - fáze 1.....	25
Obr. č. 17: Záporové pažení východní strany - fáze 2.....	25
Obr. č. 18: Záporové pažení východní strany - fáze 3.....	25
Obr. č. 19: Statické schéma zatížení pažiny	27
Obr. č. 20: Statické schéma zatížení převázky	28
Obr. č. 21: Vnější stabilita svahu záporového pažení východní strany.....	31
Obr. č. 22: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 1.....	32
Obr. č. 23: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 2.....	32
Obr. č. 24: Pilotová tangenciální stěna objektu A - fáze 3.....	33
Obr. č. 25: Statické schéma zatížení převázky	34
Obr. č. 26: Vnější stabilita svahu pilotové tangenciální stěny objektu A.....	36
Obr. č. 27: Schéma poloh stávajících objektů.....	37
Obr. č. 28: Schéma řezu posouzení deformace základu objektu A	37
Obr. č. 29: Fáze 1 – původní terén.....	38
Obr. č. 30: Fáze 2 – hloubení zeminy přilehlého objektu	38



Obr. č. 31: Fáze 3 – vybudování přilehlého objektu	39
Obr. č. 32: Fáze 4 – zásyp svahu k objektu	39
Obr. č. 33: Fáze 5 – hloubení první fáze	39
Obr. č. 34: Fáze 6 – vybudování pilotové stěny	40
Obr. č. 35: Fáze 7 – hloubení druhé fáze	40
Obr. č. 36: Fáze 8 – aktivace kotvy	41
Obr. č. 37: Fáze 9 – hloubení na základovou spáru	41
Obr. č. 38: Průběh deformace základu ve směru u_x	42
Obr. č. 39: Průběh deformace základu ve směru u_y	42
Obr. č. 40: Průběh deformace pilotové tangenciální stěny ve směru u_x	43
Obr. č. 41: Skutečná deformace konstrukce a základu	43
Obr. č. 42: Nerovnoměrné sednutí základu	44
Obr. č. 43: Výpočtový model objektu v axonometrii	46
Obr. č. 44: Rozmístění podpor (pilot) desky v nejzatíženějších místech stěn a sloupů ..	48
Obr. č. 45: Deformační parametr podloží C_{1z}	49
Obr. č. 46: Deformační parametr podloží C_{2x}	49
Obr. č. 47: Polohy nejzatíženějších pilot pro jednotlivé průměry	50
Obr. č. 48: Posouzení piloty P45 podle 1. m. s.	50
Obr. č. 49: a) mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b) schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině	51
Obr. č. 50: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P45	53
Obr. č. 51: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P63	53
Obr. č. 52: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P62	54
Obr. č. 53: Použité druhy vrtných násad a) vrtný hrnec b) vrtací korunka	56
Obr. č. 54: Spojovatelná pažnice	56
Obr. č. 55: Betonáž pod vodou pomocí sypákové roury	57

Seznam tabulek:

Tab. č. 1: Naměřené hladiny podzemní vody	6
Tab. č. 2: Doporučené charakteristiky zemin dle IG průzkumu	7



Tab. č. 3: Normové charakteristiky hornin	7
Tab. č. 4: Přiléhající objekt A.....	10
Tab. č. 5: Přiléhající objekt B.....	11
Tab. č. 6: Přiléhající objekt C.....	11
Tab. č. 7: Přiléhající objekt D.....	12
Tab. č. 8: Přiléhající objekt E	12
Tab. č. 9: Napětí v základové spáře.	13
Tab. č. 10: Porovnání návrhových přístupů s 2. m.s. pro konečnou 3. fázi západní strany	17
Tab. č. 11: Vstupní parametry pro návrh kotev.....	20
Tab. č. 12: Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet únosnosti kotev.....	21
Tab. č. 13: Porovnání návrhových přístupů s 2. m.s. pro konečnou 3. fázi východní strany	26
Tab. č. 14: Vstupní parametry pro návrh kotev	29
Tab. č. 15: Porovnání návrhových přístupů s 2. m.s.	33
Tab. č. 16: Vstupní parametry pro návrh kotev	35
Tab. č. 17: Limitní hodnoty sednutí podle ČSN 73 1001.....	45
Tab. č. 18. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné ve skalních a poloskalních horninách	51
Tab. č. 19. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné v nesoudržných zeminách	52
Tab. č. 20. Velikosti regresivních koeficientů pro jednotlivé typy zemin a hornin.....	52



Seznam použitých zkratk:

ČSN	označení českých státních norem
GT	geotechnický typ
HPV	hladina podzemní vody
IGP	inženýrskogeologický průzkum
MKP	metoda konečných prvků
m n. m.	nadmořská výška v metrech nad mořem, udávaná ve výškovém systému Balt po vyrovnání
m p. t.	výšková úroveň pod povrchem terénu
M.S.	mezní stav
NP	nadzemní podlaží
NP	návrhový přístup ve smyslu souboru norem ČSN EN 1997
PP	podzemní podlaží



Seznam příloh:

Příloha 1:

Pažení posudek – východní strana

Příloha 2:

Pažení posudek – západní strana

Příloha 3:

Pažení posudek – pilotová tangenciální stěna, objekt A

Příloha 4:

Výpočet zatížení Scia Engineer

Příloha 5:

Výpočet pilot

Výkresová část:

Výkres č. 1: Půdorys základů (M 1:50)

Výkres č. 2: Pilotový plán (M 1:50)

Výkres č. 3: Řez A-A', B-B', detaily (M 1:50, M 1:20)