

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



Diplomová práce

Založení polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze

Foundation of multifunctional building Mayhouse in Prague

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Student: Bc. Roman Antoš

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



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Antoš Jméno: Roman Osobní číslo: 409728

Zadávací katedra: K135 - Katedra geotechniky

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Založení polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze

Název diplomové práce anglicky: Foundation of multifunctional building Mayhouse in Prague

Pokyny pro vypracování:

- rozbor IG průzkumu
- návrh stavební jámy
- návrh základové konstrukce
- vyhodnocení měření deformace na pažící konstrukce

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1997

Zakládání staveb, P. Turček a kol., 2005

Vrtané piloty, J. Masopust

Navrhování základových konstrukcí a pažících konstrukcí příručka k ČSN EN 1997, Jan Masopust

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Daniel Jirásko, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 3.10.2017

Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího práce

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.

3. 10. 2017

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)



Poděkování:

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



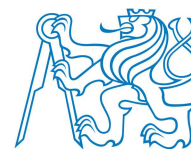
Čestné prohlášení:

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

V Praze dne 29. 12. 2017

.....

Bc. Roman Antoš

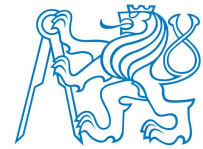


Abstrakt

Cílem této diplomové práce je vyhodnocení inženýrskogeologického průzkumu, podle něhož bude navrženo alternativní založení stavební jámy a založení polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze. Zajištění stavební jámy je navrženo třemi typy pažících konstrukcí, prvním typem je záporové pažení podél ulice 5. května a mezi stávajícími objekty vozovny, č.p. 1045 a 1333. Druhým je nesouvislá pilotová stěna podél objektu vozovny a třetím je trysková injektáž podél objektů č.p. 1045 a 1333. Práce dále porovnává výsledky skutečných deformací původního projektu s vypočtenými hodnotami programem GEO5. Součástí práce je dále navržení vhodného způsobu založení objektu.

Klíčová slova

Stavební jáma, záporové pažení, nesouvislá pilotová stěna, trysková injektáž, inklinometrie, kotva, piloty



Abstract

The purpose of this diploma thesis is an evaluation of the engineering geological survey, according to which is designed an alternative foundation of the construction pit and foundation of the multifunctional building Mayhouse in Prague. Ensuring the construction pit is designed by three types of construction, the first type is braced timbering along the 5th May street and among the existing objects of Pankrác carriage, objects no. 1045 and 1333. The other is a discontinuous pile wall along the Pankrác carriage and the third is a jet grouting along objects no. 1045 and 1333. The thesis compares the results of actual deformations of the original project with the calculated GEO5 program. Part of the thesis is also designed foundation of polyfunctional building.

Keywords

Construction pit, braced timbering, discontinuous pile wall, jet grouting, inclinometry, anchor, piles

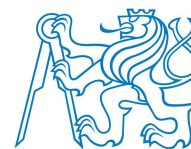


OBSAH

1. Úvod.....	1
2. Charakteristika objektu a jeho okolí.....	2
2.1 Popis a konstrukční řešení objektu	2
2.2 Inženýrskogeologické poměry dané lokality.....	3
2.2.1 Průzkumné práce.....	3
2.2.2 Geologické poměry.....	4
2.2.3 Hydrogeologické poměry	8
2.2.4 Technické závěry	9
3. Stavební jáma	12
3.1 Výpočet zatížení od přiléhajících objektů	12
3.1.1 Zatížení jednotlivých objektů	12
3.1.2 Výsledné zatížení	15
3.2 Výběr pažící konstrukce	15
3.3 Návrh záporového pažení	17
3.3.1 Záporové pažení	17
3.3.1.1 Fáze výstavby	18
3.3.1.2 Výsledky	20
3.3.1.3 Návrh a posouzení zápor	20
3.3.1.4 Návrh a posouzení převázky	21
3.3.1.5 Návrh a posouzení kotvy.....	22
3.3.1.6 Návrh a posouzení dřevěných pažin.....	24
3.3.1.7 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině	26
3.3.1.8 Vnější stabilita svahu	27
3.3.2 Pilotová stěna	28



3.3.2.1	Fáze výstavby	28
3.3.2.2	Výsledky	30
3.3.2.3	Návrh a posouzení průřezu pilot	31
3.3.2.4	Návrh a posouzení převážek:.....	31
3.3.2.5	Návrh a posouzení kotvy.....	32
3.3.2.6	Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině	34
3.3.2.7	Vnější stabilita svahu	34
3.3.3	Trysková injektáž	35
3.3.3.1	Fáze výstavby	36
3.3.3.2	Výsledky	39
3.3.3.3	Návrh a posouzení výztužného profilu	40
3.3.3.4	Návrh a posouzení převážek.....	41
3.3.3.5	Návrh a posouzení kotvy.....	42
3.3.3.6	Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině	43
3.3.3.7	Vnější stabilita svahu	44
3.3.4	Monitoring pažících konstrukcí	44
3.3.4.1	Přesná inklinometrie.....	45
3.3.4.2	Měřené konstrukce.....	48
3.3.4.3	Vyhodnocení	52
3.3.4.4	Závěr z vyhodnocení	55
4.	Založení objektu	55
4.1	3D Model nosné konstrukce objektu.....	55
4.2	Zatížení objektu.....	56
4.3	Výpočtový modul Soilin.....	57
4.3.1	Předpoklady výpočtu	57



4.3.2 Vstupní parametry.....	58
4.3.3 Výpočet.....	58
4.4 Předběžný návrh	60
4.5 Únosnost a sedání pilot.....	62
4.5.1 Výpočet piloty na základě 1. skupiny mezních stavů	63
4.5.2 Výpočet piloty na základě 2. skupiny mezních stavů	63
5. Technologie provádění.....	66
5.1 Záporové pažení.....	66
5.1.1 Přípravné práce	66
5.1.2 Postup provádění	67
5.2 Pilotová stěna.....	68
5.2.1 Přípravné práce	68
5.2.2 Provádění vrtu	68
5.2.3 Přípravné práce před betonáží.....	69
5.2.4 Betonáž piloty.....	69
5.2.5 Dokončovací práce	70
5.3 Trysková injektáž.....	70
5.3.1 Přípravné práce na staveništi	70
5.3.2 Postup provádění	71
6. Závěr	72



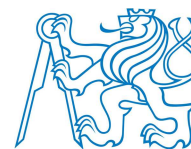
1. Úvod

V současné době, několik let po stavební krizi, se staví ve velkém a řadě developerům v hlavním městě Praha ubývá prostoru pro nové stavební objekty, a proto se často snaží o výstavbu v prolukách. To jsou pozemky, kde nezbývá místo na zajištění stavební jámy pomocí svahování z důvodu snahy o co největší využití plochy a je zde potřeba vytvořit konstrukce, jež zabírají co nejméně půdorysné plochy. Tyto konstrukce je potřeba navrhnout co nejlépe, což je mimo jiné součástí této práce.

Jedná se o zajištění stavební jámy a založení stavebního objektu v Praze 4, v proluce mezi ulicí 5. května a sousedními objekty. Tato práce je alternativním návrhem současně prováděné výstavby objektu. Úkolem byl alternativní návrh zajištění stavební jámy v těsné blízkosti se sousedními objekty, posouzení jednotlivých konstrukcí, vyhodnocení naměřených deformací konstrukcí původního návrhu zajištění stavební jámy a vhodný návrh založení objektu. Práce je členěna do několika kapitol.

Jednotlivé kapitoly této práce jsou charakteristika objektu a jeho okolí, stavební jáma, která je členěna na podkapitoly, výpočet zatížení sousedních objektů, návrh jednotlivých konstrukcí pro zajištění stavební jámy a měření deformací konstrukcí skutečného provedení pro zajištění stavební jámy pomocí inklinometrů, což je největším důvodem pro výběr této stavby. Další kapitoly jsou založení objektu a technologie provádění navržených konstrukcí pro zajištění stavební jámy.

Cílem práce je vhodný návrh zajištění stavební jámy geotechnickými konstrukcemi, které budou poskytovat bezpečnost zajištění stavební jámy po dobu výstavby. Konstrukce budou zvoleny podle okolní zástavby a vyhodnocení z inženýrsko-geologického profilu. Jednotlivé konstrukce jsou navrženy metodou závislých tlaků v programu GEO5. Z několika kapitol, které jsou uvedeny v této práci, je nejvíce zaměřeno na kapitolu zajištění stavební jámy, a to posouzení konstrukčních prvků a jejich deformace. Cílem je také založení objektu pomocí programu Scia Engineer a předběžný návrh bílé vany proveden s předběžným ověřením na vyztužení. Na závěr jsou v této práci popsány technologie provádění konstrukcí pro zajištění stavební jámy. Přílohou jsou výpočty a výkresová dokumentace.

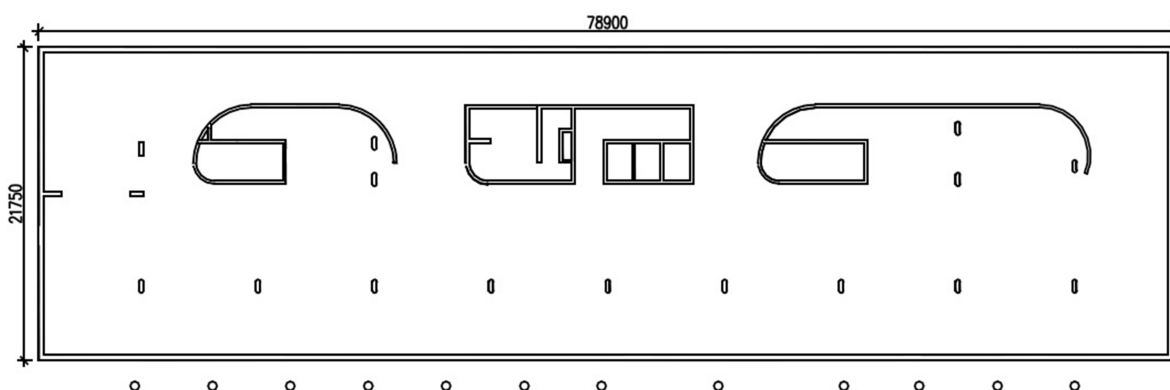


2. Charakteristika objektu a jeho okolí

2.1 Popis a konstrukční řešení objektu

Řešený objekt je novostavbou polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze 4, ulice 5. května. Místo pro založení stavebního objektu se nachází v proluce, kde ze tří stran přiléhají ke stavebnímu pozemku tři objekty: na severní straně objekt č.p. 1045, z východní strany objekt depa vozovny, z jižní strany objekt č.p. 1333 a ze čtvrté strany je ulice 5. května, ze které je umožněn přístup na pozemek. Uvažovaný pozemek má rozměry cca 82 x 25 m. Pro tento pozemek je navržen objekt přibližně stejných rozměrů, jako jsou rozměry stavební jámy. Objekt je uvažován se 2 podzemními a 6 nadzemními podlažími. Obě podzemní podlaží budou využita pro garážová stání, sklepní kóje a technické zázemí. V 1. nadzemním podlaží budou provozovány kanceláře a další komerční prostory, ve vyšších podlažích kanceláře a byty. Přístup do podzemních prostor objektu pro automobily je navržen 2 jednosměrnými rampami z ulice 5. května.

Konstrukce objektu je navržená železobetonová monolitická. Konstrukční systém je navržen jako kombinovaný stěna – sloup. Stěny objektu jsou v tloušťkách 150 – 350 mm a sloupy o rozměrech 200 x 300 až 300 x 900 mm. Stropní konstrukce jsou navrženy v tloušťkách 150 – 250 mm. V přechodu z 1. NP do 1. PP jsou po obvodě navržena zesilující žebra o rozměrech 900 – 2575 mm.



Obr. č. 1: Konstrukční schéma 2. PP (zdroj autor)

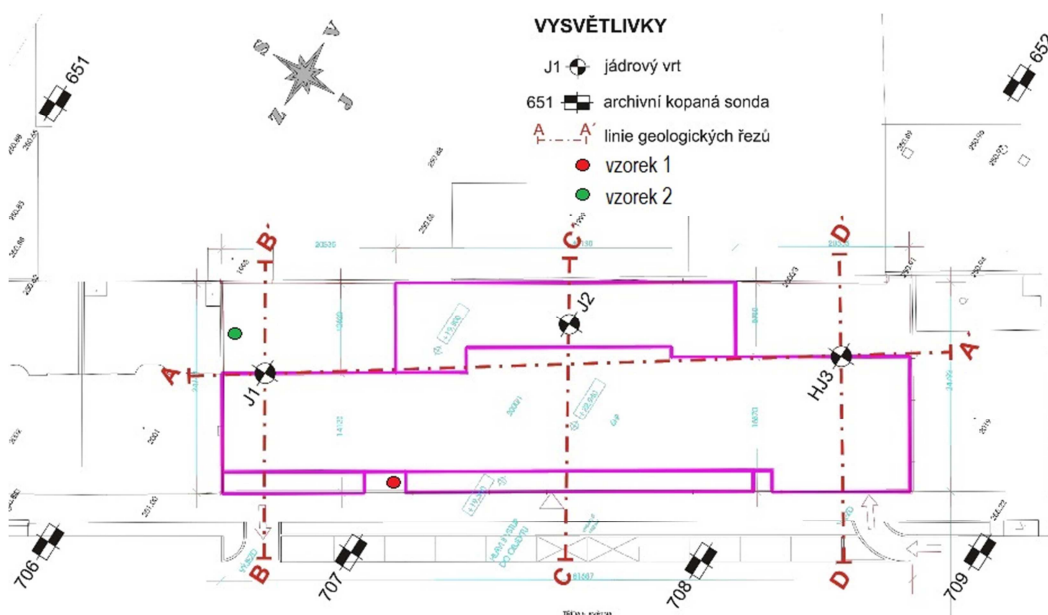


2.2.2 Geologické poměry

Zájmové území uvažované výstavby je prakticky rovinné s převýšením mezi 252,5 – 253,5 m n.m. s větší nadmořskou výškou na jihovýchodní straně svažující se k severovýchodní straně.^[2]

Svrchní část souvrství tvoří navážky a deluviální sedimenty o mocnosti 0,7 – 4,2 m. Navážky tvoří z velké části písčité a písčitojílovitá hlína s úlomky hornin a stavebního rumu (GT 1). Tato vrstva po délce stavební jámy velmi kolísá, od vrtu HJ3 na jihovýchodní straně klesá k vrtu J2 a od něj zase stoupá k vrtu J1 na severozápadní straně. Tyto navážky nenasvědčují žádným podsklepeným objektům, protože v krajích pozemku je z vrtů vidět, že je zde poměrně nízko pod terénem rostlý terén. Z náhledu starších map nebylo prostranství objekty nikdy zastavěno.^[2]

V jihovýchodní části pozemku se pod navážkami nachází vrstva deluviálních sedimentů (GT 2a) skládající se z jílovitopísčité hlíny pevné konzistence a úlomky podložních břidlic, jejichž velikost úlomků je až 5 cm. Tato vrstva má tloušťku cca 0,3 – 0,7 m a k severozápadní straně se pozvolně zmenšuje a u vrtu J2 se vytrácí. Deluviální sedimenty se nachází i na protější straně o mocnosti až 2,2 m složené z hlinitokamenité suti úlomků diabasu v písčité hlíně (GT 2b).^[2]



Obr. č. 3: Poloha vrtů a sond geologické dokum. (zdroj: vlastní úprava za použití [2])



V inženýrskogeologickém průzkumu nebyly provedeny zrnitostní zkoušky zemin ani laboratorní testy, popis a klasifikace vrstev zemin a hornin byly provedeny pouze na základě vizuální prohlídky geologa. V průběhu zpracování diplomové práce jsem měl možnost zajít na probíhající stavbu v době těžení stavební jámy a mohl si odebrat vzorky zeminy pro stanovení zrnitosti. Odebral jsem na místě vzorky dvou zemin (polohy jsem vybíral dle mocností vrstev a polohy budoucích pažicích stěn), které mohou ovlivnit působení zeminy na pažicí konstrukce, obzvlášť v mocných vrstvách navážky (vzorek 1 odebraný z hloubky 1,5m, místo odebrání viz obr. č. 3), a hlinitokamenitá suť diabasů v písčité hlíně (vzorek 2 odebraný z hloubky 3 m, místo odebrání viz obr. č. 3). Pro tyto 2 zeminy jsem provedl síťový rozbor podle normy ČSN EN 933-1.^[3]



Obr. č. 4: Navážky (vzorek 1) pro stanovení zrnitosti zeminy (zdroj: autor)

Po vyhodnocení zrnitostní zkoušky podle ČSN EN ISO 14688-2 Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin – Část 2: Zásady pro zatřídování^[4] lze zeminu vzorku 1 klasifikovat jako písčité štěrky a dle ČSN 73 1001^[5] lze zeminu



klasifikovat jako špatně zrněný štěrk G2-GP pro původní geotechnický typ GT1 - písčito-jílovitá hlína až hlinitý písek.

Druhou zeminu vzorku 2 lze klasifikovat jako písčité štěrk a dle ČSN 73 1001^[5] lze zeminu klasifikovat jako dobře zrněný štěrk G1-GW pro původní geotechnický typ GT2b - hlinitokamenitá suť dijabasu v písčité hlíně.

Skalní podklad pod sedimenty je tvořen vrstvami břidlic a diabasem. Ložní žíla dijabasu (GT 7) se nachází v severozápadní části, v hloubce cca 4,4 – 7,8 m tvoří jemnozrnné i hrubozrnné horniny balvanitého rozpadu. Diabas zde tvoří šikmou žílu v úseku jednotek až dvou desítek metrů po celé šíři pozemku.^[2]

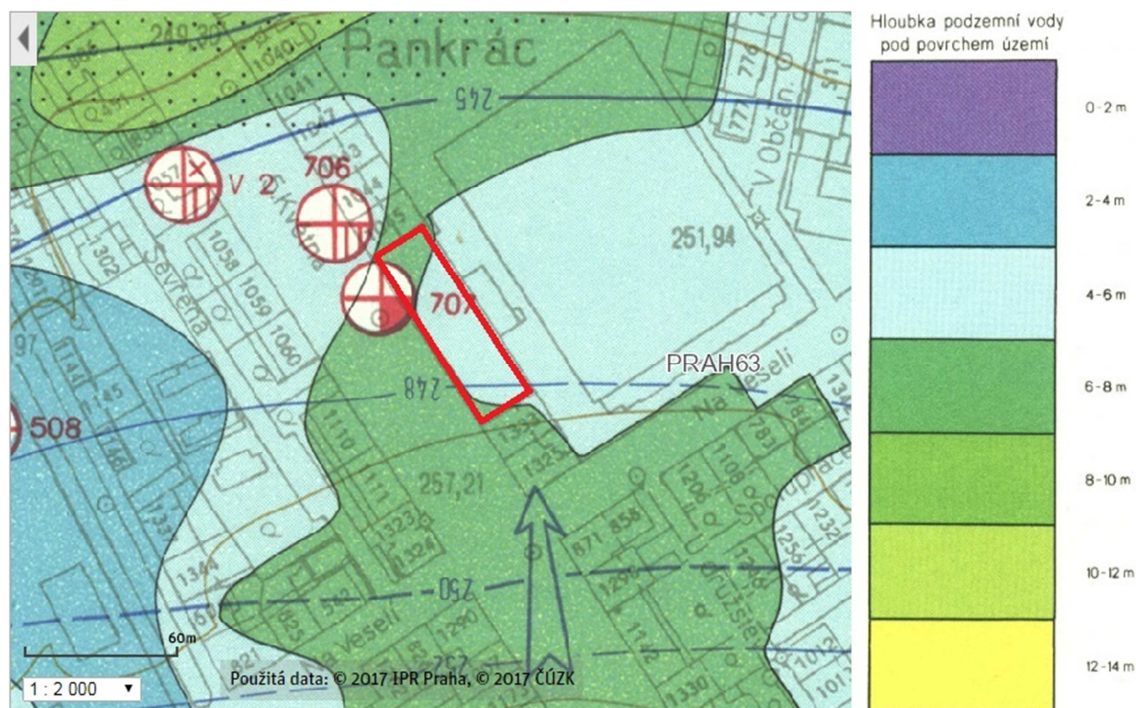
Ostatní skalní podloží je zde zastoupeno 4 vrstvami břidlic rozdělených do geotechnických kategorií (GT 3 – GT 6): svrchní vrstva břidlic je v tloušťce 0,3 – 0,7 m, která je hlinitostřípkovitě rozložená s výskytem bílých vápnitých povlaků (GT 3). Pod ní se nachází vrstva zvětralých břidlic (GT 4) šedočerné a hnědošedé barvy od výskytu jílovité výplně. Hornina je charakteristická úlomky velikostí do několika centimetrů a v ruce obtížněji lámatelná. Břidlice mají klesající sklon k severozápadní straně pod úhlem cca 10-20°. Výskyt je v rozmezí od 1,5 do 6 m o tloušťce 0,8 – 1,5 m. S postupnou hloubkou klesá míra zvětrání horniny. Navětralé břidlice (GT 5) leží v hloubce 3 – 9 m o tloušťce vrstvy až 3 m. V této hloubce už ubývá jílovité výplně a břidlice je tak s nízkým obsahem jílu. Zdravé břidlice s polohami prokřemenělého jemnozrnného pískovce a vložkami vápenců (GT 6) můžeme zastihnout v hloubce 6 – 7,8 m. Kusy velikosti 10 cm a vrstevnatosti do 5 cm jdou obtížněji rozbít klavírem.^[2]



2.2.3 Hydrogeologické poměry

Hydrogeologické poměry jsou ovlivněny především vrstvami břidlic a žilami diabasu. Mírně navětralé až nezvětralé horniny, které jsou zahliněné a zajílované, téměř nepropouští vodu. Voda se může nacházet nad těmito vrstvami, avšak podle nově provedených sond a vrtů zde voda nebyla naražena, s výjimkou vrtu J2 vprostřed pozemku, kde byla během provádění zjištěna lokální kapsa vody, která zde byla držena vrstvou betonové navážky, a v průběhu hloubení vrtu do konečné hloubky voda ztékala do vrtu. Po odvrtání voda s pomalou tendencí klesala, a proto zde není možné uvažovat s hladinou podzemní vody. Průzkum byl prováděn v období s malými úhrny srážek, a proto bude při těžbě stavební jámy důležité sledovat lokální průsaky vody, které by zde mohly při větších úhrnech srážek tvořit dočasnou hladinu podzemní vody.^[2]

Po náhledu do inženýrskogeologické mapy hydrogeologických poměrů jsem pro uvažované území zjistil, že HPV se zde nachází v úrovni 4 – 8 m pod terénem. Mapy jsou vytvořeny z roku 1971, a proto není jisté, zda se v této lokalitě nezměnil stav v důsledku místní výstavby.



Obr. č. 6: Výřez z hydrogeologické mapy (zdroj: [6])



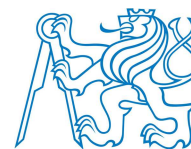
Při návrhu jsem tedy s HPV neuvažoval, ovšem jak je uvedeno výše, v průběhu těžby stavební jámy je důležité sledovat lokální průsaky vody, které by zde mohly při větších úhrnech srážek tvořit dočasnou hladinu podzemní vody z důvodu nepropustných vrstev.

2.2.4 Technické závěry

V následujících tabulkách jsou uvedeny všechny vyskytující se zeminy a horniny uvažované lokality, které jsou rozděleny do 8 geotechnických typů tak, aby co nejdůležitěji popisovali rozmanité složení daného podloží. Základní charakteristiky zemin a hornin jsou rozděleny do 3 tabulek.

geneze / stratigrafie	Antropogenní sediment	Deluviální hlíny	Deluviální sutě
petrografické složení	navázka: písčito- jílovitá hlína až hlinitý písek	jílovito -písčitá hlína se střípky břidlice	úlomky diabasu v písčité hlíně
geotechnický typ	GT 1	GT2a	GT2b
ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ – zatřídění	Y - F5,S4	F5	G4
tabulková výpočtová únosnost R_{ef} /kPa/	---	200	300*
konzistence / ulehlost	neulehlá až slabě ulehlá	pevná	pevná
objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ⁻³ /	1500-1800	2000	2050
modul deformace E_{def} /MPa/	1-3	5-8	60-80
Poissonova konstanta ν /1/	0,35-0,40	0,40	0,30
soudržnost efektivní c_{ef} /kPa/	0-5	14-16	2-6
úhel vnitřního tření efektivní ϕ_{ef} /°/	19-24	21 - 24	32-34
vhodnost do násypů	málo vhodné	málo vhodné	vhodné
ČSN 733050 „Zemní práce“ třída těžitelnosti	3 – 4 (mimo případné betonové konstrukce)	3	4

Tab. č. 1: doporučené charakteristiky zemin dle IG průzkumu (zdroj: [2])



petrografické složení	rozložené až silně zvětralé jílovité břidlice	zvětralé jílovité břidlice	navětralé jílovité břidlice	zdravé jílovité břidlice	diabas masivní
geotechnický typ	GT3	GT 4	GT 5	GT6	GT 7
ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“ – zatřídění	F4/R6	R5	R4	R4/R3	R2/R1
pevnost v prostém tlaku δ /MPa/	pod 1,5	1,5-5	5-10	12-25	150
hustota ploch nespojitosti (pro horninové prostředí)	velmi velká	velká	střední až velká	střední	střední
tabulková výpočtová únosnost R_d /kPa/	200	300	400	600-800	
objemová hmotnost v přirozeném uložení /kg.m ⁻³ /	2200	2250-2350	2350-2450	2450-2500	2500-2600
modul deformace E_{def} /MPa/	15-20	30-50	120-150	200	800-1000
Poissonova konstanta ν /1/	0,32	0,30	0,25	0,22-0,25	0,10
soudržnost zdánlivá c /kPa/	25	30-35	60-70	80-100	300
zdánlivý úhel vnitřního tření ϕ' /°/	28	30-32	35-38	40	40-43
ČSN 733050 „Zemní práce“ třída těžitelnosti	3-4	4	4-5	5	6-7

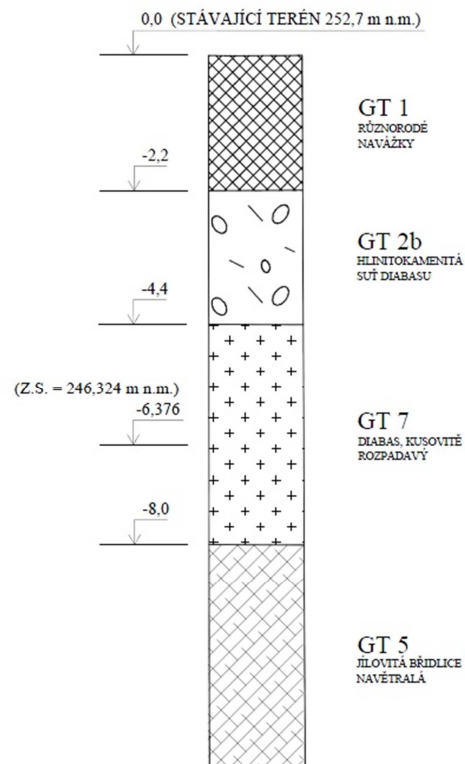
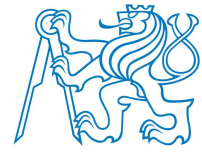
Tab. č. 2: doporučené charakteristiky hornin dle IG průzkumu (zdroj: [2])

Třída	Symbol	ν	β	γ kN/m ³	E_{def} MPa		ϕ_{def} °		c_{ef} kPa	Činitelé ovlivňující stanovení charakteristik v rámci rozpětí třídy
					$I_b = 0,33$ až $0,67$	$I_b = 0,67$ až $1,0$	$I_b = 0,33$ až $0,67$	$I_b = 0,67$ až $1,0$		
G1	GW	0,20	0,90	21	250 až 390	360 až 500	36 až 41	39 až 44	0	$I_b, w, \% g, \text{ tvar zm, angularita}$
G2	GP	0,20	0,90	20	100 až 190	170 až 250	33 až 38	36 až 41	0	

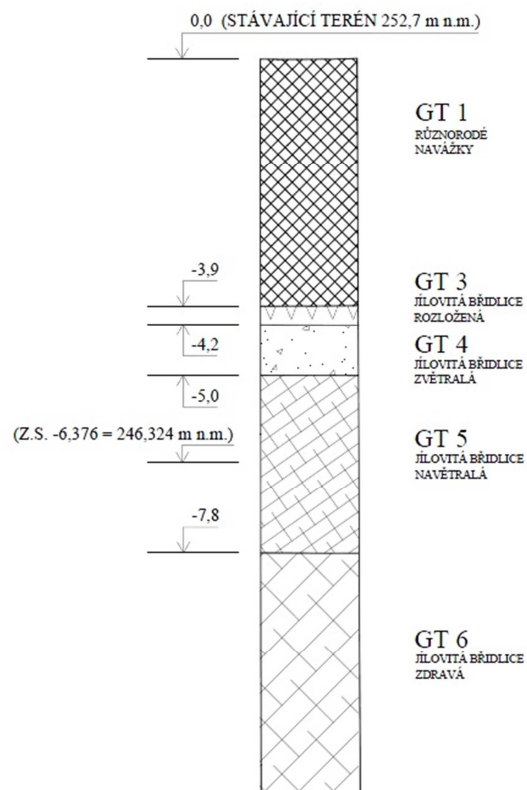
Tab. č. 3: směrné normové charakteristiky šterkovitých zemin (zdroj: [5])

Navržený objekt má půdorysné rozměry ve stavební jámě zhruba 78,9 x 21,75 m. S ohledem na velké půdorysné rozměry stavebního objektu a nerovnoměrné kvality podloží diabasu a různě zvětralých břidlic budu při návrhu geotechnických konstrukcí pro stavební jámu a základy objektu dále postupovat podle zásad 3. geotechnické kategorie. Návrh je v souladu s normou ČSN EN 1997-1^[7], článkem 2.1 (20) a (21) a dle dříve používané normy, dnes již neplatné ČSN 73 1001 „Základová půda pod plošnými základy“^[5], jsou místní základové poměry uvažovány jako složitě.

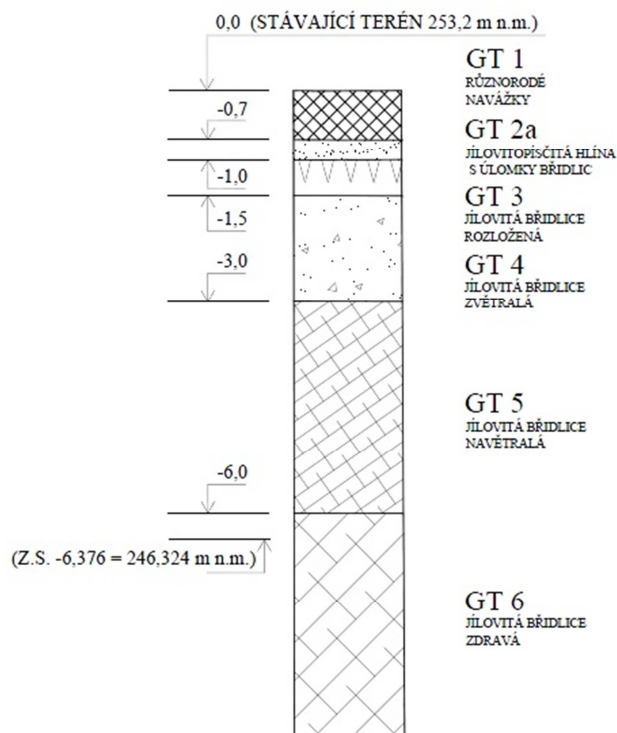
Podle přiloženého podélného řezu v předchozí kapitole je vidět, že v podélném směru stavební jámy je velmi proměnlivé podloží, které mě vede do následujících výpočtů uvažovat 3 zvolené návrhové geologické profily pro návrh geotechnických konstrukcí. Geologické souvrství jednotlivých uvažovaných návrhových profilů vychází z podélného a příčných řezů a jsou podobné, jako jsou souvrství provedených vrtů, avšak pro návrhy konstrukcí upraveny pro vystihující modelové situace. Zvolené návrhové geologické profily jsou vidět na následujících obrázcích č. 7 – 9.



Obr. č. 7: Návrhový geologický profil 1 (zdroj: autor)



Obr. č. 8: Návrhový geologický profil 2 (zdroj: autor)



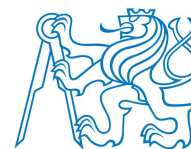
Obr. č. 9: Návrhový geologický profil 3 (zdroj: autor)

3. Stavební jáma

3.1 Výpočet zatížení od přiléhajících objektů

3.1.1 Zatížení jednotlivých objektů

Stavební jáma se nachází v proluce, a proto je při výpočtu tlaků působících na tryskovou injektáž a nesouvislou pilotovou stěnu v programu GEO – pažení posudek uvažováno zatížení sousedních objektů podle hodnot v následujících tabulkách. Tyto objekty jsou z různých konstrukčních systémů, různé konstrukční výšky, rozponů, tloušťky konstrukcí apod. Zatížení působící od objektů do základové spáry je uvažováno podle dostupných materiálů^[8] a vlastního uvážení z vizuálního kontaktu na stavbě. Hodnoty jsou určeny pro nejnepříznivější kombinace možného zatížení a vychází z následujících popsaných údajů.



Přiléhající objekt vozovna Pankrác:

- základová spára objektu: 250,08 m n. m. (2,6 – 3,1 m pod terénem);
střední podsklepená část: 247,0 m n. m. (5,7 m pod terén.)
- vzdálenost od pilotové nesouvislé stěny $x = 0,45$ m
- 1 nadzemní patro, 1 podzemní patro
- zděná konstrukce, výška konstrukce = 9,30 m
- OK střechy, rozpon $l = 9,30$ m
- tloušťka stropu = 0,2 m
- tloušťka zdiva 0,6 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	vzorec	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	$v \cdot l \cdot \zeta \cdot \gamma_m$	$0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18$	10,80	9,30	100,44	1	100,44	1,35	135,59
Strop	$v \cdot l \cdot \zeta \cdot \gamma_m$	$0,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 25$	5,00	2,00	10,00	1	10,00	1,35	13,50
Střešní plášť			0,50	9,30	4,65	1	4,65	1,35	6,28
Podlahy			1,50	2,50	3,75	1	3,75	1,35	5,06
Příčky			1,00	2,50	2,50	1	2,50	1,35	3,38
Proměnné									
Užitné (kat. H)			0,75	9,50	7,13	1	7,13	1,50	10,69
Celkem							128,47		174,50

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

Přiléhající objekt č.p. 1045:

- základová spára objektu: 249,1 m n. m. (3,6 m pod terénem)
- vzdálenost od osy Tl $x = 0,15$ m
- 5 nadzemních pater, 1 podzemní patro
- zděná konstrukce, K.V. = 3,50 m
- rozpon $l = 5,40$ m
- tloušťka stropu = 0,25 m
- tloušťka zdiva 0,6 m



- užitné zatížení (kat. A) $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- užitné zatížení (kat. H) $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m^2

Zatížení	vzorec	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	$v \cdot l \cdot s \cdot \zeta m$	$0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18$	10,80	3,50	37,80	6	226,80	1,35	306,18
Strop. trám. dř.			2,00	2,70	5,40	6	32,40	1,35	43,74
Střešní plášť			1,20	2,70	3,24	1	3,24	1,35	4,37
Podlahy			1,50	2,70	4,05	6	24,30	1,35	32,81
Příčky			1,00	2,70	2,70	6	16,20	1,35	21,87
Proměnné									
Užitné (kat. A)			1,50	2,70	4,05	6	24,30	1,50	36,45
Užitné (kat. H)			0,75	2,70	2,03	1	2,03	1,50	3,04
Celkem							329,27		448,46

Tab. č. 5: Přiléhající objekt č.p. 1045 (zdroj: autor)

Přiléhající objekt č.p. 1333:

- základová spára objektu: 253,25 m n. m. (0,15 m pod terénem)
- vzdálenost od osy TI $x = 0,15$
- 6 nadzemních pater, 1 podzemní patro
- skeletová konstrukce, K.V. = 3,25 m
- rozpon $l = 5,00$ m
- tloušťka stropu = 0,20 m
- tloušťka zdiva 0,4 m
- užitné zatížení (kat. A) $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- užitné zatížení (kat. H) $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- náhradní plošné zatížení příček 1 kN/m^2



Zatížení	vzorec	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	$v \cdot l \cdot \zeta \cdot \gamma_m$	0,4*1*1*18	7,20	3,25	23,40	7	163,80	1,35	221,13
Strop	$v \cdot l \cdot \zeta \cdot \gamma_m$	0,2*1*1*25	5,00	2,50	12,50	6	75,00	1,35	101,25
Střešní plášť			6,00	2,50	15,00	1	15,00	1,35	20,25
Podlahy			1,50	2,50	3,75	1	3,75	1,35	5,06
Příčky			1,00	2,50	2,50	1	2,50	1,35	3,38
Proměnné									
Užitné (kat. A)			1,50	2,50	3,75	6	22,50	1,50	33,75
Užitné (kat. H)			0,75	2,50	1,88	1	1,88	1,50	2,81
Celkem							284,43		387,63

Tab. č. 6: Přiléhající objekt č.p. 1333 (zdroj: autor)

3.1.2 Výsledné zatížení

Výsledné zatížení přilehlých objektů je shrnuto do následující tabulky, podle které budu uvažovat přitížení od objektů působící na pažící stěnu stavební jámy. Každé spočtené zatížení od objektu budu uvažovat k přilehlé pažící konstrukci, nikoli jako nejhorší spočtené zatížení (objekt č.p. 1045) pro všechny navržené konstrukce z důvodů různých základových spar a jednotlivých typů pažících konstrukcí chránících stavební jámy pod objektem.

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
Vozovna	128,47	174,50	1,00	-2,9 (-5,7)	128,47	174,50
č.p. 1045	329,27	448,46	1,00	-3,60	329,27	448,46
č.p. 1333	284,43	387,63	1,40	-0,15	203,16	276,88

Tab. č. 7: Napětí v základové spáře (zdroj: autor)

3.2 Výběr pažící konstrukce

Záměr výstavby v proluce je na co nejvyšší využití stavebního pozemku a tudíž nepřipadá v úvahu nejjednodušší typ – svahovaná jáma. Stavební jáma je navržena jako pažená jáma (někdy uváděno jako roubené jámy).

Parametry pro návrh zajištění stavební jámy jsou původní terén pozemku, sousední objekty, stávající inženýrské sítě v ulici 5. května, základová spára navrhovaného objektu v hloubce 246,474 m n. m.

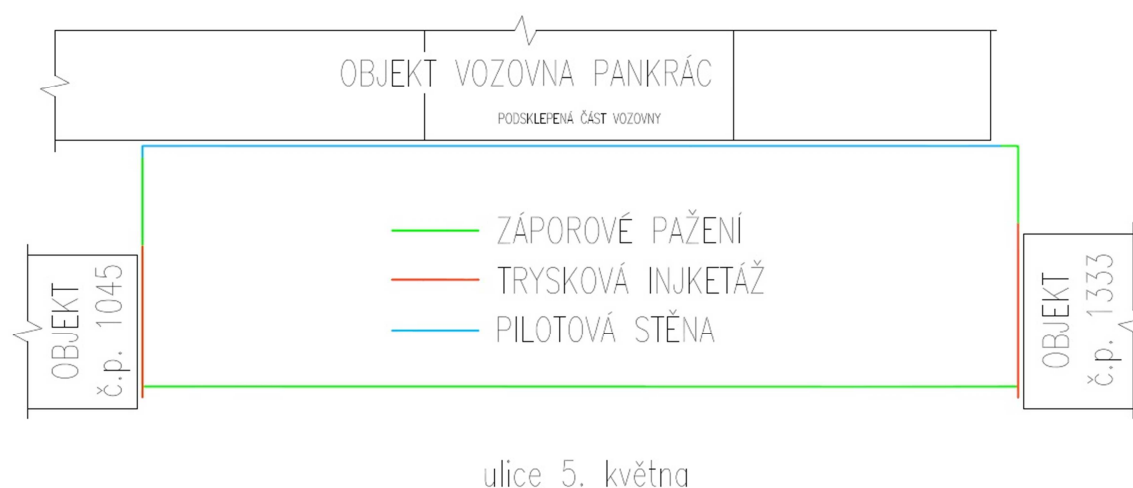


Zajištění stavební jámy je navrženo pomocí tří typů pažících konstrukcí.

Po obvodě stavební jámy v místech, kde se nenachází přilehlé objekty, je navrženo záporové pažení bez pracovního prostoru. Jedná se o nejlevnější a nejjednodušší konstrukci na provedení. Návrh záporového pažení je podél ulice 5. května, mezi objektem č.p. 1045 a vozovnou, dále mezi objektem č.p. 1333 a vozovnou.

Podél celé délky objektu vozovna Pankrác je navržena nesouvislá pilotová stěna, která je schopna přenést působící tlaky vyvolané objektem vozovny pod základovou spárou objektu. Konstrukce má velkou ohybovou tuhost, avšak její nevýhoda je odsazení konstrukce od líce stávající konstrukce z důvodu technologického provádění.

Pod objekty č.p. 1045 a 1333 je navržena konstrukce z tryskové injektáže vyztužená ocelovým profilem. Navrhovaný polyfunkční objekt bude přisazen téměř na sraz ke stávající konstrukci a z toho důvodu je potřeba podchytit stávající konstrukce tryskovou injektáží, kterou je možné částečně provést pod stávajícím objektem (pokud je získané povolení pro stavbu konstrukcí pod stávajícími objekty – v tomto alternativním návrhu je povoleno provést konstrukce pod stávajícími objekty). Pro tyto požadavky je výhodné použít konstrukci z tryskové injektáže. Pažící konstrukce pro zajištění jámy pod stávajícími objekty budou vždy s přesahem cca 1 m od líce objektů.



Obr. č. 10: Schéma pažících konstrukcí stavební jámy (zdroj: autor)



3.3 Návrh záporového pažení

Jelikož se tato pažící konstrukce bude nacházet v kontaktu s proměnlivými vrstvami zemin a konstrukce bude v dlouhém úseku, rozhodl jsem se, že se pokusím provést návrh podle následujících opatření:

- Návrh konstrukce pažení ve 4 řezech (J1, J2, HJ3 a mezi objekty č.p. 1333 a vozovnou) pro optimalizaci konstrukčních prvků
- Návrh hlavy zápor v úrovni stávajících inženýrských sítí, aby nedošlo k jejich porušení vlivem výstavby.
- Zápor (profily IPE 360) budou vetknuty do vrtů zalitých betonem v souvrství břidlic.
- Záporové pažení navržené jako dočasná konstrukce (doba životnosti 2 roky) po dobu výstavby.

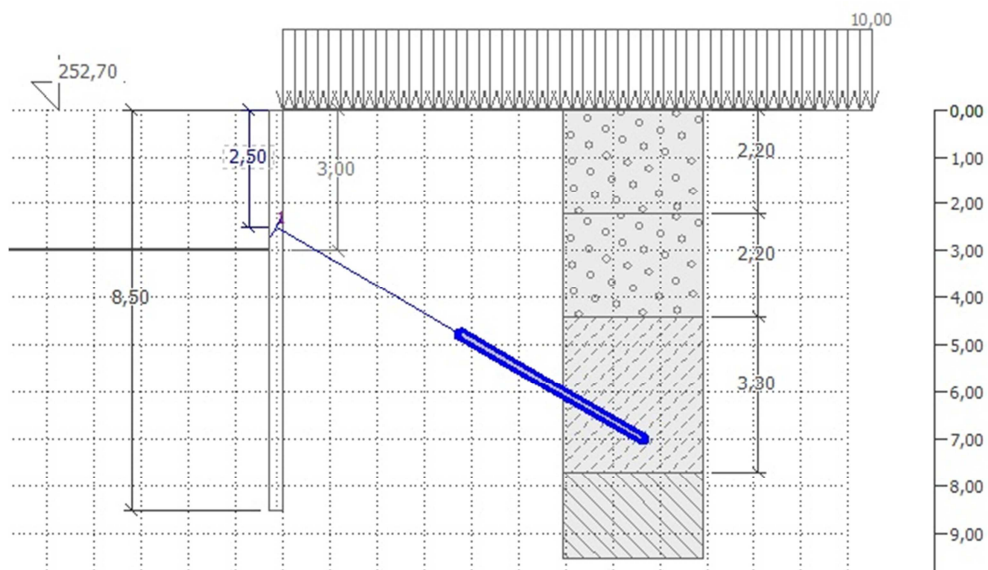
Přestože je spodní hrana základové desky navrhovaného objektu v hloubce 246,474 m n. m., budu uvažovat hloubení stavební jámy o 15 cm větší z důvodu nemožnosti rovnoměrného dotěžení souvrství břidlic. Tato vrstva následně bude srovnaná podkladním betonem pro zajištění rovného povrchu vázání výztuže základové desky.

3.3.1 Záporové pažení

Podrobně rozepsaný výpočet konstrukce v této práci jsem provedl pro úsek pažení J1. Výpočet jsem provedl v programu GEO 5 – Pažení posudek (od firmy FINE), který počítá pomocí metody závislých tlaků. V nastavení jsem použil návrhový přístup 2 – redukce zatížení a odporu, ale vlastní výpočet mezních tlaků je neredukován z důvodu ponechání reálného chování konstrukce. V dimenzování profilu jsem pak použil výpočtový součinitel namáhání průřezu 1,4. Pro výpočet konstrukce v řezu J1 jsem provedl porovnání se zeminami vycházející podle IGP a podle vyhodnocení síťového rozboru. Ve výsledcích se ukázalo, že zeminy z vyhodnocení podle síťového rozboru působí na konstrukci větším tlakem než zeminy dle podle IGP. Z toho důvodu jsem se rozhodl pro výpočet dalších konstrukcí na únosnost počítat s parametrově horšími zeminami podle vyhodnocení ze síťového rozboru.

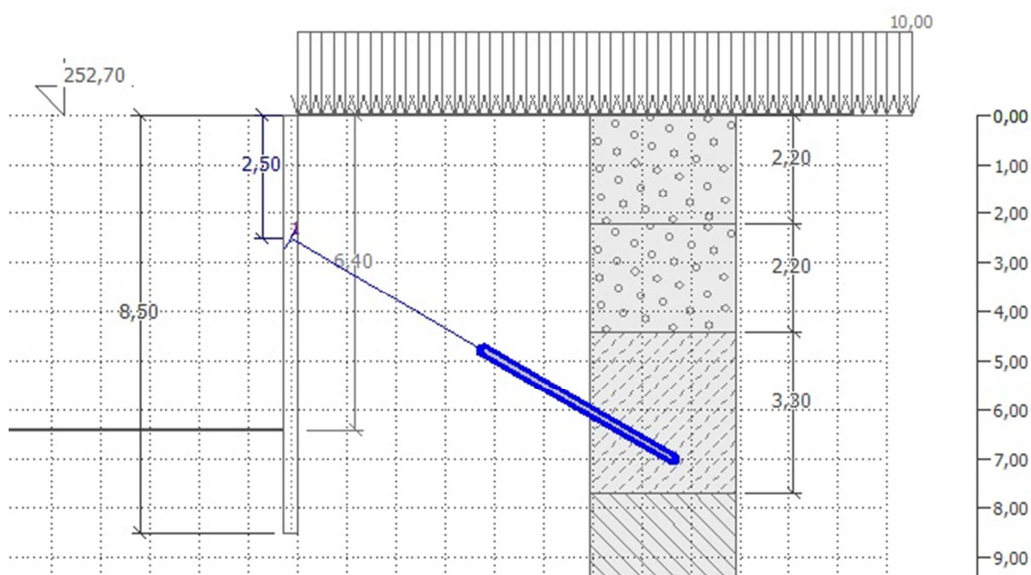


Po odtěžení se provede převázka s kotvou podle schématu na obrázku č. 12.

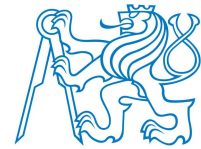


Obr. č. 12: Záporové pažení v řezu J1 – fáze 2 (zdroj: autor)

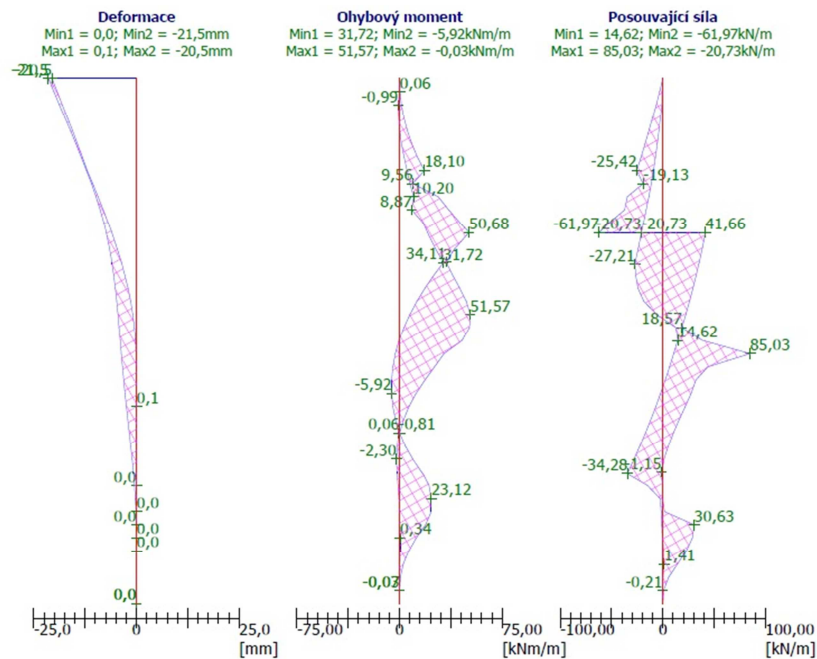
Po provedení zapuštěné převázky a kotvy s požadovanou únosností cementové zálivky kořene se provede dotěžení na dno stavební jámy.



Obr. č. 13: Záporové pažení v řezu J1 – fáze 3 (zdroj: autor)



3.3.1.2 Výsledky



Obr. č. 14: Deformace a vnitřní síly na konstrukci (zdroj: autor)

Vypočtené vnitřní síly na 1 bm konstrukce v obrázku č. 14 jsou po přenásobení osovou vzdáleností a výpočtovým součinitelem namáhání průřezu uvažovány jako dimenzační síly na 1 profil IPE 360.

3.3.1.3 Návrh a posouzení zápor

Průřezové charakteristiky:

Průřezová plocha	A	=	7,273E-03	m ²
Průřezový modul	W	=	9,036E-04	m ³
Plastický průřezový modul	W _{pl}	=	1,019E-03	m ³
Moment setrvačnosti	I	=	1,627E-04	m ⁴
Statický moment průřezu	S	=	5,095E-04	m ³
Statický moment S ₁	S ₁	=	3,749E-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 $\gamma_{M0} = 1,00$

Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 212,36$ kNm

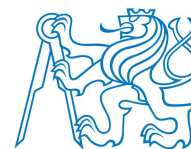
Únosnost na osovou sílu $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1709,15$ kN

Únosnost ve smyku $V_{c,Rd} = I \cdot t \cdot S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 346,61$ kN

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,40



Dimenzační síly na 1 I-profil

$$M_{\max} = 144,39 \text{ kNm}; \quad Q = 16,82 \text{ kN}; \quad N = 134,78 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 238,09 \text{ kN}; \quad M = 68,54 \text{ kNm}; \quad N = 134,78 \text{ kN}$$

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

Posouzení ohybu a osové síly:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,759 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,049 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 167,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 4,84 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,506 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

Posouzení ohybu a osové síly:

$$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0,402 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,687 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 89,01 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 68,58 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,399 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

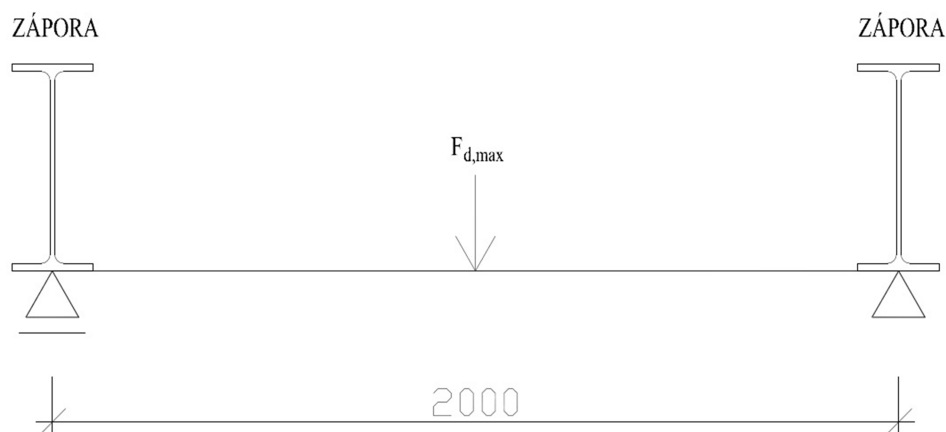
Obr. č. 15: Posouzení zápor (zdroj: autor)

Pro posouzení vybraného profilu záporu IPE 360 jsem převzal výpočet z programu GEO – Pažení posudek.

3.3.1.4 Návrh a posouzení převázky

Návrh a posouzení ocelových převázek bylo provedeno podle ČSN EN 1993-1-1.^[10]

Převázky budou navrženy jako dočasné a skryté do zápor, tak aby nebránily v prostoru budoucího objektu při výstavbě.



Obr. č. 16: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor)



Vstupní údaje:

- Vzdálenost podpor převázky: $L = 2 \text{ m}$
- Max. síla v kotvě: $F_{d,max} = 519,89 \text{ kN}$
- Navržený profil: $2 \times \text{U } 260, \text{ ocel S355}$
- Mez kluzu oceli: $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Souč. materiálu: $\gamma_{M0} = 1$

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

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

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

Posouzení na ohyb:

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

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

$$M_{Rd} = \frac{0,000884 \cdot 355 \cdot 10^6}{1,0} = 313 \ 820 \text{ Nm} = 313,82 \text{ kNm}$$

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

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot 519,89 \cdot 2 = 259,95 \text{ kNm}$$

$$259,95 \leq 313,82 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVÍ}$$

3.3.1.5 Návrh a posouzení kotvy

Kotvy budou navrženy jako dočasné, protože se předpokládá vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce do dvou let. 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 mm^2 . Vstupní parametry pro návrh kotev jsou vidět v následující tabulce č. 8 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení.

Úroveň hlavy	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhová síla
[m]	[m]	α [°]	L_{free} [m]	L_{fix} [m]	[kN]
-2,5	4	30°	4,5	4,5	519,89

Tab. č. 8: 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 únosnost na přetržení kotvy:

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

$$R_{l,k} = \frac{4 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,8191 \text{ MN} = 819,13 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{l,d} = \frac{R_{a,k}}{1,35} = \frac{819,13}{1,35} = 606,76 \text{ kN}$$

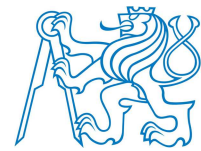
Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:

Druh horniny	φ (°) c (MPa), σ_t (MPa)	V_0 (l.m ⁻¹) při průměru 120 mm	V_i (l.m ⁻¹)	Počet injek- tází n	Konečný injekční tlak při ústí vrtu p (MPa)	d (cm)	τ (MPa)	F_{m1} (kN.m ⁻¹) koreňa kotvy		l_{kk} (m) při $F_{dov} =$ = 900 kN
								injekto- vaného	neinjek- tovaného	
Skalné horniny	$\sigma_t > 50$	12	0	0	–	12	1,0 – 1,6	350 – 500	350 – 500	5 – 3 ¹)
Poloskalné 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 ¹)
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 ¹)
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	$10^\circ < \varphi_0 < 30^\circ$ $c_u > 0,10$	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. 9: Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet únosnosti kotev (zdroj: [11])

Podle tabulky č. 9 jsou pro zeminu – skalní horniny, ve které bude působit kotva, určeny následující parametry takto:

- průměr vrtu $d = 0,156 \text{ m}$



- délka kořene kotvy $l_{\text{fixed}} = 4,5 \text{ m}$
- charakteristická velikost tření na plášti $\tau = 300 \text{ kPa}$

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,156 \cdot 4,5 \cdot 300 = 661,62 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{1,1} = \frac{661,62}{1,1} = 601,47 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,k} = \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau = 3,14 \cdot 27,64 \cdot 4,5 \cdot 1,607 = 623,66 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 1,933 = 1,607 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2,87}{1,5} = 1,9133 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 4,1 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ pro } C 50/60$$

$$d_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot A}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 150}{\pi}} = 27,64 \text{ mm}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{1,1} = \frac{623,66}{1,1} = 566,96 \text{ kN}$$

Výsledná návrhová únosnost kotvy (nejmenší ze všech): $R_d = 566,96 \text{ kN}$

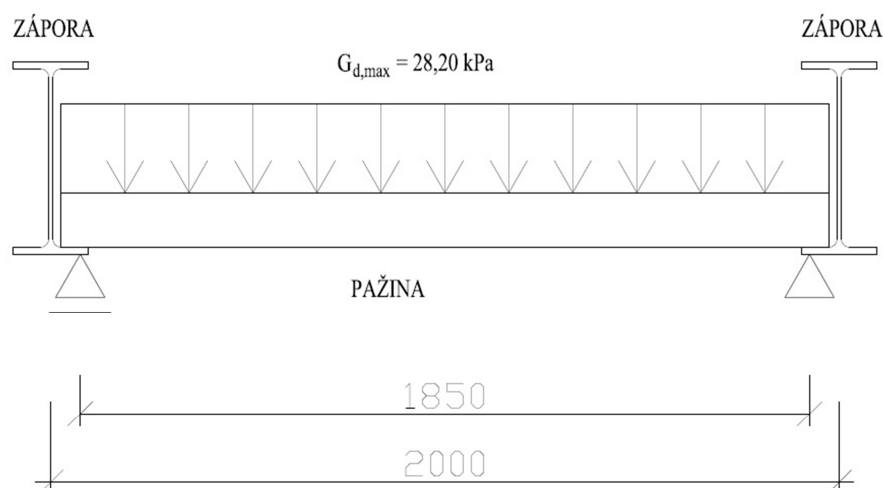
$$R_d \geq F_{d,max}$$

$$566,96 \text{ kN} \geq 519,89 \text{ kN}$$

VYHOVÍ

3.3.1.6 Návrh a posouzení dřevěných pažin

Návrh a posouzení dřevěných pažin byl proveden podle ČSN EN 1995-1-1.^[12] Pažiny záporového pažení jsou navrženy tloušťky 100 mm. Pažiny jsou navrženy na maximální tlak působící na konstrukci.



Obr. č. 17.: Statické schéma zatížení pažiny (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

- Vzdálenost podpor pažiny: $L = 1,85 \text{ m}$
- Max. tlak na konstrukci: $\sigma_{d,max} = 28,20 \text{ kPa}$
- Navržený profil: polohraněné jehličnaté řezivo (tl. 100 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: $W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,1^2 = 0,001667 \text{ m}^3$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{d,max} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 28,20 \cdot 1,85^2 = 12,064 \text{ kNm}$$

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

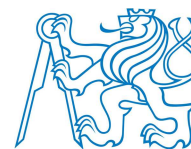
$$\sigma_{m,d} = \frac{12,064}{0,001667} = 7237 \text{ kPa} = 7,237 \text{ MPa}$$

Posouzení:

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

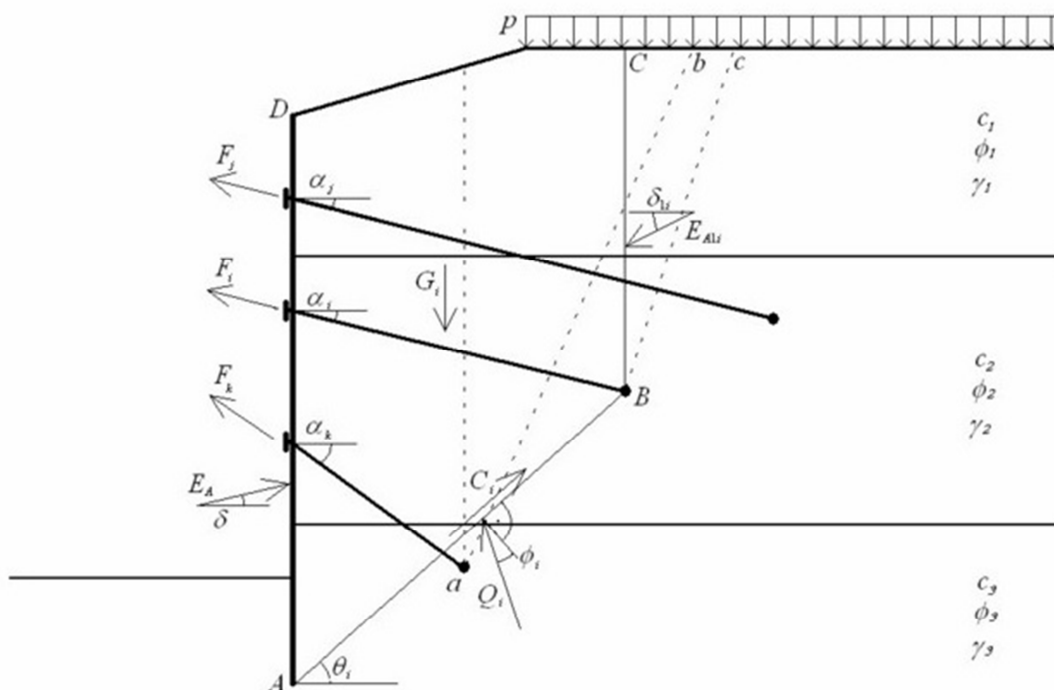
$$7,237 \text{ MPa} \leq 11,586 \text{ MPa}$$

VYHOVÍ



3.3.1.7 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.“ [13]



Obr. č. 18: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [13])

Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 0,08 \text{ m}$. Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{\max} = 6709,23 \text{ kN}$. Zadaná síla v kotvě je $385,1 \text{ kN}$. Tato hloubka je pro reálné chování nepřijatelná a konstrukce by nebyla únosná na požadované hodnoty. Pata pode dnem jámy je $2,1 \text{ m}$, kde zaručuje dostatečné vetknutí.

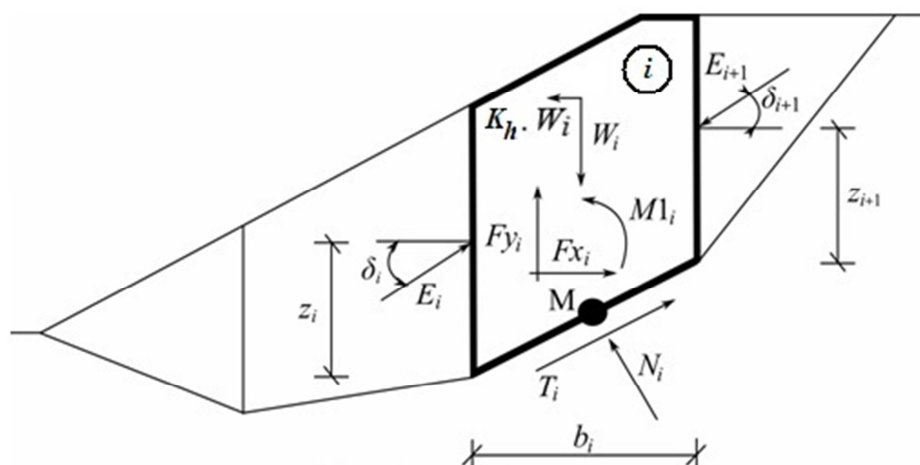
$$F_{\max} = 6709,23 \text{ kN} > F = 385,1 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

Vnitřní stabilita kotvy je několikanásobně větší, než by byla potřebná z důvodu dostatečného vetknutí a návrhu ostatních konstrukčních prvků konstrukce.



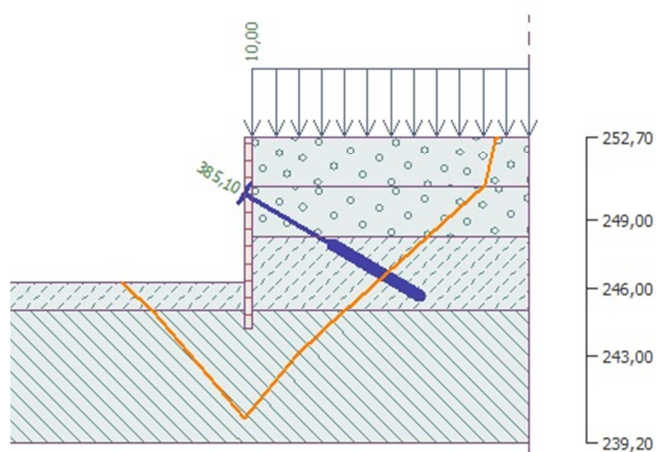
3.3.1.8 Vnější stabilita svahu

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



Obr. č. 19: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [14])

Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu 27,9 %. Stabilita svahu vyhovuje.



Obr. č. 20: Vnější stabilita svahu záporového pažení v řezu J1 (zdroj: autor)



3.3.2 Pilotová stěna

Popisovaný úsek konstrukce se nachází v úseku řezu HJ3 s výše založenou částí konstrukce vozovny. Pro návrh zajištění úseku podél vozovny jsou nejdůležitější podmínkou co nejmenší deformace konstrukce, které vznikají postupným hloubením zeminy na dno jámy. Pro tento požadavek na malé deformace jsem zvolil konstrukci nesouvislé pilotové stěny, jež by měla tyto nároky splňovat velkou ohybovou tuhostí konstrukce velkopřůměrových pilot. Samotná konstrukce vychází ze stávajícího objektu vozovny, která má úroveň základové spáry v hloubce 250,1 m n. m. Na tuto hodnotu je potřeba brát ohled, protože se nachází poměrně hluboko pod současným terénem. Horní hrana pilot je tedy navržena o 0,5 m nad úrovní základové spáry vozovny (tj. 250,6 m n. m.), ale z důvodů bezpečnosti před prováděním je nutné ověřit skutečnou hloubku základové spáry v případě provádění pilotové stěny pomocí hluchého vrtání z původní úrovně terénu. Pilotová stěna je kotvená v jedné úrovni nad budoucí stropní deskou, která následně převezme zatížení od deaktivované kotvy. Pilotová stěna je odsazena od líce objektu vozovny o délku 0,45 m, která zaručuje minimální požadovanou vzdálenost na provedení. Úsek, který nebude stabilní mezi jednotlivými pilotami, bude zajištěn stříkaným betonem vyztuženým kari sítí.

Zadaná geometrie konstrukce:

- piloty \varnothing 630 mm
- délka 6,5 m
- osová vzdálenost pilot 1,0 m
- 1 řada kotev osově vzdálených po 2 m

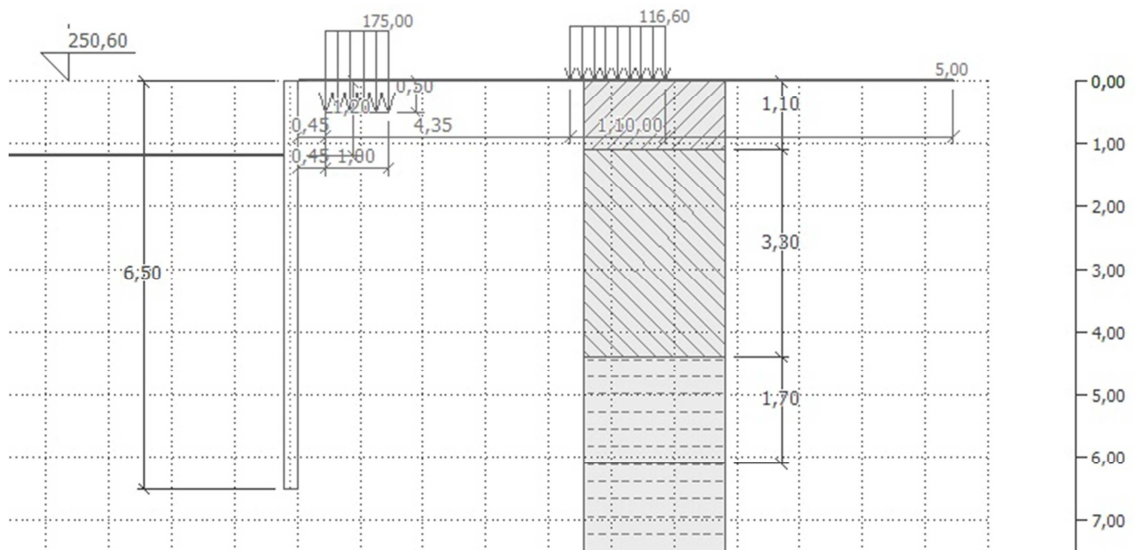
Koeficient redukce tlaků pod dnem jámy:

$$k = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot d + 0,5)}{a} = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot 0,63 + 0,5)}{1} = 1,3 \quad [9]$$

Platí podmínka, že $k \leq 1$. Uvažovaný koeficient k pro pilotovou stěnu je $k = 1$.

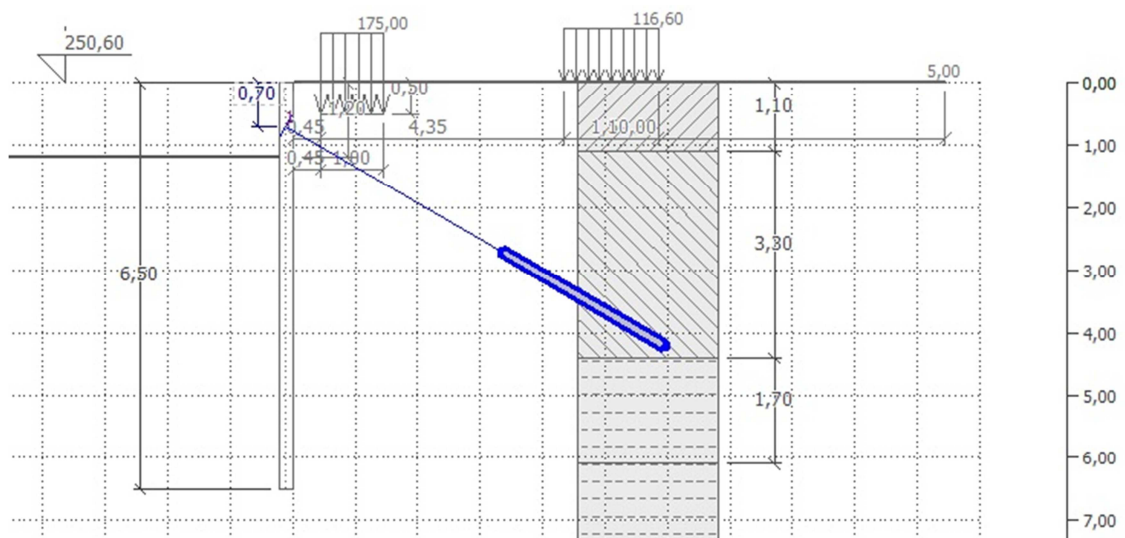
3.3.2.1 Fáze výstavby

Po provedení nesouvislé pilotové stěny se ve fázi 1 odtěží zemina na požadovanou hloubku 1,2 m.



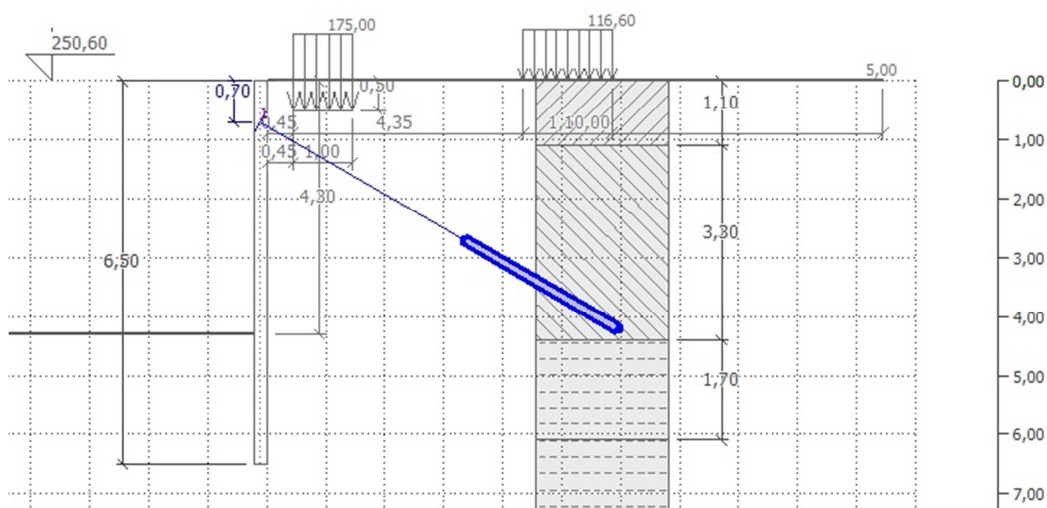
Obr. č. 21: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 1 (zdroj: autor)

Po odtěžení se v předepsané úrovni provede předsazená převázka a kotva.



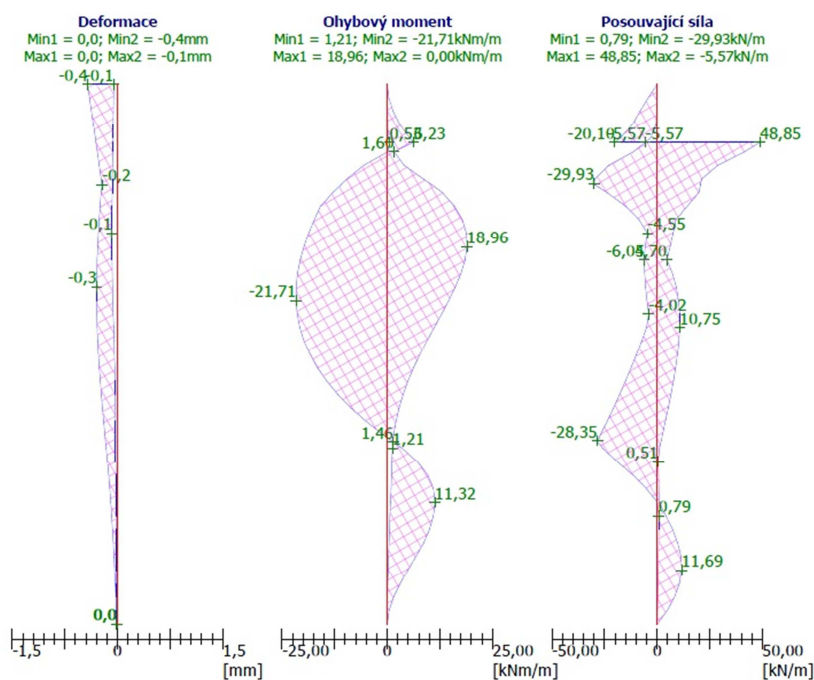
Obr. č. 22: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 2 (zdroj: autor)

Po provedení předsazené převázky a kotvy s požadovanou únosností cementové zálivky kořene se provede dotěžení na dno stavební jámy.



Obr. č. 23: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 3 (zdroj: autor)

3.3.2.2 Výsledky



Obr. č. 24: Deformace a vnitřní síly na konstrukci (zdroj: autor)

Vypočtené vnitřní síly na 1 bm konstrukce v obrázku č. 24 jsou po přenásobení osovou vzdáleností a výpočtovým součinitelem namáhání průřezu uvažovány jako dimenzační síly na 1 pilotu.



3.3.2.3 Návrh a posouzení průřezu pilot

Maximální ohybový moment = 18,96 kNm/m
Minimální ohybový moment = -21,71 kNm/m
Maximální posouvající síla = 48,85 kN/m

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,63$ m; $a = 1,00$ m)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,40

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 8 ks profil 12,0 mm; krytí 60,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník
Stupeň vyztužení $\rho = 0,145 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$
Zatížení : $M_{Ed} = 30,39$ kNm
Únosnost : $M_{Rd} = 100,57$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - profil 8,0 mm; vzdálenost 200,0 mm
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 123,92$ kN $> 68,39$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

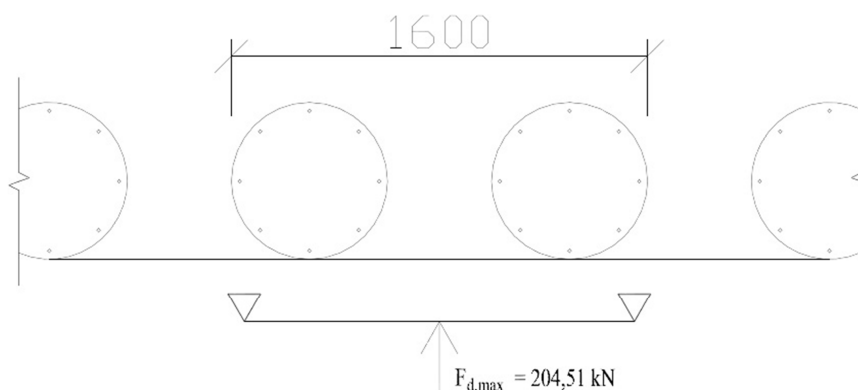
Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE

Obr. č. 25: Posouzení záporny (zdroj: autor)

Pro posouzení vybraného profilu piloty průměru 630 mm jsem převzal výpočet z programu GEO – Pažení posudek.

3.3.2.4 Návrh a posouzení převázek:

Návrh a posouzení ocelových převázek provedu podle ČSN EN 1993-1-1.^[10] Převázky budou navrženy jako dočasné, protože po vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce budou kotvy deaktivovány a převázky odstraněny. Působící zatížení zjednodušeně uvažuji jako bodové z důvodu možného částečného zasekání do pilot a jako částečné působení zeminy.



Obr. č. 26: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor)



Vstupní údaje:

- Vzdálenost podpor převázky: $L = 1,6 \text{ m}$
- Max. síla v kotvě: $F_{d,max} = 204,51 \text{ kN}$
- Navržený profil: $2 \times \text{U } 200, \text{ ocel S235}$
- Mez kluzu oceli: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Souč. materiálu: $\gamma_{M0} = 1$

Průřezový modul: $W_{pl,y} = 2 \cdot W_{U 200}$

$$W_{pl,y} = 2 \cdot 0,000228$$

$$W_{pl,y} = 0,000456 \text{ m}^3$$

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

$$M_{Rd} = \frac{0,000456 \cdot 235 \cdot 10^6}{1} = 107\,160 \text{ Nm} = 107,16 \text{ kNm}$$

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

$$M_{Ed} = \frac{1}{4} \cdot 204,51 \cdot 1,6$$

$$M_{Ed} = 81,80 \text{ kNm}$$

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

$$81,80 \leq 107,16 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVÍ}$$

3.3.2.5 Návrh a posouzení kotvy

Kotvy budou navrženy jako dočasné, protože se předpokládá vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce do dvou let od provedení kotev. 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 mm^2 . Vstupní parametry pro návrh kotev jsou vidět v následující tabulce č. 10 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení.

Úroveň hlavy	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhová síla
[m]	[m]	α [°]	L_{free} [m]	L_{fix} [m]	[kN]
-0,7	2	30°	4	3	204,51

Tab. č. 10: 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: $n = 2$

Charakteristická únosnost na přetržení kotvy:

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

$$R_{l,k} = \frac{2 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,4096 \text{ MN} = 409,57 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{l,d} = \frac{R_{a,k}}{1,35} = \frac{409,57}{1,35} = 303,38 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,156 \cdot 3 \cdot 240 = 352,87 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{1,1} = \frac{352,87}{1,1} = 320,79 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,k} = \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau = 3,14 \cdot 19,54 \cdot 3 \cdot 1,607 = 293,99 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 1,933 = 1,607 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2,87}{1,5} = 1,9133 \text{ MPa}$$

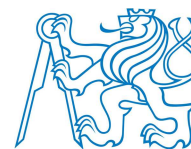
$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 4,1 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ pro C 50/60}$$

$$d_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot A}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 150}{\pi}} = 19,54 \text{ mm}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{1,1} = \frac{293,99}{1,1} = 267,27 \text{ kN}$$



Výsledná návrhová únosnost kotvy (nejmenší ze všech): $R_d = 267,27 \text{ kN}$

$$R_d \geq F_{d,max}$$

$$267,27 \text{ kN} \geq 204,51 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

3.3.2.6 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině

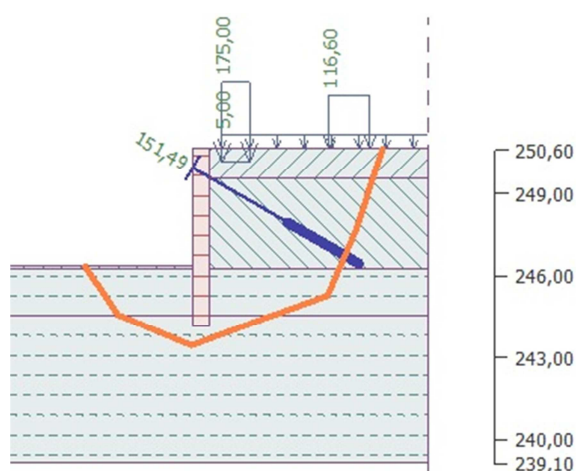
Posouzení vnitřní stability je posouzeno podobně jako v kapitole 3.2.1.7 pro záporové pažení. Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 0,2 \text{ m}$ Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{max} = 1097,34 \text{ kN}$. Zadaná síla v kotvě je $151,49 \text{ kN}$. Tato hloubka je pro reálné chování nepřijatelná a konstrukce by nebyla únosná na požadované hodnoty. Pata pode dnem jámy je $2,2 \text{ m}$, kde zaručuje dostatečné vetknutí.

$$F_{max} = 1097,34 \text{ kN} > F = 151,49 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

Vnitřní stabilita kotvy je několikanásobně větší, než by byla potřebná, z důvodu dostatečného vetnutí a návrhu dalších konstrukčních prvků konstrukce.

3.3.2.7 Vnější stabilita svahu

Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu $33,3 \%$. Stabilita svahu vyhovuje.



Obr. č. 27: Vnější stabilita svahu pilotové stěny v řezu HJ3 (zdroj: autor)



3.3.3 Trysková injektáž

Konstrukce pažení z tryskové injektáže byla navržena v úsecích podél objektů č.p. 1045 a 1333, ze kterých je vybrán pro podrobnější popis dané konstrukce druhý zmíněný objekt, protože se jedná o větší hloubku pažení. Konstrukce z tryskové injektáže je velmi náročnou technologií jak na návrh, tak pro samotné provádění. Konstrukce bude tvořena dvěma řadami sloupů o průměru 750 mm, v osové vzdálenosti po 0,6 m, vychýlení osy 3° a 10° směrem pod stávající objekt. První řada směrem do stavební jámy se předpokládá s návrhem pod dno stavební jámy a druhá řada do úrovně břidlic GT5 – R4. Návrhová pevnost sloupů tryskové injektáže je 3 MPa (zajišťující dostatečnou pevnost pod základem stávajícího objektu) a bude prováděna dvoufázovou vodní technologií. Vlastní cementová suspenze má navržené složení c:v (cement : voda) = 0,8:1. Pro přesné návrhové parametry, jako jsou průměry sloupů, tlak na čerpadle, průtok injekční směsi, poměr cementové suspenze, tlak vody, průtok vody atd. bude před prováděním navržené konstrukce provedeno zkušební pole pro ověření navržených parametrů. Ze zkušebního pole poté budou upřesněny návrhové parametry. Nepředpokládám, že se podaří provést navržené parametry až pod úroveň dna stavební jámy, v tom případě bude stěna odtěžena po výztužné profily, provedeny převázky s kotvami a poté upraveno stříkaným betonem vyztuženým kari sítí. Všechny sloupy první řady tryskové injektáže jsou vyztuženy profilem TR 108/16, pomocí kterého budu uvažovat přenos ohybových momentů bez spolupůsobení sloupů zeminy s cementovým kamenem.

Průřezové charakteristiky profilu TR 108/16	
Plocha průřezu:	A = 4,62E-03 mm ²
Moment setrvač.:	I = 5,04E-06 mm ⁴
Průřezový modul:	W = 9,33E-05 mm ³
Průřez. Charakt. profilu TR 108/16 á 0,6m: na 1 m´	
Plocha průřezu:	A = 7,71E-09 m ²
Moment setrvač.:	I = 8,40E-18 m ⁴
Průřezový modul:	W = 1,56E-13 m ³

Tab. č. 11: Zadané průřezové charakteristiky do výpočtu (zdroj: autor)

- délka 10 m



- 3 úrovně kotvení osově vzdálené ve vodorovné vzdálenosti po 2,4 m

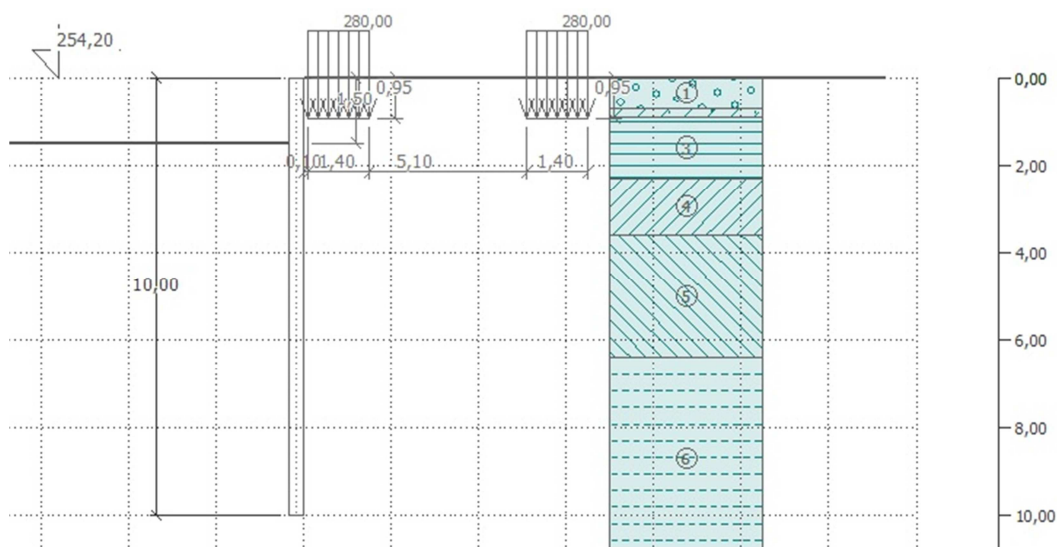
Koeficient redukce tlaků pod dnem jámy:

$$k = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot d + 0,5)}{a} = \frac{0,9 \cdot (1,5 \cdot 0,156 + 0,5)}{0,6} = 1,1^{[9]}$$

Platí podmínka, že $k \leq 1$. Uvažovaný koeficient k pro konstrukci je $k = 1$.

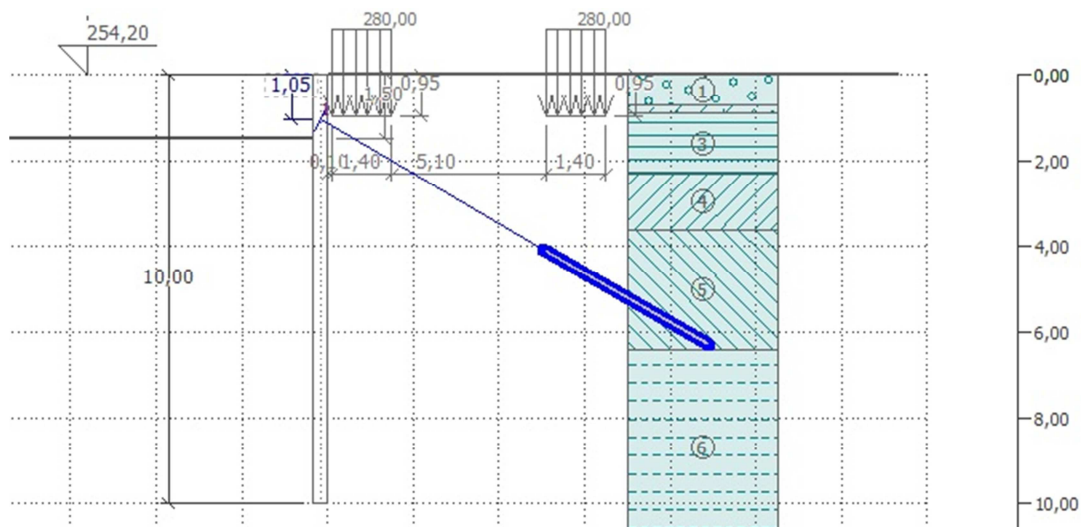
3.3.3.1 Fáze výstavby

Po provedení sloupů TI se ve fázi 1 odtěží zemina na požadovanou hloubku 1,5 m.



Obr. č. 28: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 1 (zdroj: autor)

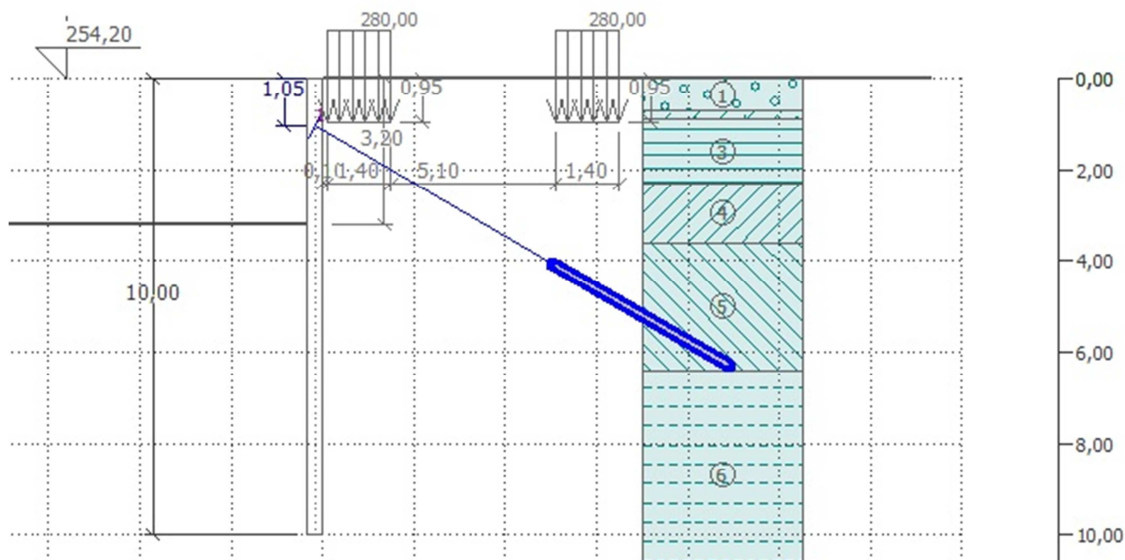
Po odtěžení na 1. pracovní úrovni se provede 1. řada zapuštěných převážek a kotev.



Obr. č. 29: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 2 (zdroj: autor)

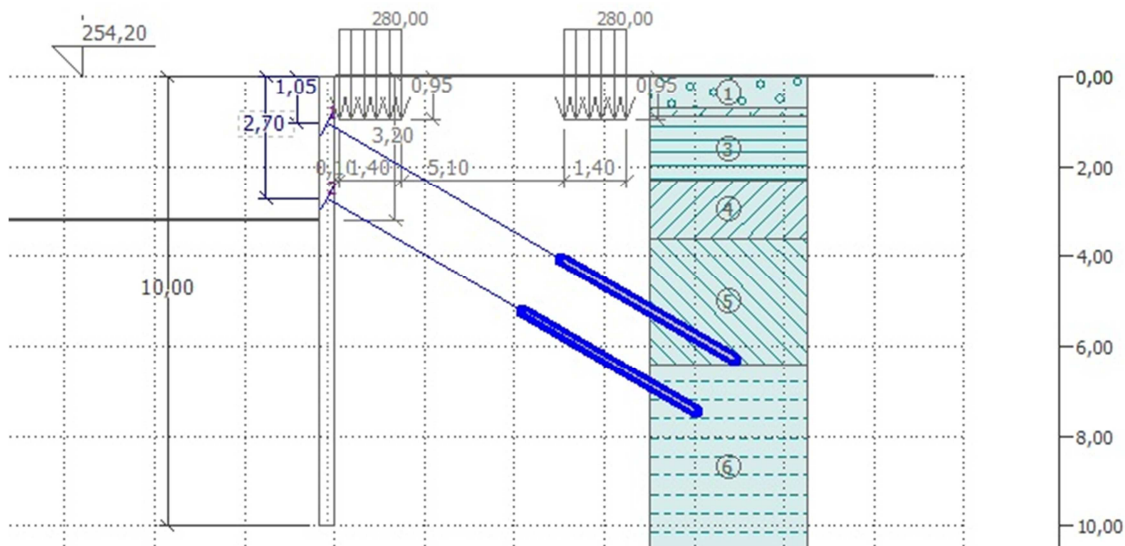


Po provedení zapuštěných převážek a kotev s požadovanou únosností cementové zálivky kořene se provede odtěžení na 2. pracovní úroveň.



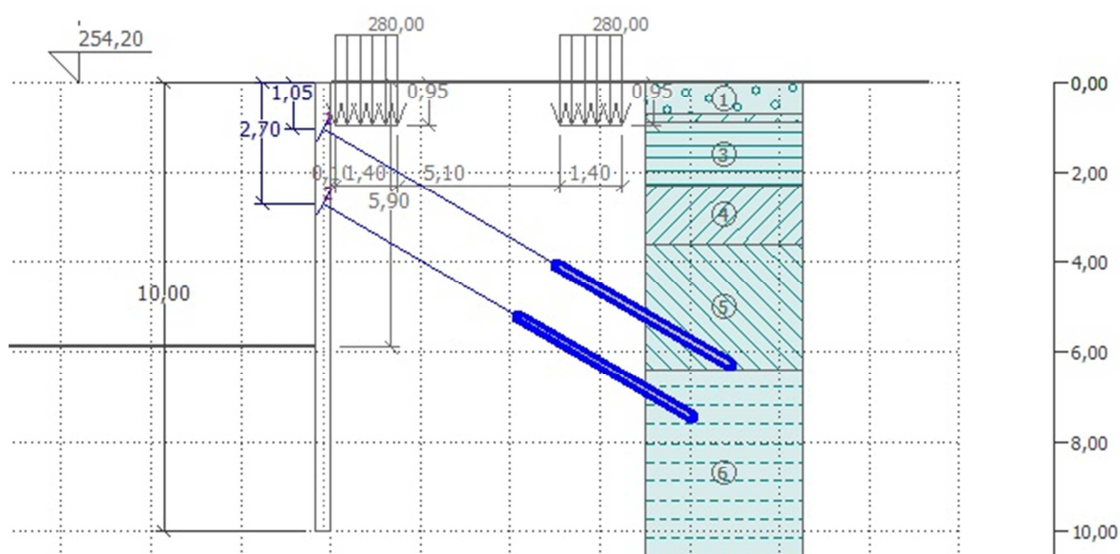
Obr. č. 30: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 3 (zdroj: autor)

Po odtěžení na 2. pracovní úroveň se provede 2. řada zapuštěných převážek a kotev.



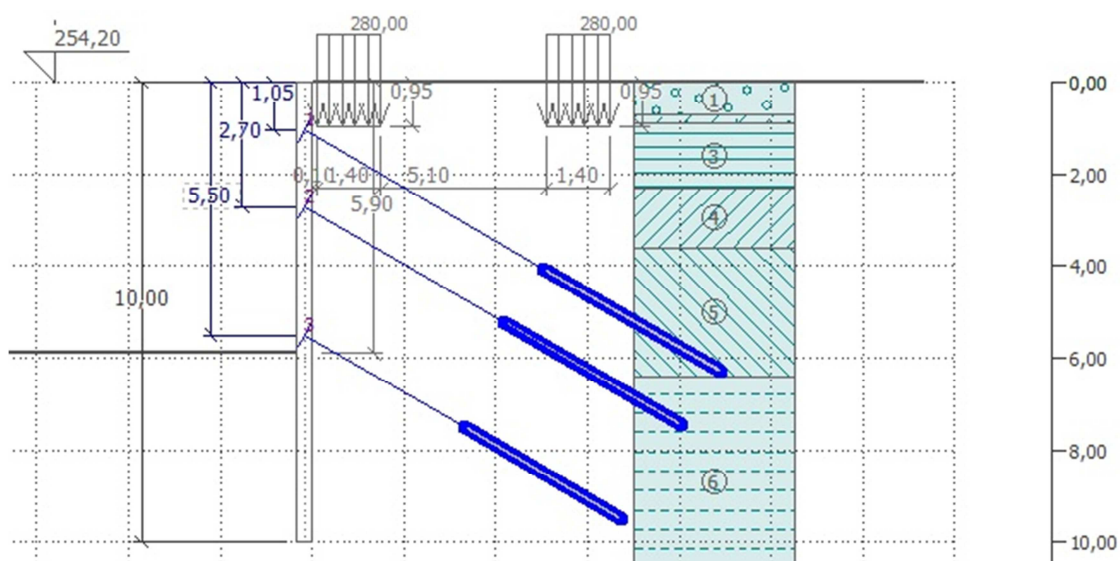
Obr. č. 31: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 4 (zdroj: autor)

Po provedení zapuštěných převážek a kotev ve 2. řadě s požadovanou únosností cementové zálivky kořene se provede odtěžení na 3. pracovní úroveň (viz obr. č. 32).



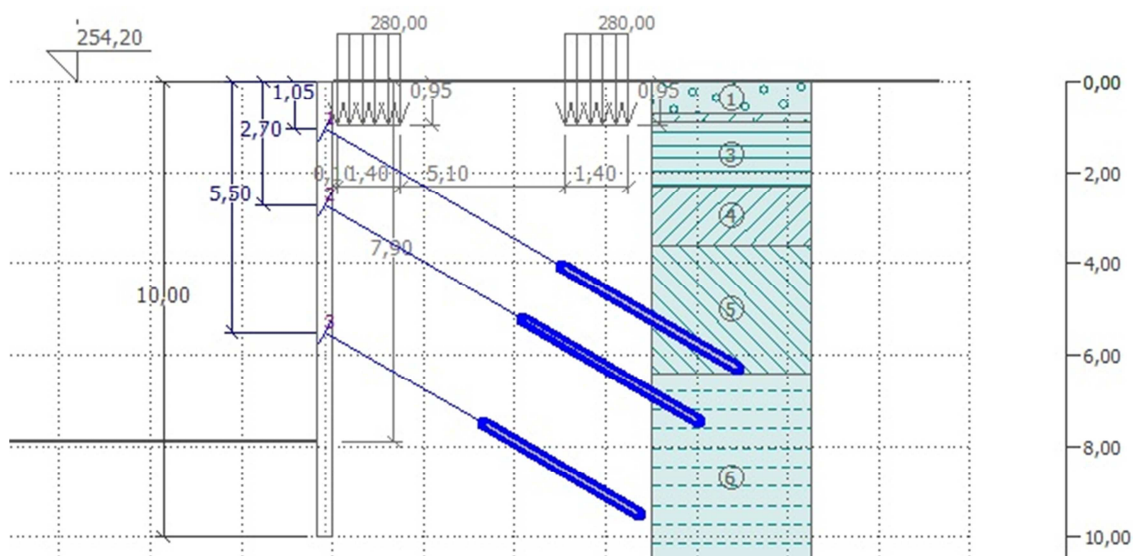
Obr. č. 32: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 5 (zdroj: autor)

Po odtěžení na 3. pracovní úroveň se provede 3. řada zapuštěných převázek a kotev.



Obr. č. 33: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 6 (zdroj: autor)

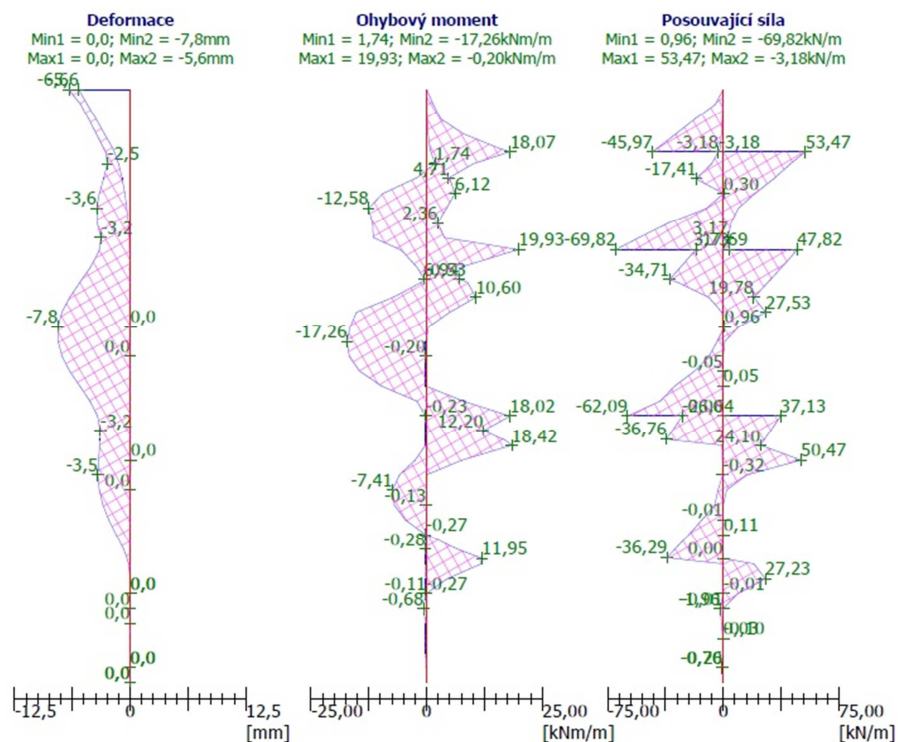
Po provedení zapuštěných převázek a kotev ve 3. řadě s požadovanou únosností cementové zálivky kořene se provede dotěžení na dno stavební jámy (viz. obr. č. 34).



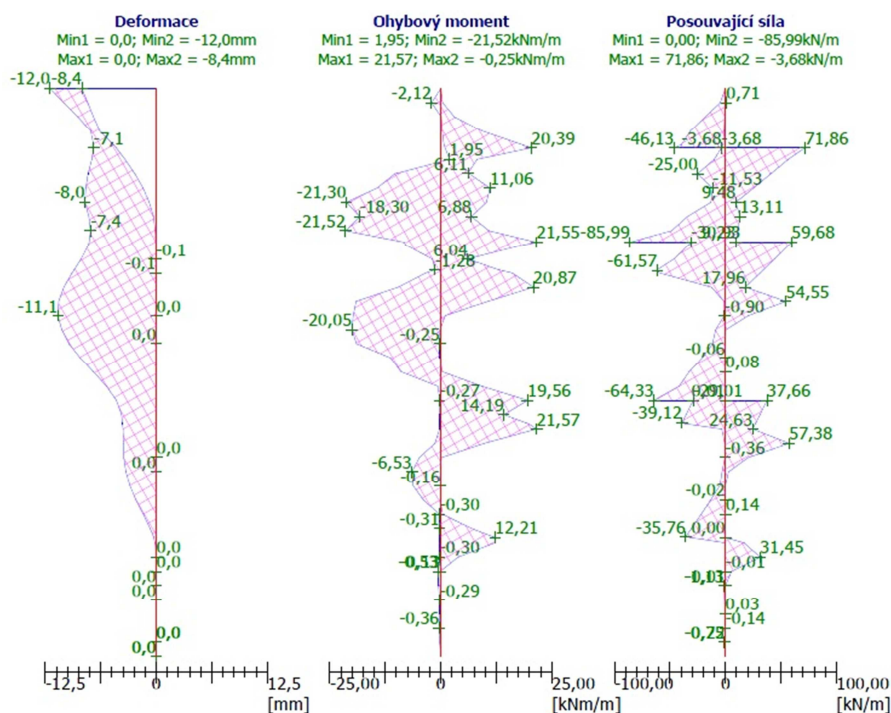
Obr. č. 34: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 7 (zdroj: autor)

3.3.3.2 Výsledky

Konstrukce je ve výpočtu zjednodušena na svislou konstrukci kvůli výpočtu zemních tlaků. Pro zachování reálných hodnot deformace konstrukce byl použit výpočet s charakteristickým zatížením od stávajícího objektu v základové spáře. Obálka vypočtené deformace s působícími vnitřními silami na konstrukci jsou vidět na následujícím obrázku.



Obr. č. 35: Deformace a vnitřní síly na konstrukci pro MSP (zdroj: autor)



Obr. č. 36: Deformace a vnitřní síly na konstrukci pro posouzení MSÚ (zdroj: autor)

Vypočtené vnitřní síly na 1 bm konstrukce v obrázku č. 36 jsou po přenásobení osovou vzdáleností a výpočtovým součinitelem namáhání průřezu uvažovány jako dimenzační síly na 1 profil TR 108/16.

3.3.3.3 Návrh a posouzení výztužného profilu

Maximální ohybový moment = 21,57 kNm/m
Minimální ohybový moment = -21,52 kNm/m
Maximální posouvající síla = 71,86 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,40

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{max} = 30,20$ kNm/m

Posouzení max. momentu M_{max} :

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,827 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

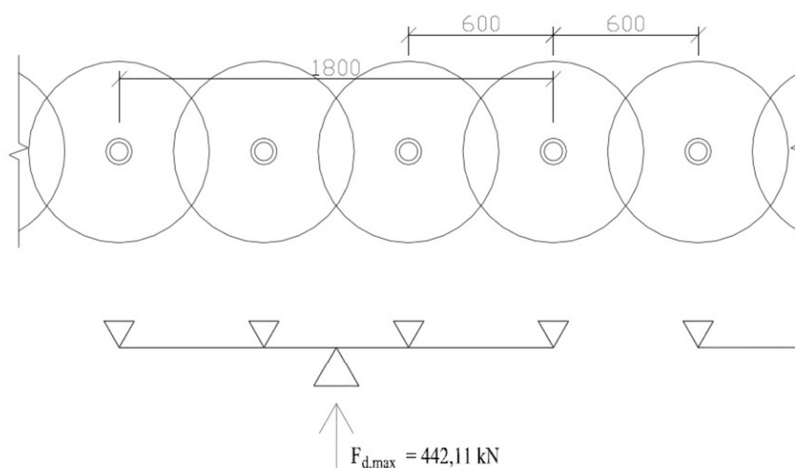
Obr. č. 37: Posouzení profilu TR 108/16 (zdroj: autor)

Pro posouzení vybraného profilu TR 108/16 jsem převzal výpočet z programu GEO – Pažení posudek.



3.3.3.4 Návrh a posouzení převážek

Návrh a posouzení ocelových převážek provedu podle ČSN EN 1993-1-1.^[10] Převážky budou navrženy jako dočasné, protože se předpokládá vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce do dvou let. Působící zatížení uvažují jako bodové z důvodu zasekání profilů převážek do sloupů tryskové injektáže.



Obr. č. 38: Statické schéma zatížení převážky (zdroj: autor)

Vstupní údaje:

- Délka převážky: $L = 1,8 \text{ m}$
- Max. síla v kotvě: $F_{d,max} = 442,11 \text{ kN}$
- Navržený profil: VL 602, ocel S235
- Mez kluzu oceli: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Souč. materiálu: $\gamma_{M0} = 1$

Průřezový modul: $W_{pl,y} = 0,000845 \text{ m}^3$

Posouzení na ohyb:

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

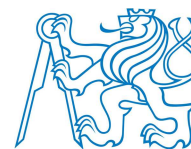
$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,000845 \cdot 235 \cdot 10^6}{1} = 198\,575 \text{ Nm} = 198,575 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot F_{d,max} \cdot L + \frac{1}{24} \cdot F_{d,max} \cdot L$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 442,11 \cdot 1,8 + \frac{1}{24} \cdot 442,11 \cdot 1,8$$

$$M_{Ed} = 132,63 \text{ kNm}$$



$$132,63 \leq 198,575 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVÍ}$$

Převážka typu VL 602 má využití na ohyb cca 68%.

3.3.3.5 Návrh a posouzení kotvy

Kotvy ve všech třech úrovních budou navrženy jako dočasné, protože se předpokládá vybudování podzemních pater a dosažení požadované únosnosti podzemní konstrukce do dvou let od provedení kotev. 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. 12 a vycházejí z výpočtu programu GEO Posudek pažení. Podrobně posouzena je kotva ve druhé řadě s největší působící silou.

Úroveň hlavy	Vodorovná vzdálenost	Sklon	Volná délka	Délka kořene	Návrhová síla
[m]	[m]	α [°]	L_{free} [m]	L_{fix} [m]	[kN]
-2,7	1,8	30°	5	4,5	442,11

Tab. č. 12: 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: $n = 3$
 Charakteristická únosnost na přetržení kotvy:

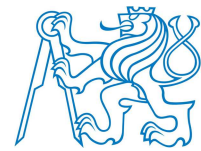
$$R_{l,k} = \frac{n \cdot A_t \cdot f_{tk}}{\gamma_M}$$

$$R_{l,k} = \frac{3 \cdot 0,000150 \cdot 1570}{1,15} = 0,614 \text{ MN} = 614,35 \text{ kN}$$

Návrhová konstrukční únosnost kotvy:

$$R_{l,d} = \frac{R_{a,k}}{1,35} = \frac{614,35}{1,35} = 455,07 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:



$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot l_k \cdot \tau_i = 3,14 \cdot 0,156 \cdot 4,5 \cdot 240 = 529,30 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zeminy:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{1,1} = \frac{529,30}{1,1} = 481,18 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,k} = \pi \cdot d_s \cdot l_k \cdot \tau = 3,14 \cdot 23,94 \cdot 4,5 \cdot 1,607 = 540,11 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 1,933 = 1,607 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2,87}{1,5} = 1,9133 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 4,1 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ pro C 50/60}$$

$$d_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{n \cdot A}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 150}{\pi}} = 23,94 \text{ mm}$$

Návrhová únosnost kotvy proti vytržení ze zálivky:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{1,1} = \frac{540,11}{1,1} = 491,01 \text{ kN}$$

Výsledná návrhová únosnost kotvy (nejmenší ze všech): $R_d = 481,18 \text{ kN}$

$$R_d \geq F_{d,max}$$

$$481,18 \text{ kN} \geq 442,11 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

3.3.3.6 Posouzení vnitřní stability kotvy v zemině

Posouzení vnitřní stability je posouzeno podobně jako v kapitole 3.2.1.7 pro záporové pažení. Hloubka teoretické paty pode dnem jámy $H_0 = 0,69 \text{ m}$. Pro tuto hodnotu byla spočtena maximální dovolená síla kotvy $F_{max} = 1971,46 \text{ kN}$. Zadaná síla v kotvě je $294,34 \text{ kN}$. Tato hloubka je pro reálné chování nepřijatelná a konstrukce by nebyla únosná na požadované hodnoty. Pata pode dnem jámy je $2,1 \text{ m}$, kde zaručuje dostatečné vetknutí.

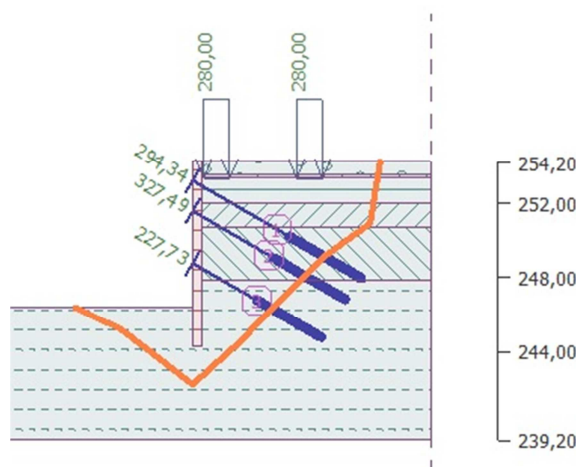


$$F_{\max} = 1971,46 \text{ kN} > F = 294,34 \text{ kN} \quad \text{VYHOVÍ}$$

Vnitřní stabilita kotvy je několikanásobně větší, než by byla potřebná z důvodu dostatečného vetnutí a návrhu dalších konstrukčních prvků konstrukce.

3.3.3.7 Vnější stabilita svahu

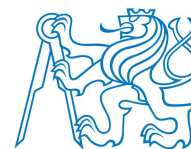
Pro určenou smykovou plochu pomocí následujících bodů je využití stability svahu 47,9 %. Stabilita svahu vyhovuje.



Obr. č. 39: Vnější stabilita svahu tryskové injektáže (zdroj: autor)

3.3.4 Monitoring pažicích konstrukcí

Monitoring pažicích konstrukcí neboli sledování pažicí konstrukce je velmi důležitou součástí v průběhu výstavby. Jedná se o pozorování vybrané konstrukce, kde nás zajímá chování a odezva na průběh jednotlivých fází výstavby. Monitoring se provádí především proto, aby mohlo dojít k porovnání výsledků statických výpočtů a reálného chování konstrukce, a ověřuje se, zda byly správně provedeny předpoklady chování navržené konstrukce.^[15] Dalším předmětem sledování je udržitelné chování v navržených mezích a s tím souvisí brzká předpověď neočekávatelných jevů vedoucích až k poruchám. Monitoring pažicích konstrukcí na stavbě Mayhouse byl navržen z důvodu obavy o deformaci a poruchy citlivé okolní zástavby dvou starších objektů č.p. 1045 a 1333.



Monitoring pažicích konstrukcí je téměř jedinou možností, jak získávat informace o chování pozorované konstrukce. Je také jednou z nejdůležitějších částí observační metody neboli způsobu poznávání pozorováním dané konstrukce, jež je jedna z několika metod uvedených v Eurokódu 7 (ČSN EN 1997-1)^[7].^[15]

Pro pozorování deformací konstrukcí existuje několik druhů měření jako je například nepoužívanější geodetické měření s dostatečnou přesností ± 1 mm a inklinometrická měření ve svislých prvcích pažení. Pro další popis monitoringu pažicích konstrukcí se budu zabývat metodou přesné inklinometrie.

3.3.4.1 Přesná inklinometrie

Měření pomocí přesné inklinometrie, někdy zkráceně používáno jen inklinometrie, je dnes jeden z nejrozšířenějších druhů a nabízí kvalitní vybavení pro měření. Praktické využití se vyskytuje především u měření vodorovných deformací horninového masívu a pažicích konstrukcí, na které budu směřovat tuto metodu.

Sada nástrojů pro měření se skládá ze čtyř prvků: inklinometrická pažnice, inklinometrická sonda, kabel pro přenos dat a odečítací přístroj. Bez jediného prvku není možné měření provést, ale jsou dostupné další příslušenství, např. naviják pro kabel, který zajistí přesné povytahování v požadovaných měřených úsecích.

Základním úkolem po návrhu vybraných míst na měřených konstrukcích je osazení pažnic. Tomuto úkonu je potřeba dbát velkou pozornost, protože dodatečné úpravy pažnice nejsou téměř možné, a když ano, tak za několikanásobné ceny, než vystrojení pažnice do konstrukce. Záleží také na orientaci čtyř drážek ve dvou osách (viz. obr. č. 41), z nichž jedna osa by měla směřovat ve směru předpokládané deformace, pro jednodušší interpretaci výsledných deformací. Pažnice jsou v provedení plastové, ale jsou dostupné i ocelové nebo hliníkové. Osazenou pažnici do armokoše na stavbě je vidět na obrázku č. 40.



Obr. č. 40: Připravená pažnice v armokoši (zdroj: autor)

Pažnice, ve kterých bude sledováno chování konstrukce, jsou připevněny na armokoše pilot tak, aby při betonáži nevyplavávaly. Délka pažnice je po celé délce konstrukce a horní hranu konstrukce přesahuje o cca 0,5 m. Zhlaví pažnice by mělo být mimo provádění měření osazeno viditelnou chráničkou před poškozením.

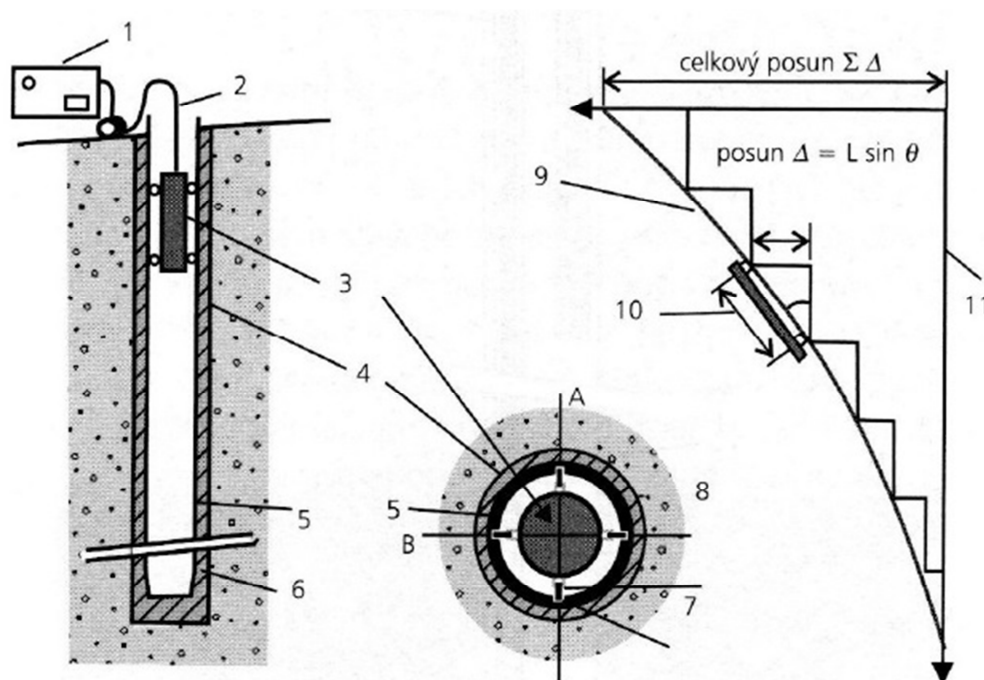


Obr. č. 41: Vlevo části osazené pažnice a v pravé detail průřezu pažnice s drážkami - detail průřezu vpravo je bližší pažnice z levé části (zdroj: autor)



Po osazení pažnice se před prováděním jednotlivých měření deformací provede tzv. nulté měření, které bude výchozí pro budoucí měření, na nichž bude vidět deformace. Nulté měření je důležité proto, že pažnice v konstrukci nebývá téměř nikdy svislá a přímá.

„Principem vlastního měření je osazení měřicího zařízení do vrtu do požadované hloubky, nebo protahováním inklinometrické sondy pažnicí ode dna, příp. protilehlého konce pažnic, a odečítáním naměřených hodnot v pevně zvolených úrovních. Inklinometrická sonda měří svůj náklon od vertikální, resp. horizontální osy a to ve dvou navzájem kolmých rovinách. (viz obr. č. 42) Při protahování je sonda v pažnici vedená v průběžných drážkách, které vymezují měřicí roviny. Z důvodu eliminace vlivu systematické odchylky přístroje a náhodných chyb vzniklých během měření, se měření provádí ve dvou sadách. Postup měření v průběhu první i druhé kontrolní sady je totožný, jen s tím rozdílem, že sonda je otočená o 180°. V každé úrovni tak proběhnou dvě odečítání náklonu sondy, ale v opačných směrech.“^[16]



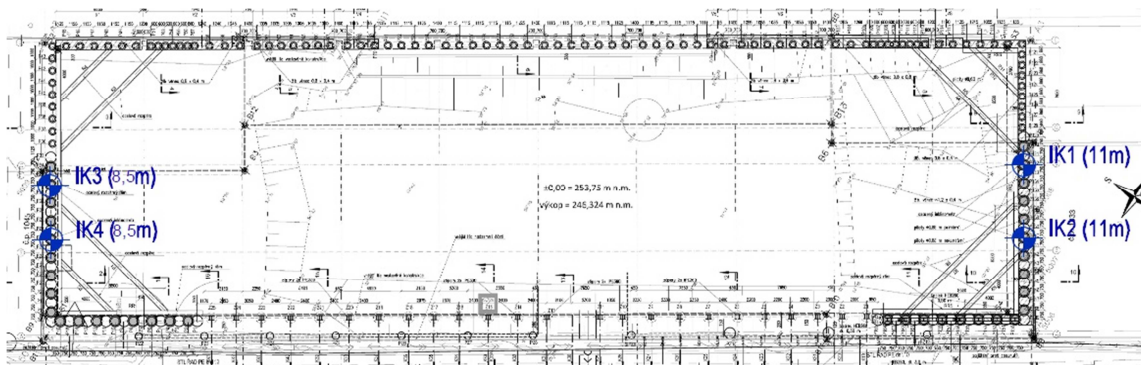
1 – odečítání, 2 – kabel, 3 – sonda, 4 – vrt, 5 – pažnice, 6 – injektážní směs, 7 – kolečka, 8 – vodící drážky, 9 – měřený profil, 10 – měřicí interval, 11 – referenční profil

Obr. č. 42: Princip měření inklinometrickou sondou (zdroj: [17])



3.3.4.2 Měření konstrukce

Monitorované konstrukce jsou dva stávající objekty, po levé straně objekt č.p. 1045 a na pravé straně objekt č.p. 1333. Každý objekt je sledován pomocí dvou inklinometrických pažnic označených IK1 – IK4.



Obr. č. 43: Situace inklinometrů (zdroj: [18])

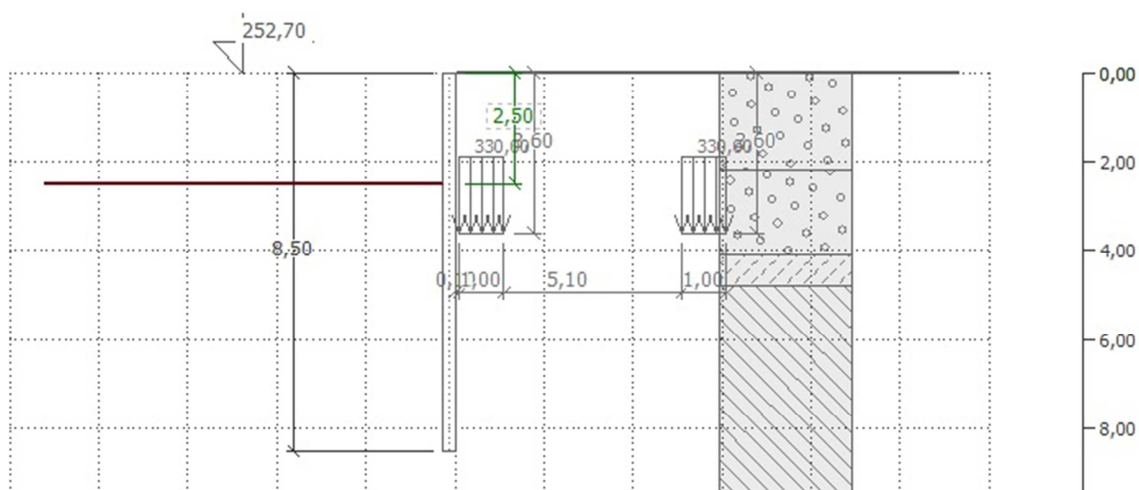
Pilotová stěna realizovaná u objektu č.p. 1045

Tato kapitola stručně popisuje konstrukci pilotové stěny skutečného provedení pro porovnání s naměřenými deformacemi pomocí přesné inklinometrie.

Pažící konstrukce se stává z pilotové převrtávané stěny. Piloty jsou provedeny o průměru 880 mm osově vzdálené po 750 mm. Sudé piloty jsou vyztuženy podélnými profily 14x Ø25 mm a smykovou výztuží Ø8 mm tvořenou šroubovicí se stoupáním 200 mm. Pilotová stěna je rozpírána v jedné úrovni ocelovými profily přes ocelové souvislé převázky. Úroveň rozpěr z profilů 2 x IPE 360/400 je ukotvena do průběžné ocelové převázky tvořené profilem 2 x IPE 400.

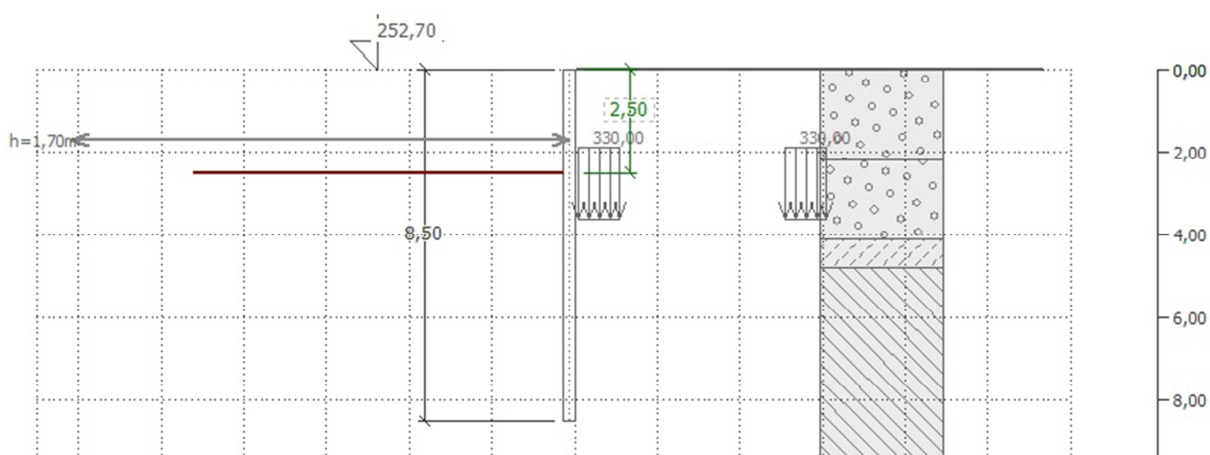
Na následujících obrázcích jsou znázorněny fáze hloubení.

Po provedení převrtávané pilotové stěny se ve fázi 1 odtěží zemina na požadovanou hloubku 2,5 m.



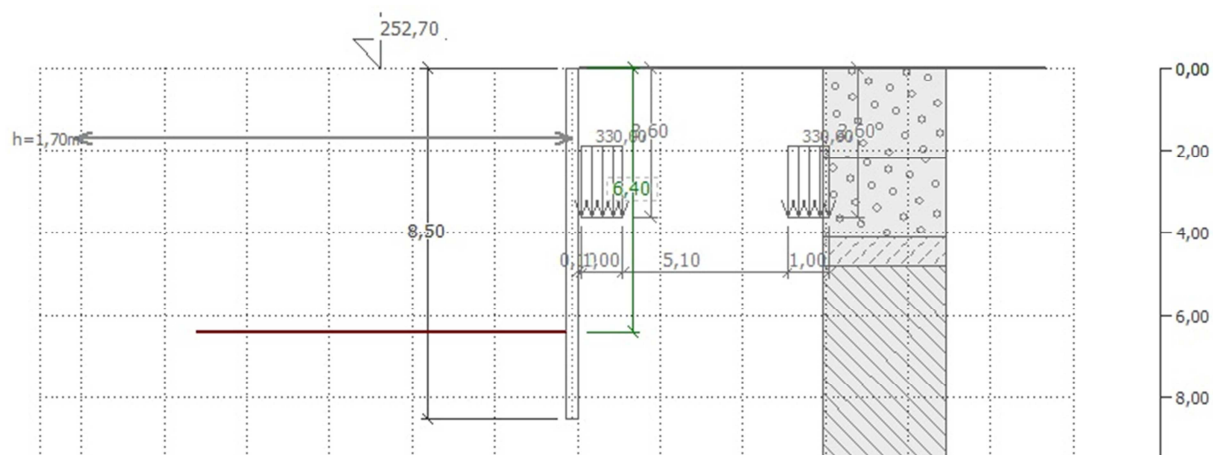
Obr. č. 44: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 1 (zdroj: autor)

Po odtěžení na požadovanou pracovní úroveň se provede rozepření ocelovými profily.

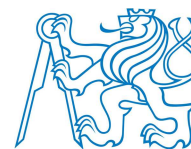


Obr. č. 45: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 2 (zdroj: autor)

Po rozepření se provede dotěžení na dno stavební jámy.



Obr. č. 46: Schéma konstrukce pilotové stěny v poslední fázi 3 (zdroj: autor)



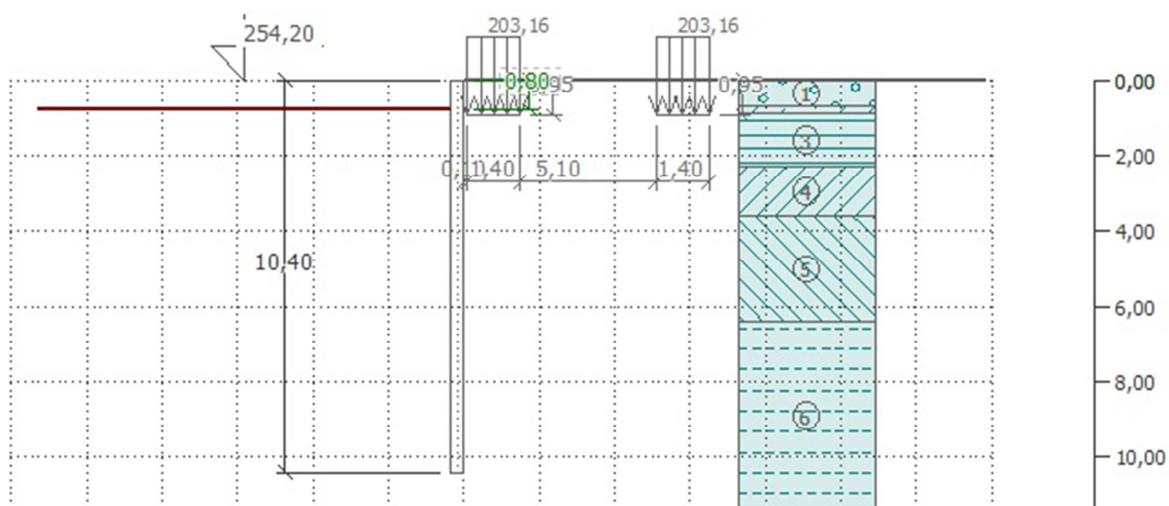
Pilotová stěna realizovaná u objektu č.p. 1333

Tato kapitola stručně popisuje konstrukci pilotové stěny skutečného provedení pro porovnání s naměřenými deformacemi pomocí přesné inklinometrie.

Pažící konstrukce se stává z pilotové převrtávané stěny. Piloty jsou provedeny o průměru 880 mm osově vzdálené po 750 mm. Sudé piloty jsou vyztuženy podélnými profily 14x Ø25 mm a smykovou výztuží Ø8 mm tvořenou šroubovicí se stoupáním 200 mm. Pilotová stěna je rozpírána ve dvou úrovních ocelovými profily přes ocelové souvislé převázky. Horní úroveň rozpěr z profilů 2 x IPE 360/400 je ukotvena do průběžného železobetonového věnce o rozměrech 1,2 x 0,4 m (š x v) a spodní úroveň rozpěr z profilů 2x IPE 400/450 je kotvena do průběžné ocelové převázky tvořené profilem 2 x IPE 450.

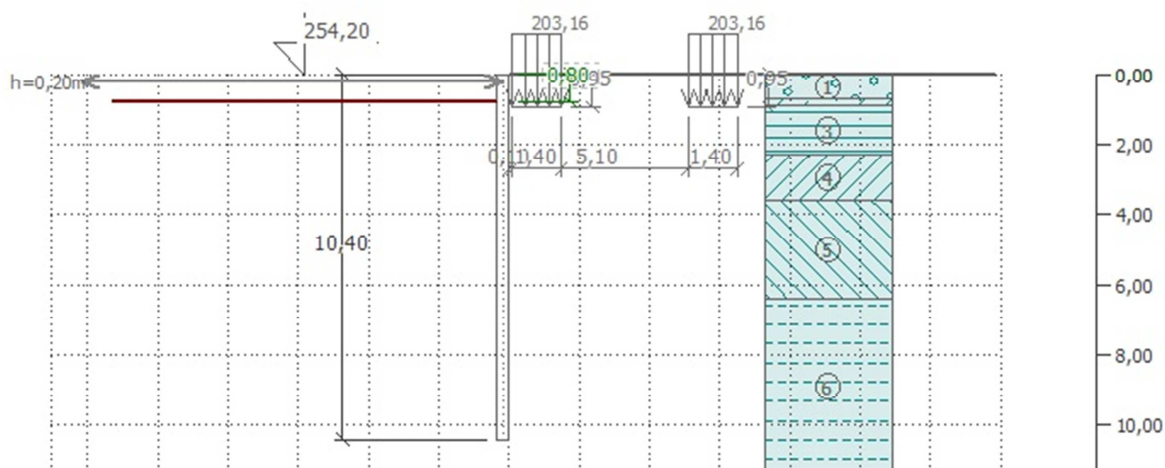
Na následujících obrázcích jsou znázorněny fáze hloubení.

Po provedení převrtávané pilotové stěny se ve fázi 1 odtěží zemina na 1. pracovní úroveň ve hloubce 0,8 m.



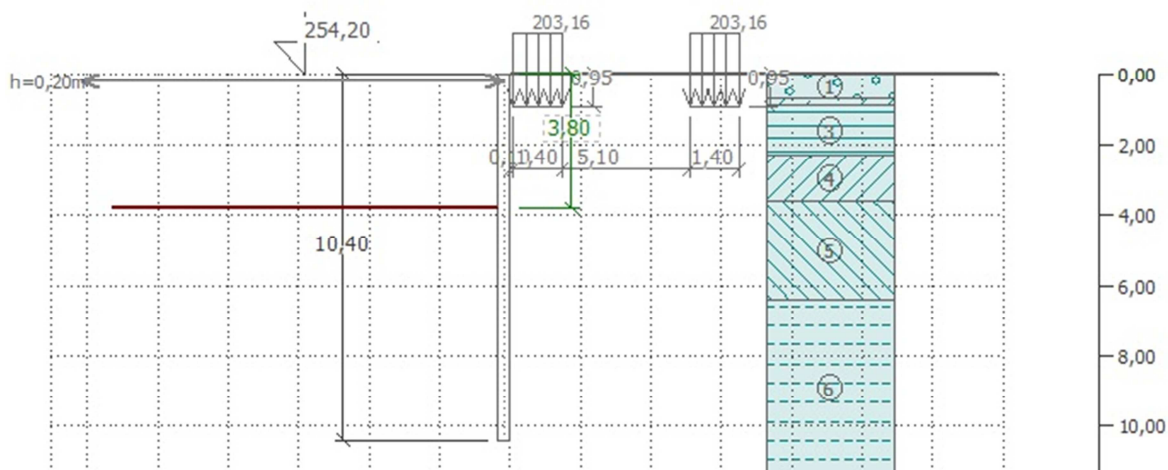
Obr. č. 47: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 1 (zdroj: autor)

Po odtěžení na 1. pracovní úroveň se provede rozepření v 1. řadě ocelovými profily.



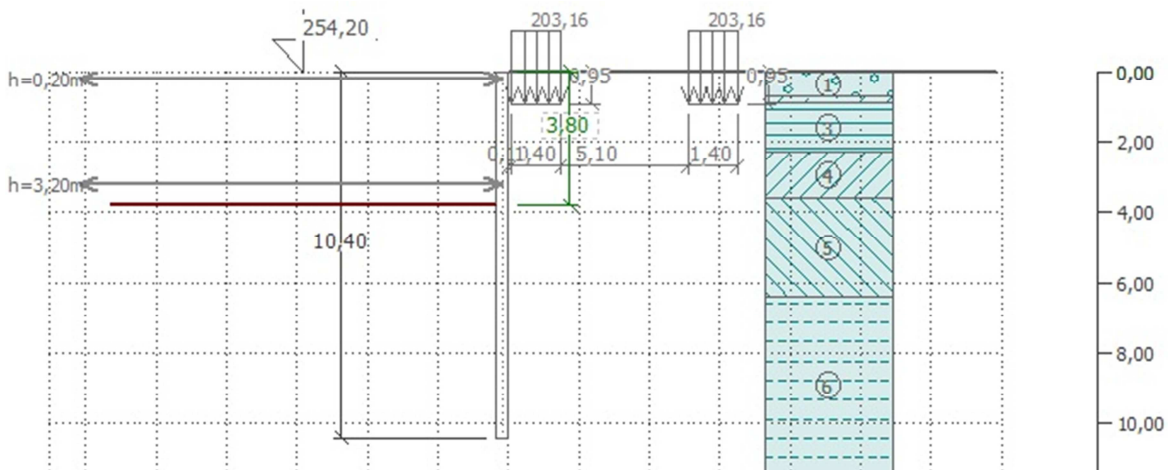
Obr. č. 48: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 2 (zdroj: autor)

Po rozepření 1. řady se provede odtěžení na 2. pracovní úroveň ve hloubce 3,8 m.



Obr. č. 49: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 3 (zdroj: autor)

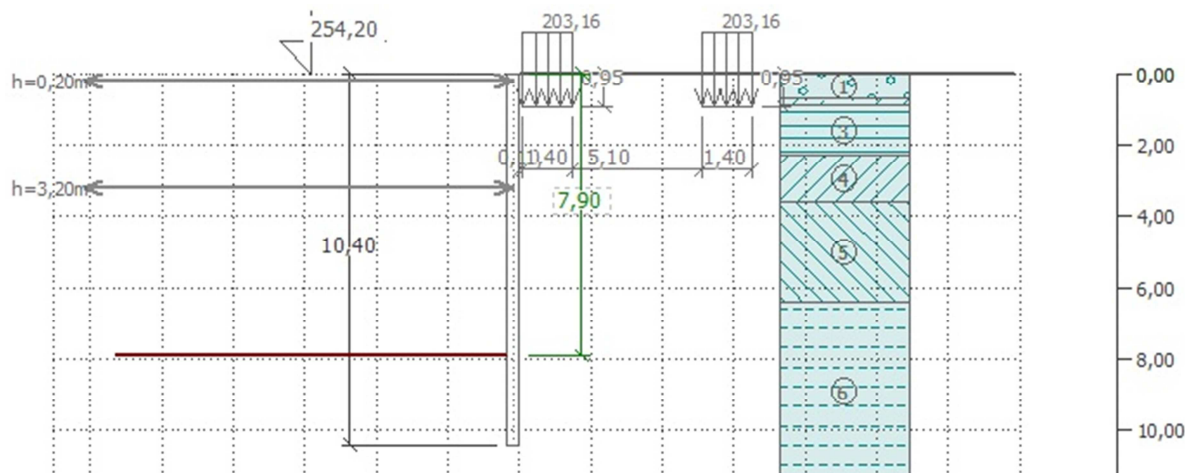
Po odtěžení na 2. pracovní úroveň se provede rozepření v 2. řadě ocelovými profily.



Obr. č. 50: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 4 (zdroj: autor)



Po rozepření 2. řady se provede dotěžení na dno stavební jámy.



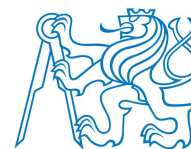
Obr. č. 51: Schéma konstrukce pilotové stěny v poslední fázi 5 (zdroj: autor)

3.3.4.3 Vyhodnocení

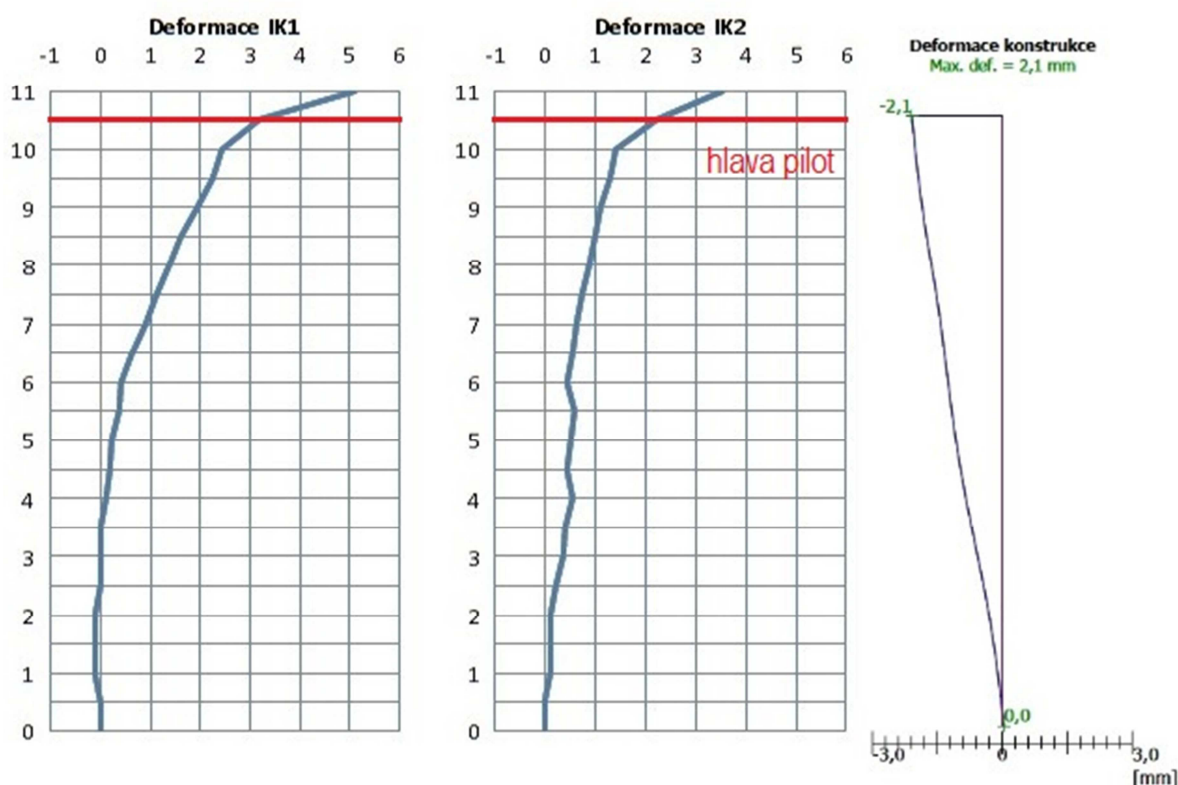
„Pro měření inklinometrických drážkovaných IK pažnic byla použita aparatura výrobce Glötzl v sestavě: IK sonda NMG30/2 délky 0,5 m, IK kabel NMK50 a odečítací přístroj NMA9. Deformace vrtu a s tím související náklony spouštěné sondy byly softwarově převedeny na horizontální posuny v jednotlivých měřených úrovních a ty pak byly graficky vyhodnoceny. Vyhodnoceny byly jak posuny v měřících rovinách dle umístění drážek pažnic (A+A-, B+B-), tak i ve vektorové výslednici složek. Tvar a deformace osy vrtu jsou vykresleny ve dvou kolmých rovinách A+A- a B+B- daných umístěním měřících drážek v pažnicích jednotlivých vrtů a ve vektorové výslednici. Osa A+A- by měla směřovat po spádnicí svahu, osa B+B- po vrstevnici – směřování drážek závisí na místních podmínkách při vystrojení inklinometrů a nemusí být splněno.“^[18] Při pečlivém měření je pro tyto měřící přístroje přesnost výsledků až $\pm 0,2$ mm/m.

Po osazení inklinometrů IK1 a IK2 bylo provedeno před zahájením výkopových prací nulté měření dne 22.9.2017, následovalo první měření dne 3.11.2017 po částečném odtěžení první etáže, druhé měření po odtěžení první etáže dne 6.11.2017 a poslední 3. měření bylo provedeno po odtěžení na dno stavební jámy dne 14. listopadu.

Na vyhodnocení výsledků měřeného bodu IK1 je z grafů pro měřící roviny A a B (viz příloha 11) do prostorového převedení snadno patrné, že ani jedna rovina nesměruje ve směru do stavební jámy. Tento předpoklad mi také potvrzují obě roviny, které mají



stejnou tendenci se deformovat v podobném tvaru. Proto jsem se rozhodl převést tyto dvě roviny s deformacemi do přibližně kolmé roviny k pilotové stěně. Ten samý postup jsem provedl i pro měřený bod IK2, ze kterého už je méně patrné, že měřicí roviny nesměřují přímo do stavební jámy.



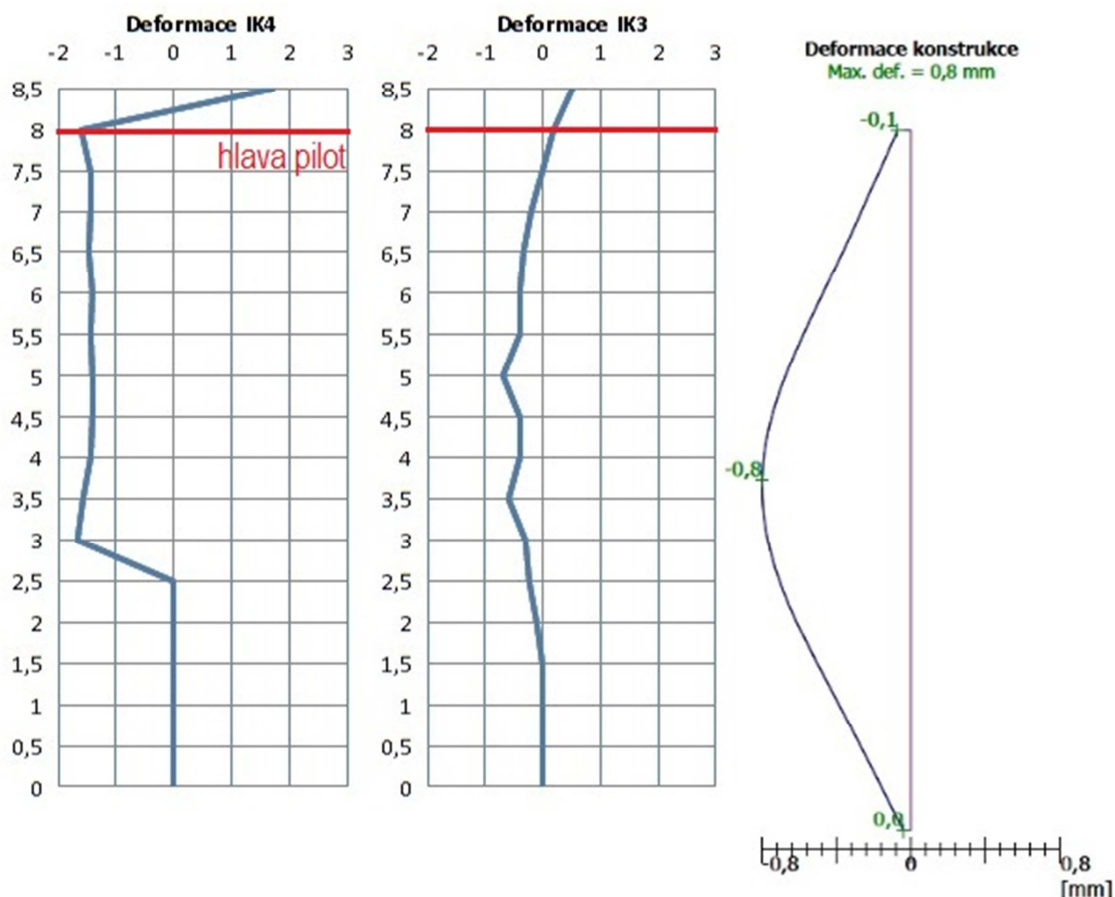
Obr. č. 52: Porovnání skutečné naměřené deformace IK1 a IK2 s výpočtem vpravo po dotěžení stavební jámy (zdroj: autor)

Výsledky měření byly provedeny po celé výšce až po zhlaví pažnice, která je vykonzolovaná z pilotové stěny s přesahem cca 0,5 m, a proto jsou výsledky v horním 0,5 m zkresleny. Pažnice v tomto úseku zřejmě nebyla po celou dobu ve stejné poloze, a proto je tam značné vychýlení. To mohlo zapříčinit i mírné opření člověka o pažnici, která je z plastu a svou tuhostí neodolá větším zatížením. Tato délka měření není uvažována jako odpovídající, je zanedbána, a výsledky jsou tedy vypovídající od úrovně cca 10,5 m směrem dolů.

Po osazení inklinometrů IK3 a IK4 bylo provedeno před zahájením výkopových prací nulté měření dne 3.11.2017, následovalo první měření dne 24.11.2017 po částečném odtěžení první etáže, druhé měření po odtěžení první etáže dne 27.11.2017, třetí



měření proběhlo během hloubení na dno jámy a poslední 4. měření provedeno po odtěžení na dno stavební jámy dne 8. 12.2017 z důvodu zpoždění těžby, které způsobila firma na zemní práce. ^[18]



Obr. č. 53: Porovnání skutečné naměřené deformace IK3 a IK4 s výpočtem vpravo po dotěžení stavební jámy (zdroj: autor)

Výsledky měření byly provedeny po celé výšce až po zhlaví pažnice, která je vykonzolovaná z pilotové stěny s přesahem cca 0,5 m, a proto jsou výsledky v horním 0,5 m zkresleny stejně jako u výsledků pro IK1 a IK2. Pažnice v tomto úseku zřejmě nebyla po celou dobu ve stejné poloze, a proto je tam značné vychýlení. Deformace podle výpočtů z programu GEO – Pažení posudek je vztažena k horní hraně pilotové stěny, která je podle dvou levých grafů z obrázku č. 52 v úrovni hloubky 8 m. Po odečtu 0,5 m z celkové délky pažnic 8,5 m je zřejmé, že pažnice nebyla vystrojena až do paty pilotové konstrukce, což nepředstavuje žádný zásadní problém, protože pod úrovní stavební jámy nejsou viditelné deformace.



3.3.4.4 Závěr z vyhodnocení

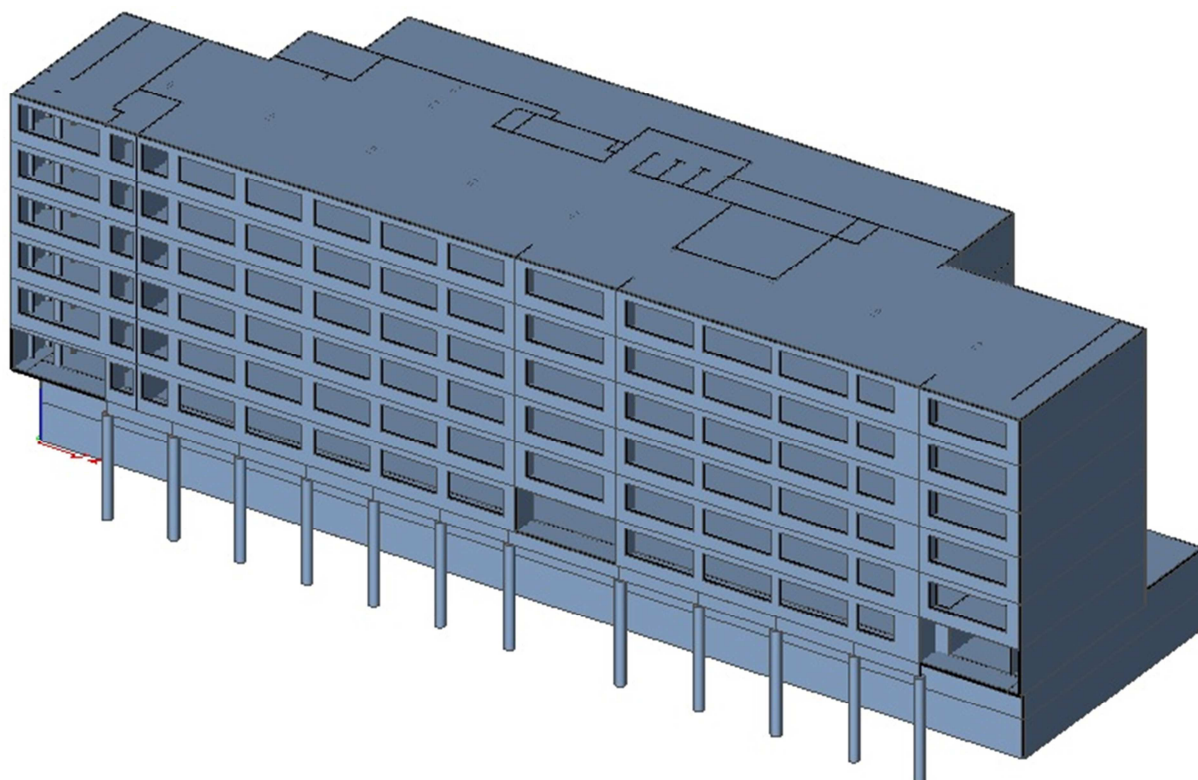
Naměřené deformace IK1 a IK2 se pohybují v řádech jednotek milimetrů a výpočet metodou závislých tlaků vychází také v řádech milimetrů, ale s menšími hodnotami. Tvar průběhu deformace konstrukce odpovídá průběhu ve výpočtu. Hodnoty skutečně naměřené jsou v souladu s předpokladem výpočtu, ačkoliv skutečné jsou přibližně o 50% vyšší. Výsledky naměřené v těchto malých hodnotách jsou zanedbatelné, avšak při větších deformacích by byl rozdíl porovnávaných deformací nezanedbatelný.

Naměřené deformace IK3 a IK4 odpovídají menším naměřeným deformacím oproti IK1 a IK2, protože je zde menší výškový rozdíl mezi základovou spárou od stávajících objektů a dnem stavební jámy. Deformace u IK4 jsou přibližně do 2 mm u IK3 do 1 mm a jsou tedy opět srovnatelné s hodnotami ve výpočtu. IK 4 vykazuje na křivce deformace viditelný pohyb směrem do stavební jámy v úrovni 5 – 5,5 m pod terénem. Jde o malou hodnotu, která byla způsobena strmým sklonem mezi jednotlivými vrstvami podloží v místě pilotové stěny.

4. Založení objektu

4.1 3D Model nosné konstrukce objektu

Konstrukční řešení objektu o půdorysných rozměrech 79 x 24 m není jednoduché z důvodu předsazení fasádní stěny od 1. NP výše do ulice 5. května. Objekt předpokládá založení na základové desce pod 2. PP a na pilotách pod předsazenou fasádní stěnou. Dalším problémem komplikujícím řešení při výpočtu působících sil z konstrukce jsou jednosměrné rampy z 1.NP do 1.PP a z 1.PP do 2.PP. Konstrukční systém objektu je kombinovaný, v horní stavbě je pak především sloupový kvůli variabilitě administrativních prostor. Z těchto důvodů jsem se rozhodl vytvořit 3D model konstrukce v programu Scia Engineer 15.3, který lépe vystihne návrh působení pilot se základovou deskou. Vystihující model 3D konstrukce pro výpočet zatížení je vidět na následujícím obrázku.



Obr. č. 54: Výpočtový 3D model konstrukce (zdroj: autor)

4.2 Zatížení objektu

Vedle samotné vlastní hmotnosti nosné konstrukce namodelované pomocí stěn a sloupů v návrhu uvažují s následujícími zatěžovacími kategoriemi obsahující tyto zatížení (charakteristické hodnoty):

Stálé:

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

Užitné:

- 5 kN/m^2 – plochy v malých obchodech 1. NP
- 5 kN/m^2 – ostatní skladovací prostory
- $2,0 \text{ kN/m}^2$ – plochy pro administrativní prostory
- $2,5 \text{ kN/m}^2$ – 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“.^[19] Charakteristické hodnoty těchto zatížení uvažují 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

4.3 Výpočtový modul Soilin

Pro určení průřezů velikostí sil působících na plošnou základovou desku a síly působící na piloty z jedné konstrukce jsem použil program Scia Engineer, který má zabudovaný 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 přitížení 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 povrchovým modelem. Jeho fyzikální vlastnosti jsou vyjádřeny tzv. parametry interakce C, přičemž nejdůležitější z nich jsou $C1z$, $C2x$, $C2y$, $C1x$ a $C1y$.“^[20]

4.3.1 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;
- b) Hloubka založení ovlivňuje normový součinitel κ_1 a tím zrychluje pokles hodnot svíslé 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.“^[20]



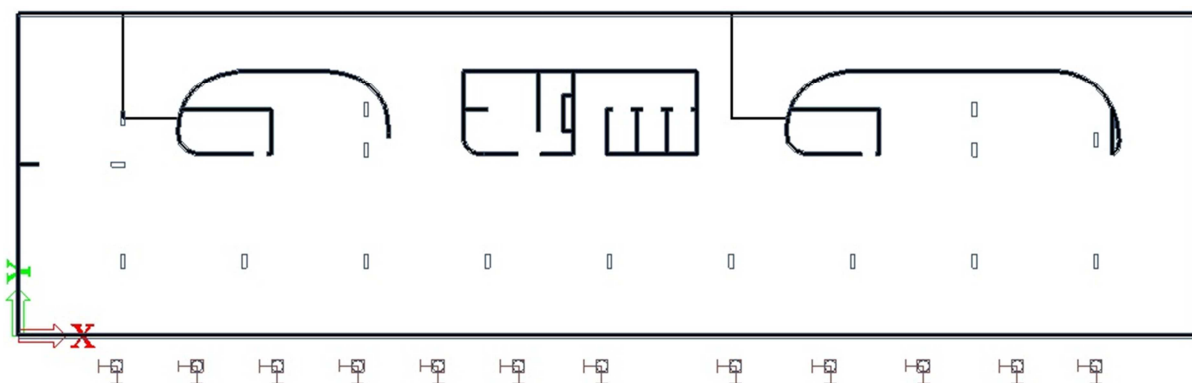
4.3.2 Vstupní parametry

„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“ [20]

4.3.3 Výpočet

Před výpočtem jsem zadal pomocí geologických vrtů požadované parametry pro výpočet působících sil do základové desky a pilot. Hodnoty vypočtených sil působící na piloty jsou uvedené v příloze 12.



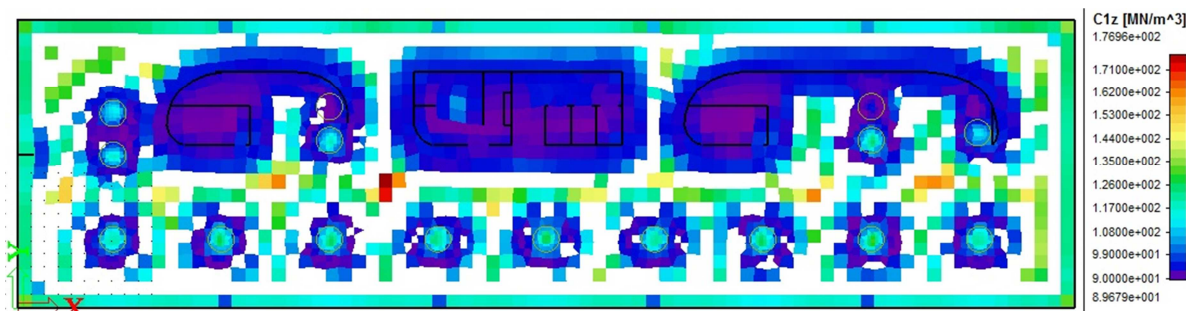
Obr. č. 55: Rozmístění podpor (pilot) a plošné podpory desky (zdroj: autor)

„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

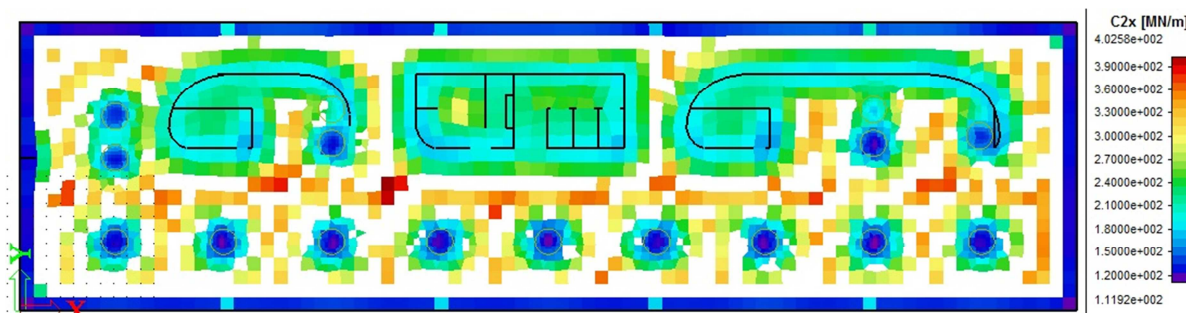


podmínka přesnosti kontaktních napětí. Tímto způsobem jsou získány výsledné deformace a vnitřní síly konstrukce na podloží.“^[20]

Před výpočtem jsem zadal automatické zjemnění sítě, kde program dokáže vyhledat místa s numerickými chybami a poté zahustit síť v místech, kde mohou nastat nepřesnosti nebo zkreslení výsledků z důvodů velkých rozměrů prvků pro výpočet. Spočtené deformační parametry podloží C byly vypočteny takto:

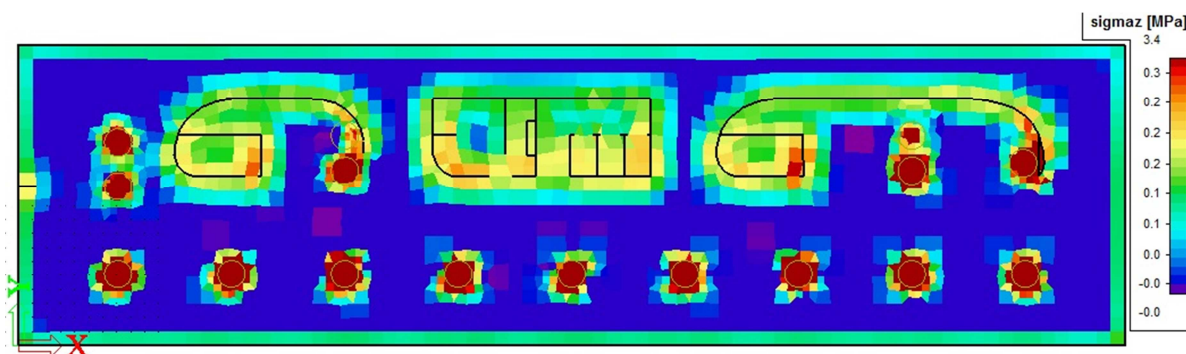


Obr. č. 56: Deformační parametr podloží C1z (zdroj: autor)



Obr. č. 57: Deformační parametr podloží C2x (zdroj: autor)

Kontaktní napětí na následujícím obrázku je vykresleno v menším rozsahu napětí do 0,3 MPa a zbylá místa pod sloupy jsou vykreslena stejnorodě. Místa pod sloupy jsou tvořena napětím až 3 MPa na velmi malých vzdálenostech od sloupů cca 0,1 m.



Obr. č. 58: Kontaktní napětí pod základovou deskou (zdroj: autor)



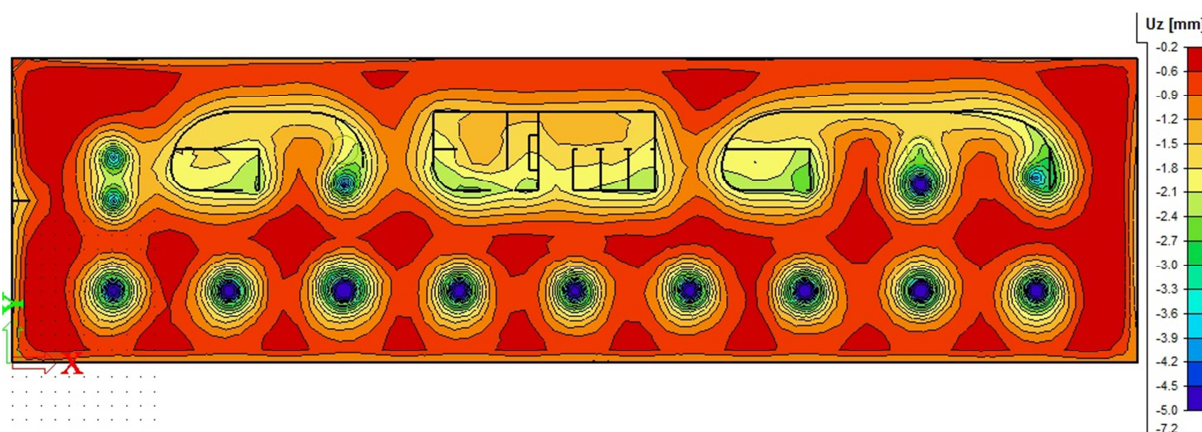
Pro ověření únosnosti základové horniny jsem použil vztah z normy ČSN 73 1001 – Zakládání staveb: Základová půda pod plošnými základy^[5]. Vztah je závislý na následujících parametrech pro horninu (GT 5 – R4) v přímém kontaktu se základem:

$$R_c = \frac{\sigma_c}{r \cdot p} \quad [5]$$

$$R_c = \frac{7,5}{7 \cdot 1,8} = 595 \text{ kPa}$$

- R_c - výpočtová únosnost v MPa
- σ_c – výpočtová únosnost horniny v prostém tlaku v MPa ($\sigma_c = 7,5$ MPa)
- r – součinitel kvality skalní horniny ($r = 7$, po lineární interpolaci v mezilehlých hodnotách pro $\sigma_c = 7,5$ MPa)
- p – součinitel hustoty diskontinuit (střední až velká, $p = 1,8$)

V IGP je uvedená hodnota $R_{dt} = 400$ kPa jako tabulková a obě hodnoty odpovídají dostatečné únosnosti horniny pod základovou spárou, jen v místech soustředných zatížení pod sloupy dochází ke koncentraci napětí.



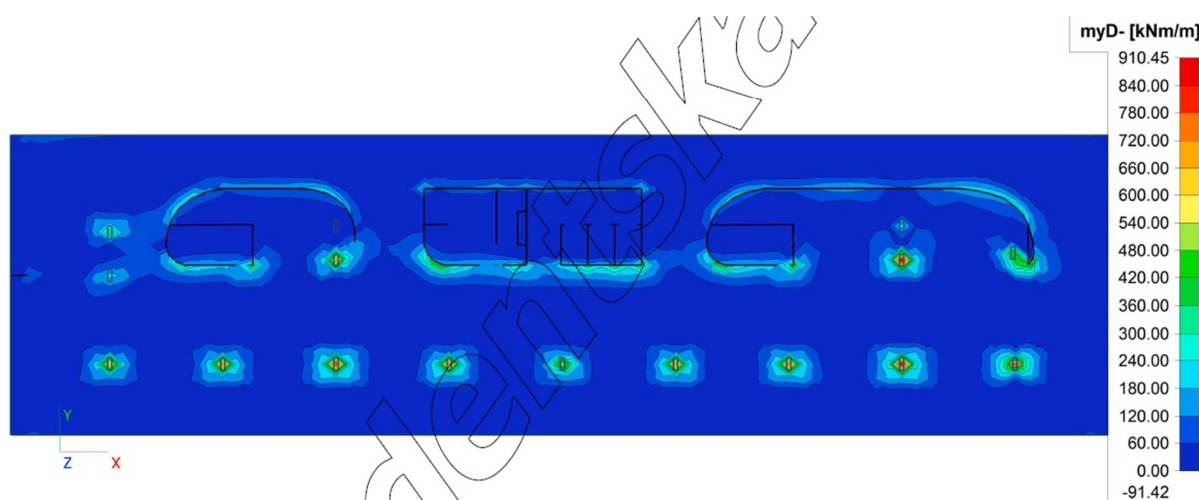
Obr. č. 59: Sedání základové desky (zdroj: autor)

4.4 Předběžný návrh

Konstrukce spodní stavby je předběžně navržena dle TP ČBS 02^[21] jako vodonepropustná konstrukce, tzv. bílá vana, spadající do třídy požadavků: A1 – z větší části suché, tlak vody W0 (0 – 1 m), a proto spadá do konstrukční třídy kon2.



Pro konstrukci, která je navržena tloušťky 500 mm, je potřebné předběžné ověření návrhu výztuže, aby při posouzení ve statickém výpočtu nevznikl problém s předem navrženou tloušťkou. Předběžné ověření bylo provedeno výpočtem v programu MS Excel, do kterého byly zadány ohybové momenty vypočtené z programu Scia Engineer 15.3. Momenty byly upraveny tzv. průměrovacími body v místech sloupů, z důvodu vytvoření lokálních špiček. Výpočet byl proveden pro místa s největšími působícími momenty, tedy pod sloupy a v polích.



Obr. č. 60: Průběh ohybových momentů v základové desce pod sloupy (zdroj: autor)

Pro dolní povrch základové desky vychází základní rastr výztuže profily $\varnothing 10$ mm po 100 mm a v místech velkých ohybových momentů pod sloupy přidány příložky $\varnothing 14$ mm po 100 mm.

Základová deska byla dále ověřena na protlačení sloupem. K ověření byla použita podmínka $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, neboli účinek návrhového zatížení v kontrolovaném obvodu musí být menší nebo rovný únosnosti v protlačení. Tato podmínka se ověřuje pro vybrané kontrolované obvody kolem sloupu. Podmínka posuzuje únosnost tlačené diagonály podle následujícího vzorce.

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Výpočet byl proveden programem FIN EC 2018 – Protlak. Samotná deska tloušťky 500 mm na protlačení nevyhověla a byla z toho důvodu zesílena na 1000 mm s navrženými profily ohyby $\varnothing 16$ mm ve dvou řadách, v každé po 16 profilech.



Podrobnější popis ověření na vyztužení základové desky je v příloze 12. Předběžný návrh výztuže slouží pro ověření navržených tloušťek základové desky, nikoliv pro skutečný návrh ohybové a smykové výztuže.

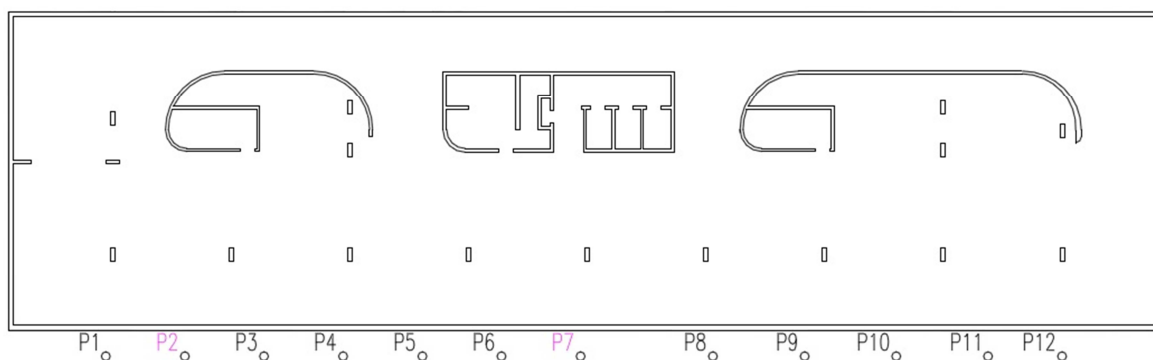
4.5 Únosnost a sedání pilot

Pod roznášecím prahem fasádní stěny se bude nacházet celkem 12 pilot. Ve tvrdých zeminách R5, R4 a R3, do kterých jsou vetknuty 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 ve vzdálenosti větší než $2,5 d$ osově od sebe (kde písmeno d značí průměr piloty)
- v polohách kde jsou neúnosné vrstvy zemin, jako jsou svrchní navážky a hlinitokamenitá suť diabasů, bude zatížení piloty přenášeno především patou piloty ve skalních horninách R4 a R3, a tím pádem malé zatížení přenášeno pláštěm piloty a ovlivňování okolní zeminy v okolí působící na záporové pažení

Pro malý počet pilot a zatížení v malém rozpětí navrhuji jeden průměr pilot o velikosti 630 mm. Piloty jsou posouzeny pro dvě piloty, a to tak, že jsem vybral největší zatížení ve vybraných řezech J1 a J2:

- řez J1: pilota P2, $d = 630$ mm
- řez J2: pilota P7, $d = 630$ mm



Obr. č. 61: Polohy pilot P2 a P7 pro posouzení (zdroj: autor)



Délky pilot jsou navrženy mimo požadovaných hodnot na sedání a únosnost tak, aby úroveň paty byla pode dnem stavební jámy kvůli přitěžování záporového pažení. Dále je podrobněji popsána pilota č. 7.

4.5.1 Výpočet piloty na základě 1. skupiny mezních stavů

Využívá se návrhových velikostí, stabilitních 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. ^[22]

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 $R_s = 470,85 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 7866,95 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 8337,80 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 2389,60 \text{ kN}$

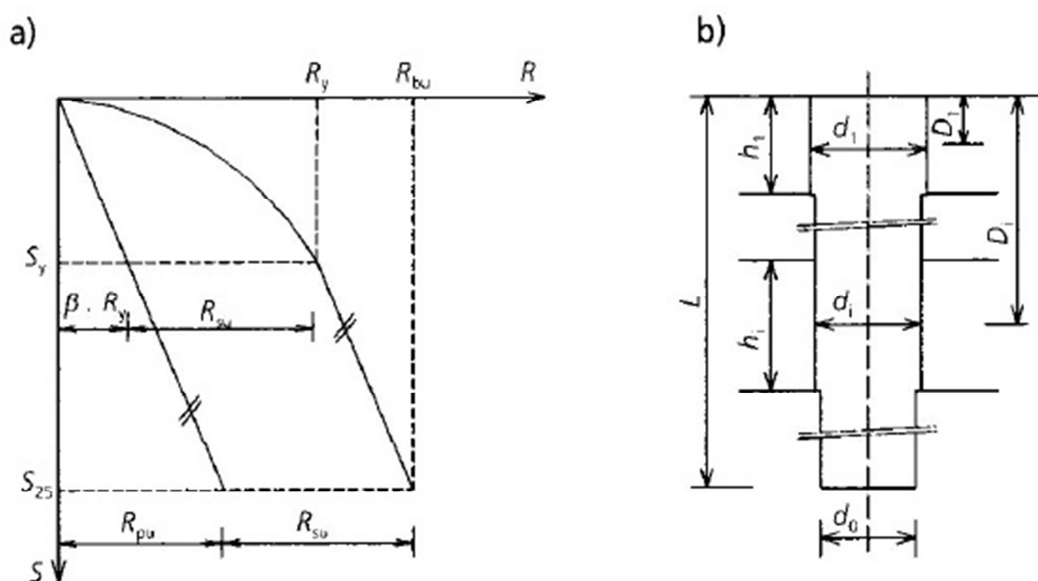
$$R_c = 8337,80 \text{ kN} > 2389,60 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obr. č. 62: Posouzení piloty P7 podle 1. m. s. (zdroj: autor)

4.5.2 Výpočet piloty na základě 2. skupiny mezních stavů

Ve 2. skupině m. s. nás především zajímá sedání piloty, také vzhledem k sedání základové desky.



Obr. č. 63: a) mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b) schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině (zdroj: [17])

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. 13. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné ve skalních a poloskalních horninách (zdroj: [23])



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

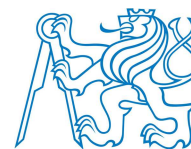
Tab. č. 14. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné v nesoudržných zeminách (zdroj: [23])

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

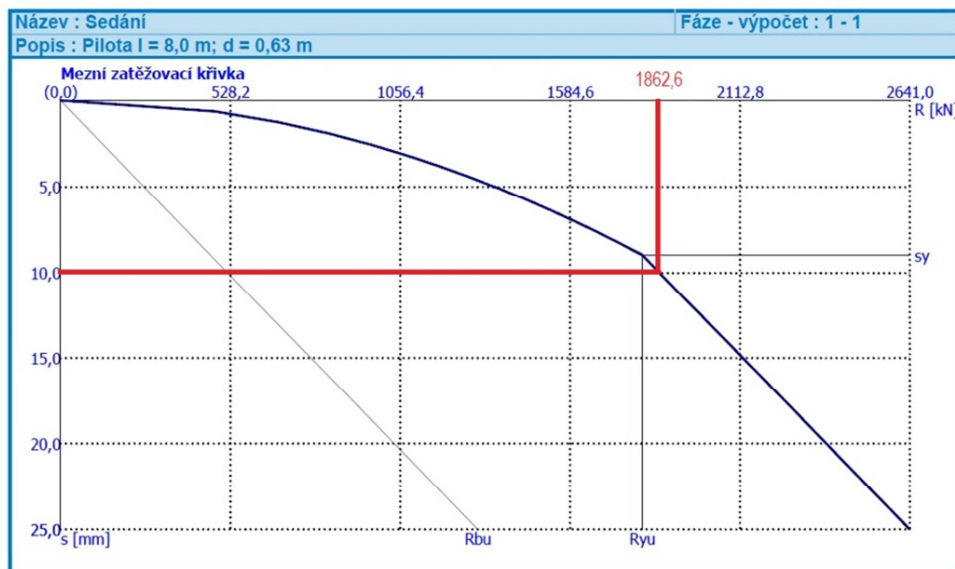
Tab. č. 15. Velikosti regresivních koeficientů pro jednotlivé typy zemin a hornin (zdroj: [17])

Z předchozích tabulek jsem pro každou vrstvu zeminy lineárně 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, které pro mě bylo limitující vzhledem k přiměřené stejné deformaci se základovou deskou. Z mezní zatěžovací křivky na následujícím obrázku jsem pro pilotu P7 určil hodnotu maximálního zatížení 1862,6 kN. Tato hodnota $R = 1862,6$ kN je větší než charakteristická hodnota reakce $R_z = 1680,48$ kN. Z toho vyplývá, že hodnota sedání



piloty na charakteristickou hodnotu reakce $R_z = 1680,48$ kN je menší než 10 mm a splňuje zadanou podmínku.



Obr. č. 64: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P7 (zdroj: autor)

Pro charakteristické zatížení $G_k = 1680,48$ kN je sednutí piloty 7,7 mm, což mi přijde velmi podobné, jako je tomu pro lokální sedání základové desky pod nejvíce zatíženými sloupy (7,2 mm). Navržené spolupůsobení základové desky s fasádními pilotami považuji z toho důvodu za přijatelný návrh konstrukce.

5. Technologie provádění

5.1 Záporové pažení

Technologický postup provádění záporového pažení se skládá z přípravných prací a provádění. Konstrukce je navržena jako dočasná konstrukce, která se předpokládá na 2 roky, pouze pro potřebu výstavby spodní stavby. Konstrukce je navržena jako dočasná, ale zůstává v zemi natrvalo, pokud dopředu není rozhodnuto o jejím rozebrání. V České Republice se ve většině případů konstrukce ponechá v zemi.

5.1.1 Přípravné práce

Přípravné práce se zahajují písemným předáním ověřených inženýrských sítí, které by mohly přijít do styku s vrty pro zápor, nebo se provádí průzkumné sondy pro jejich



ověření při nejasné poloze. Po ověření míst bez kolize s inženýrskými sítěmi se provede vytyčení středů vrtů všech zápor geodetem podle vytyčovacího výkresu vytvořeného projektantem. Vrtání bude probíhat z pracovní plochy, která bude upravena na přibližně stejnou úroveň jako bude hlava zápory.

5.1.2 Postup provádění

Před samotným vrtáním se zafixuje vytyčený střed vrtu, např. dvěma body pomocí ocelového trojúhelníku. Vrtné nářadí není ze začátku dostatečně fixováno tvarem vrtu a může tak dojít k odchylkám od vytyčeného středu. Vrtání bude provádět vrtná souprava pomocí rotačně-náběrového vrtání. Vrty lze hloubit jako nepažené, pokud je zaručeno, že během provádění vrtu budou stěny a dno vrtu dostatečně stabilní a že do nich nebude nekontrolovaně vnikat voda, nebo zemina z okolí vrtu. V nestabilních zeminách a pod hladinou podzemní vody se musí vrty pažít. Paží se pomocí pažnic - ocelovými pažnicemi, jedním typem jsou nespojovatelné (černé roury) nebo spojovatelné v různých délkách (pomocí speciálních šroubů). Na rotačně-náběrové vrtání se používají speciální nářadí, kterými jsou vrtný hrnec (šapa), spirál (šnek) a korunka spojená pomocí speciálních šroubů s pažnicí. Pažení pomocí ocelové pažnice se provádí jejím otáčením s přitlakem a pažnice se postupně zavrtává. Průměry vrtu se volí s ohledem na vyráběné průměry vrtného nářadí a pohodlné osazení profilu zápory do vrtu. Hloubka vrtu je určena projektem. Po dovrtnání se provede začištění dna vrtu pro osazení zápory. Osazení zápory do vrtu se provede např. autojeřábem a po osazení se profil zápory zajistí např. dřevěnými klíny nebo jinak. Po zajištění polohy se provede kontrola osazení zápory, pro které jsou přípustné výrobní tolerance:

- polohová odchylka zápory: ± 50 mm
- výškové osazení zápory: ± 150 mm
- svislost zápory: $\pm 0,5\%$
- rozteč zápor: ± 100 mm

Po kontrole se pro zajištění polohy zabetonuje kořen zápory betonem např. C 8/10 po projektovanou úroveň a zasype vrt stabilizovaným materiálem. Poté může začít těžba stavební jámy na požadovanou úroveň pro provedení převázek a kotevního systému.



Během hloubení se mezi záporu osazují dřevěné pažiny např. z polohraněného řeziva tl. dle projektu. Pažiny se zajišťují dřevěnými klíny a prostor za pažinami se vyplňuje zásypem pro aktivaci záporového pažení, jehož deformace jsou závislé i na provedení zásypu výdřevy. Po provedení převázek a kotevního systému a vytvrnutí zálivky kořene současně probíhá těžba a výdřeva až na požadovanou hloubku stavební jámy. Pro každou vyhotovenou záporu se provede protokol s náležitými údaji.

5.2 Pilotová stěna

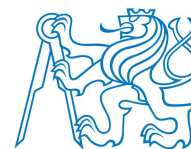
Technologický postup provádění pilotové stěny se skládá z přípravných prací a provádění. Konstrukce je navržena jako dočasná konstrukce, která se předpokládá na 2 roky, pouze pro potřebu výstavby spodní stavby. Konstrukce je navržena jako dočasná, ale zůstává v zemi natrvalo.

5.2.1 Přípravné práce

Přípravné práce se zahajují písemným předáním ověřených inženýrských sítí, které by mohly přijít do styku s vrty pro piloty nebo se provádí průzkumné sondy pro jejich ověření při nejasné poloze. Po ověření míst bez kolize s inženýrskými sítěmi se provede vytyčení středů vrtů všech pilot geodetem podle vytyčovacího výkresu vytvořeného projektantem. Vrtání bude probíhat z pracovní plochy, která bude upravena na přibližně stejnou úroveň, jako bude hlava pilot.

5.2.2 Provádění vrtu

Postup provádění vrtu je podobný jako pro záporové pažení. Před samotným vrtáním se zafixuje vytyčený střed vrtu např. dvěma body pomocí ocelového trojúhelníku. Vrtné nářadí není ze začátku dostatečně fixováno tvarem vrtu a může tak dojít k odchylkám od vytyčeného středu. Vrtání bude provádět vrtná souprava pomocí rotačně-náběrového vrtání. Vrty lze hloubit jako nepažené, pokud je zaručeno, že během provádění vrtu budou stěny a dno vrtu dostatečně stabilní a že do nich nebude nekontrolovaně vnikat voda nebo zemina z okolí vrtu. V nestabilních zeminách a pod hladinou podzemní vody se musí vrty pažit. Paží se pomocí pažnic - ocelovými pažnicemi, jedním typem jsou nespojovatelné (černé roury) nebo spojovatelné v různých délkách (pomocí speciálních šroubů). Na rotačně-náběrové vrtání se



používají speciální nářadí, kterými jsou vrtný hrnec (šapa), spirál (šnek) a korunka spojená pomocí speciálních šroubů s pažnicí. Pažení pomocí ocelové pažnice se provádí jejím otáčením s přitlakem a pažnice se postupně zavrtává. Průměry vrtu se volí s ohledem na vyráběné průměry vrtného nářadí. Hloubka vrtu je určena projektem.

Pro piloty jsou přípustné následující maximální výrobní tolerance:

- polohová odchylka osy piloty od středu vrtu v hlavě piloty: ± 100 mm
- výšková odchylka hloubky vrtu: $+ 100$ mm
- odchylka od svislé osy piloty: $\pm 2\%$

5.2.3 Přípravné práce před betonáží

Po dovtání se provede začištění dna šapou, která má uzavíratelné dno. Ověření požadované hloubky dna se provádí hloubkoměrem vrtné soupravy a poté pomocí pásma. Neprodleně poté se do vyčištěného vrtu osadí armokoš s distančními prvky zajišťujícími krytí min 60 mm, minimálně 3 ks v úrovni montážního kruhu, rovnoměrně vystřídané, aby byla co nejlépe zajištěna poloha armokoše. Překontroluje se výškové umístění pomocí nivelačního přístroje.

5.2.4 Betonáž piloty

Pokud bude vrt suchý, bude betonáž provedena usměrňovací sypákovou rourou proudem betonové směsi tak, aby tato nenarážela na výztuž, popřípadě stěny vrtu, a aby nedocházelo k roztříštění betonu a oddělení kameniva. V případě výskytu podzemní vody ve vrtu bude voda vyčerpána, pokud budou přítoky vody větší, tak bude probíhat betonáž pod hladinou vody tak, že bude betonářská kolona ponořena na dno vrtu a od spodu bude voda vytlačována vzhůru sloupcem betonu. Je nutné, aby betonářská kolona byla stále ponořena v betonu, proto bude během odpažování postupně doplňován beton, který vyplňuje prostor zvětšený o tloušťku pažnice a možné kaverny po obvodě vrtu. Pilota se v případě hluchého vrtání přebetonuje o cca 0,3 m z důvodu znehodnocení betonu.



5.2.5 Dokončovací práce

Znehodnocený beton se odstraní a hlava piloty se upraví pomocí ručních nástrojů (lopata, zednická lžíce, hladítko) do požadované úrovně, která je zkontrolována nivelačním přístrojem. Pro každou vyhotovenou pilotu se provede protokol s náležitými údaji.

5.3 Trysková injektáž

Technologický postup tryskové injektáže (dále uváděno ve zkratce jako TI) se skládá z jednotlivých prací:

- vrtání maloprofilového vrtu průměru dle projektu pro následné tryskání
- osazení monitoru na vrtné soutyčí (ve většině případů je součástí soutyčí v průběhu vrtání)
- tryskání média s předem určenými hodnotami pro vytvoření požadovaných sloupů TI ^[22]

Potřebné strojní zařízení na provádění TI jsou následující:

- vrtná souprava se soutyčím, zařízení k pohonu soutyčí a monitor
- míchací zařízení pro přípravu média TI
- vysokotlaké čerpadlo
- vysokotlaké potrubí na délku až 50 m spojující čerpadlo s vrtnou soupravou
- zařízení potřebné pro měření tlaků, průtočné rychlosti atd.
- zařízení pro vyplavený materiál ^[22]

5.3.1 Přípravné práce na staveništi

Tyto práce se skládají z několika druhů, mimo jiné např. ověření základových spar podchytávaných objektů. Rozhodnutí o umístění jámy na usazování vyplaveného materiálu a poté jeho vytěžení a v případě nedostatku prostoru na stavbě jeho okamžité vyvezení cisternami. Dále příprava pracovní plošiny pro maloprofilovou vrtnou soupravu a další potřebná strojní zařízení.



5.3.2 Postup provádění

Vrty, které mají navržený průměr podle technologie TI a požadavku na volné vytékání vyplaveného materiálu, jsou prováděny maloprofilovými vrtnými soupravami.

Pro vrty jsou přípustné následující maximální výrobní tolerance:

- polohová odchylka osy vrtu od středu vrtu: ± 50 mm
- odchylka od svislé osy vrtu: $\pm 2\%$

Vrtání probíhá pomocí výplachu, nejčastěji pomocí cementové suspenze. Po odvrtání na požadovanou hloubku se okamžitě začíná s prováděním sloupů TI. Uzavře se přívod výplachu k vrtnému nářadí ocelovou kuličkou, která se zastaví v sedle a upraví směr toku cementové suspenze do vodorovného směru. V tomto momentu se zvýší tlak čerpané suspenze a nastaví se tzv. stepování monitoru. Proces probíhá od spodu vrtu směrem nahoru. Stepování neboli rychlost vytahování s výškami kroku je závislý na zemině, ve které se provádí TI. Během vytahování se monitor otáčí kolem svislé osy a vytváří tak spojitý sloup. Během provádění se musí sledovat především odtok vyplaveného materiálu. Proud musí být konstantní, jinak dochází v hlavním případě k ucpání mezikruží. To má za následek nevyplavování materiálu a v některých případech tak dochází nadzvednutí objektů a deformacím. Tryskání probíhá postupně nahoru do projektované úrovně, ale zároveň se musí uvažovat malý odpor zeminy, který nastává zhruba v 1 m pod terénem. Hlídat se musí tlak injekční směsi a také hloubka přibližně 1 m, aby nedošlo k tryskání nad tuto úroveň. ^[22]



6. Závěr

Problematikou diplomové práce bylo alternativní zajištění stavební jámy oproti skutečnému provedení, vyhodnocení naměřených deformací pilotové stěny skutečného provedení a založení objektu pomocí základové desky s fasádními pilotami.

Pro návrh geotechnických konstrukcí pro zajištění stavební jámy byly použity 3 návrhové geologické profily z důvodu délky stavební jámy a podélně proměnlivé vrstvy podloží. Vrstvy těchto profilů byly částečně upraveny tak, aby odpovídaly místům návrhu pro pažící konstrukce, a 2 geotechnické typy zeminy byly upraveny podle provedení zrnitostního rozboru z důvodu horších parametrů pro posouzení únosnosti dílčích prvků konstrukcí. Pro 3 přiléhající objekty jsem pro každý zvlášť určil zatížení, jejichž účinek je přepočten na metr běžný a šířku základového pasu působící v základové spáře. Tento účinek negativně ovlivňuje návrh pažící konstrukce. Velikost stavební jámy a geologické podmínky si vyžádaly poměrně značný počet řezů pro optimalizaci konstrukce. Všechny výpočty jsou uvedeny v příloze, ale detailně popsán byl pouze 1 řez pro jednotlivý typ pažící konstrukce.

Dno stavební jámy záporového pažení v úseku řezu J1 je v hloubce 6,4 m pod terénem. Záporny jsou zde navrženy o délce 8,5 m, v osově vzdálenosti po 2 m. Konstrukce je kotvena v 1 úrovni 2,5 m pod terénem zapuštěnou převázkou profilu 2x U 260, přes kterou je síla přenášena do dočasné pramencové zemní kotvy. Konstrukce je navržena na maximální hodnotu deformace v konečné 3. fázi na 20,5 mm.

Pilotová stěna podél objektu vozovny v úseku HJ3 je navržena jako nesouvislá pilotová stěna. Výška pažení je 4,3 m. Průměry pilot jsou 630 mm, 6,5 m dlouhé, z toho 2,2 m vetknuté, v osově vzdálenosti 1 m. Kotvení je v úrovni 0,7 m pod hlavami pilot předsaženými převázkami profilu 2 x U 200, navazující na dočasné pramencové zemní kotvy. Konstrukce je díky své tuhosti navržena na maximální hodnotu deformace v konečné 3. fázi na 0,3 mm.

Trysková injektáž podél objektu č.p. 1333 je navržena 2 řadami sloupů průměru 750 mm v osově vzdálenosti 600 mm. První řada sloupů je vyztužena profily TR 108/16 o délce 10 m a odkloněna od svislice o 3° směrem pod stávající objekt a druhá řada



sloupů o délce cca 4,6 m odkloněna o 10°. První řada je kotvena ve 3 úrovních dočasnými pramencovými zemními kotvami přes zapuštěné převázky typu VL 602. Maximální hodnota deformace vychází v poslední fázi 6,5 mm.

Posuzované deformace skutečného provedení pilotové stěny objektů č.p. 1045 a 1333 byly vyhodnoceny následovně. Naměřené deformace IK1 a IK2 se pohybují v hodnotách 3 - 5 milimetrů a výpočet metodou závislých tlaků vychází také v řádech milimetrů, ale s menšími hodnotami. Tvar průběhu deformace konstrukce odpovídá předpokladu průběhu ve výpočtu. Hodnoty skutečně naměřené jsou v souladu s předpokladem výpočtu, ačkoliv skutečné jsou přibližně o 50% vyšší. Výsledky naměřené v těchto malých hodnotách jsou zanedbatelné, avšak při větších deformacích by byl rozdíl porovnávaných deformací nezanedbatelný.

Naměřené deformace IK3 a IK4 jsou přibližně do 2 mm, u IK3 do 1 mm, a jsou tedy opět srovnatelné s hodnotami ve výpočtu. IK 4 vykazuje na křivce deformace viditelný pohyb směrem do stavební jámy v úrovni 5 – 5,5 m pod terénem. Jde o malou hodnotu, která byla způsobena strmým sklonem mezi jednotlivými vrstvami podloží v místě pilotové stěny.

Založení objektu je navrženo v programu Scia Engineer, na základové desce tl. 500 mm, která splňuje požadavek na minimální sedání v lokálních hodnotách s maximy 7 mm. Tloušťka desky je zesílena pod sloupy na 1000 mm z důvodu požadavku na protlačení. Deska byla předběžně posouzena na ohybové namáhání a protlačení pro návrh tloušťky konstrukce v programu FIN EC. Konstrukce byla zároveň předběžně navržena jako bílá vana proti pronikání zemní vlhkosti. Konstrukce objektu je částečně založena na velkopřůměrových pilotách pod fasádní stěnou. Návrh a posouzení pilot bylo provedeno v programu GEO5 – Pilota. Požadavek na piloty byl přiměřené sedání vzhledem k základové desce a zároveň na maximální sedání 10 mm určené podle mezní zatěžovací křivky. Piloty jsou navrženy průměru 0,63 m délky 7,5 a 8 m.

Diplomová práce mi poskytla mnoho poznatků z oboru geotechniky, především v oblasti návrhu pažicích konstrukcí. Velice důležitou součástí této práce je porovnání očekávané deformace z výpočtů a naměřené deformace na skutečně provedené



konstrukci, i když návrh skutečně provedené konstrukce nebyl předmětem této práce. Tuto problematiku je potřeba neopomíjet, avšak v málokterém projektu se provádí ověření předpokladů výpočtů. Měla by být tedy prováděna na větším počtu staveb, zvláště těch významnějších, a předcházet tak i případným problémům.



Použitá literatura:

- [2] K+K průzkum, Vladko Biener – RNDr. David Štorek. Podrobný inženýrskogeologický průzkum. Praha, duben 2007.
- [3] ČSN EN 933-1 Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 1: Stanovení zrnitosti – Síťový rozbor. Praha: Český normalizační institut, 2012. 20 s. Třídící znak 721193
- [4] ČSN EN ISO 14688-2 Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařídování zemin – Část 2: Zásady pro zařídování. Praha: Český normalizační institut, 2005. 16 s. Třídící znak 721003
- [5] ČSN 73 1001 Zakládání Staveb. Základová půda pod plošnými základy. Praha: Český normalizační institut, 1988. 76 s. Třídící znak 73 1001
- [7] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí, Část: Obecná pravidla. Praha. Český normalizační institut, 2006. 138 s. Třídící znak 73 1000
- [8] CIHELNA, Karel. Stav objektu: Praha 4 - Nusle 5.května č.p. 1333/20, č.p. 1045/28, Vozovna Pankrác, 2. prohlídka. Praha, červenec, srpen, 2017. 33 s.
- [9] 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/>
- [10] 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
- [12] 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
- [13] FINE [online]. 2017 [cit. 2017-11-11]. Posouzení vnitřní stability konstrukce. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/posouzeni-vnitri-stability-konstrukce-01/>
- [15] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 2. 1. vydání. ČVUT: Thákurova 1, 160 41 Praha 6, 2016, 192 s.



- [16] NEKL, Jiří. Inklinometrie – instrumentace, metodika měření a její omezení, Rešerše k diplomové práci: diplomová práce. Brno: Masarykova univerzita, Fakulta přírodovědecká, 2014. 38 s. Vedoucí diplomové práce Martin Knížek
- [19] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 1998. 165 s. Třídící znak 73 0035
- [20] Docplayer [online]. 2017 [cit. 2018-01-01]. Scia Engineer katalog. Dostupné z: <http://docplayer.cz/924172-Scia-engineer-katalog.html/>
- [21] ČBS servis. Technická pravidla ČBS 02: Bílé vany, vodotěsné betonové konstrukce. 2. upr. vydání. Praha: ČBS servis, 2007. 66 s. ISBN 978-80-87158-03-6
- [22] MASOPUST, Jan. Zakládání staveb 1. 1. vydání. ČVUT: Thákurova 1, 160 41 Praha 6, 2015, 166 s.

Seznam použitých zdrojů obrázků

- [1] <https://mapy.cz/>
- [2] K+K průzkum, Vladko Biener – RNDr. David Štorek. Podrobný inženýrskogeologický průzkum. Praha, duben 2007.
- [6] http://app.iprpraha.cz/is-api/app/ig_mapy/
- [13] FINE [online]. 2017 [cit. 2017-11-11]. Posouzení vnitřní stability konstrukce. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/posouzeni-vnitri-stability-konstrukce-01/>
- [14] FINE [online]. 2017 [cit. 2017-11-11]. Janbu. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/janbu-01/>
- [17] TURČEK, P. et al. Zakládání staveb. Bratislava: Jaga group, s.r.o., 2005. ISBN 80-8076-023-3
- [18] PODOJIL, Adam. Vyjádření k výsledkům měření inklinometrů. Praha 2017. 4 s. počet příloh 6.



Seznam použitých zdrojů tabulek

- [5] ČSN 73 1001 Zakládání Staveb. Základová půda pod plošnými základy. Praha: Český normalizační institut, 1988. 76 s. Třídící znak 73 1001
- [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.
- [23] 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: Konstrukční schéma 2. PP (zdroj autor)	2
Obr. č. 2: Umístění polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze, ul. 5. května (zdroj: [1]).	3
Obr. č. 3: Poloha vrtů a sond geologické dokum. (zdroj: vlastní úprava za použití [2]) ...	4
Obr. č. 4: Navážky (vzorek 1) pro stanovení zrnitosti zeminy (zdroj: autor)	5
Obr. č. 5: Inženýrskogeologický řez A-A' (zdroj: vlastní úprava za použití [2])	7
Obr. č. 6: Výřez z hydrogeologické mapy (zdroj: [6]).....	8
Obr. č. 7: Návrhový geologický profil 1 (zdroj: autor)	11
Obr. č. 8: Návrhový geologický profil 2 (zdroj: autor)	11
Obr. č. 9: Návrhový geologický profil 3 (zdroj: autor)	12
Obr. č. 10: Schéma pažících konstrukcí stavební jámy (zdroj: autor).....	16
Obr. č. 11: Záporové pažení v řezu J1 – fáze 1 (zdroj: autor)	18
Obr. č. 12: Záporové pažení v řezu J1 – fáze 2 (zdroj: autor)	19
Obr. č. 13: Záporové pažení v řezu J1 – fáze 3 (zdroj: autor)	19
Obr. č. 14: Deformace a vnitřní síly na konstrukci (zdroj: autor)	20
Obr. č. 15: Posouzení záporů (zdroj: autor)	21
Obr. č. 16: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor).....	21
Obr. č. 17.: Statické schéma zatížení pažiny (zdroj: autor).....	25
Obr. č. 18: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [13])	26
Obr. č. 19: Schéma pro výpočet vnitřní stability svahu (zdroj: [14])	27
Obr. č. 20: Vnější stabilita svahu záporového pažení v řezu J1 (zdroj: autor).....	27
Obr. č. 21: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 1 (zdroj: autor).....	29
Obr. č. 22: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 2 (zdroj: autor).....	29
Obr. č. 23: Pilotová stěna v řezu HJ3 – fáze 3 (zdroj: autor).....	30
Obr. č. 24: Deformace a vnitřní síly na konstrukci (zdroj: autor)	30
Obr. č. 25: Posouzení záporů (zdroj: autor)	31
Obr. č. 26: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor).....	31



Obr. č. 27: Vnější stabilita svahu pilotové stěny v řezu HJ3 (zdroj: autor)	34
Obr. č. 28: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 1 (zdroj: autor)	36
Obr. č. 29: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 2 (zdroj: autor)	36
Obr. č. 30: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 3 (zdroj: autor)	37
Obr. č. 31: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 4 (zdroj: autor)	37
Obr. č. 32: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 5 (zdroj: autor)	38
Obr. č. 33: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 6 (zdroj: autor)	38
Obr. č. 34: Trysková injektáž objektu č.p. 1333 – fáze 7 (zdroj: autor)	39
Obr. č. 35: Deformace a vnitřní síly na konstrukci pro MSP (zdroj: autor).....	39
Obr. č. 36: Deformace a vnitřní síly na konstrukci pro posouzení MSÚ (zdroj: autor)...	40
Obr. č. 37: Posouzení profilu TR 108/16 (zdroj: autor).....	40
Obr. č. 38: Statické schéma zatížení převázky (zdroj: autor).....	41
Obr. č. 39: Vnější stabilita svahu tryskové injektáže (zdroj: autor)	44
Obr. č. 40: Připravená pažnice v armokoši (zdroj: autor)	46
Obr. č. 41: Vlevo části osazené pažnice a v pravé detail průřezu pažnice s drážkami - detail průřezu vpravo je bližší pažnice z levé části (zdroj: autor)	46
Obr. č. 42: Princip měření inklinometrickou sondou (zdroj: [17]).....	47
Obr. č. 43: Situace inklinometrů (zdroj: [18])	48
Obr. č. 44: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 1 (zdroj: autor)	49
Obr. č. 45: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 2 (zdroj: autor)	49
Obr. č. 46: Schéma konstrukce pilotové stěny v poslední fázi 3 (zdroj: autor)	49
Obr. č. 47: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 1 (zdroj: autor)	50
Obr. č. 48: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 2 (zdroj: autor)	51
Obr. č. 49: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 3 (zdroj: autor)	51
Obr. č. 50: Schéma konstrukce pilotové stěny fáze 4 (zdroj: autor)	51
Obr. č. 51: Schéma konstrukce pilotové stěny v poslední fázi 5 (zdroj: autor)	52
Obr. č. 52: Porovnání skutečné naměřené deformace IK1 a IK2 s výpočtem vpravo po dotěžení stavební jámy (zdroj: autor).....	53
Obr. č. 53: Porovnání skutečné naměřené deformace IK3 a IK4 s výpočtem vpravo po dotěžení stavební jámy (zdroj: autor)	54
Obr. č. 54: Výpočtový 3D model konstrukce (zdroj: autor)	56
Obr. č. 55: Rozmístění podpor (pilot) a plošné podpory desky (zdroj: autor).....	58
Obr. č. 56: Deformační parametr podloží C1z (zdroj: autor).....	59
Obr. č. 57: Deformační parametr podloží C2x (zdroj: autor).....	59
Obr. č. 58: Kontaktní napětí pod základovou deskou (zdroj: autor)	59
Obr. č. 59: Sedání základové desky (zdroj: autor)	60
Obr. č. 60: Průběh ohybových momentů v základové desce pod sloupy (zdroj: autor) 61	
Obr. č. 61: Polohy pilot P2 a P7 pro posouzení (zdroj: autor)	62
Obr. č. 62: Posouzení piloty P7 podle 1. m. s. (zdroj: autor)	63



Obr. č. 63: a) mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b) schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině (zdroj: [17]).....	64
Obr. č. 64: Mezní zatěžovací křivka pro pilotu P7 (zdroj: autor)	66

Seznam tabulek:

Tab. č. 1: doporučené charakteristiky zemin dle IG průzkumu (zdroj: [2])	9
Tab. č. 2: doporučené charakteristiky hornin dle IG průzkumu (zdroj: [2])	10
Tab. č. 3: směrné normové charakteristiky štěrkovitých zemin (zdroj: [5]).....	10
Tab. č. 4: Přílehlající objekt vozovny (zdroj: autor)	13
Tab. č. 5: Přílehlající objekt č.p. 1045 (zdroj: autor).....	14
Tab. č. 6: Přílehlající objekt č.p. 1333 (zdroj: autor).....	15
Tab. č. 7: Napětí v základové spáře (zdroj: autor)	15
Tab. č. 8: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor).....	22
Tab. č. 9: Doporučené parametry injektáže a údaje pro výpočet únosnosti kotev (zdroj: [11]).....	23
Tab. č. 10: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor).....	32
Tab. č. 11: Zadané průřezové charakteristiky do výpočtu (zdroj: autor).....	35
Tab. č. 12: Vstupní parametry pro návrh kotev (zdroj: autor).....	42
Tab. č. 13: Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné ve skalních a poloskalních horninách (zdroj: [23])	64
Tab. č. 14. Sečnový modul deformace E_s pro piloty umístěné v nesoudržných zeminách (zdroj: [23])	65
Tab. č. 15. Velikosti regresivních koeficientů pro jednotlivé typy zemin a hornin (zdroj: [17]).....	65



Seznam použitých zkratek:

ČSN	označení českých státních norem
bm	běžný metr
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.S.	mezní stav
NP	nadzemní podlaží
NP	návrhový přístup ve smyslu souboru norem ČSN EN 1997
PP	podzemní podlaží



Diplomová práce: Založení polyfunkčního objektu Mayhouse v Praze

Přílohová část:

Obsah:

- Příloha 1:** Pažení posudek – záporové pažení, řez J1
- Příloha 2:** Pažení posudek – záporové pažení, řez J1 (původní parametry zemin)
- Příloha 3:** Pažení posudek – záporové pažení, řez J2
- Příloha 4:** Pažení posudek – záporové pažení, řez HJ3
- Příloha 5:** Pažení posudek – záporové pažení, řez HJ3 (dvorek č.p. 1333)
- Příloha 6:** Pažení posudek – pilotová nesouvislá stěna, řez J2
- Příloha 7:** Pažení posudek – pilotová nesouvislá stěna, řez HJ3
- Příloha 8:** Pažení posudek – trysková injektáž, objekt č.p. 1045
- Příloha 9:** Pažení posudek – trysková injektáž, objekt č.p. 1333
- Příloha 10:** Pažení posudek – pilotová stěna (uskutečněný návrh – měření deformací) objekt č.p. 1045, 1333
- Příloha 11:** Grafy a tvary vrtů inklinometrie^[18]
- Příloha 12:** Výpočet zatížení Scia Engineer, předběžný návrh výztuže
- Příloha 13:** Výpočet pilot P2, P7
- Výkresová část:** Výkres č. 1: Půdorys pilot, stavební jámy (M 1:50)
 - Výkres č. 2: Řez A-A', detail převázky (M 1:100, M 1:20)
 - Výkres č. 3: Řez B-B', detail převázky (M 1:100, M 1:20)
 - Výkres č. 4: Řez C-C', detail převázky (M 1:100, M 1:20)
 - Výkres č. 5: Půdorys tvaru základové desky (M 1:50)