



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V
PŘEKONSOLIDOVANÝCH JÍLECH
SECURING OF BUILDING PIT IN OVER CONSOLIDATED CLAY

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

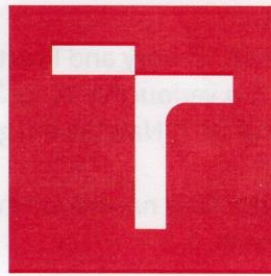
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Nikola Svobodová

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

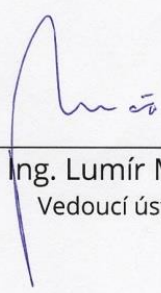
FAKULTA STAVEBNÍ

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


ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Nikola Svobodová
Název	Zajištění stavební jámy v překonsolidovaných jílech
Vedoucí práce	doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2017
Datum odevzdání	25. 5. 2018

V Brně dne 30. 11. 2017


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




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

PODKLADY A LITERATURA

Ou, Ch. (2006): Deep excavation, Theory and Practice, Taylor and Francis Group/Balkema, London, UK (možnost zapůjčit u vedoucího Bc. práce).

ČSN EN 1997-1 (731000): Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla.

Podklady ke geologii budou předány na vedoucím Bc. práce po zadání práce.

Manuál programu GEO5 a Plaxis.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem práce je provést návrh zajištění stavební jámy v překonsolidovaných jílech. Práce bude obsahovat tyto náležitosti:

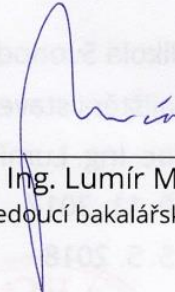
- Vsrupní údaje o zemině (IG profily, parametry zemin použité pro výpočet),
- statický výpočet zajištění stavební jámy (jeden řez),
- technologický postup výstavby,
- výkresová dokumentace (příčný řez).

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Bakalářská práce se zabývá návrhem a posouzením zajištění hypotetické stavební jámy v brněnských neogenních jílech. Stavba byla situována do blízkosti plaveckého stadionu Za Lužánkami, kde je podloží tvořeno právě tímto typem zeminy. Navíc jde o území, které je sesuvné. Předmětem první části práce je zhodnocení geologických a geotechnických podmínek. Hlavní částí je návrh a posouzení pažící konstrukce tvořené pilotovou stěnou dvakrát kotvenou ve vybraném řezu z hlediska mezního stavu únosnosti a použitelnosti. Pro zjištění nutné hloubky vetknutí, počet kotev a průběhu vnitřních sil je využit program GEO5 Pažení návrh. Posouzení konstrukce na první mezní stav je provedeno z části ručně a z části výpočetní technikou. Stanovení vodorovných deformací konstrukce je provedeno v programu GEO5 Pažení posudek. Vnější stabilita je zpracována v GEO5 Stabilita. Závěrem je popis technologického postupu výstavby.

KLÍČOVÁ SLOVA

Geotechnika, stavební jáma, překonsolidovaný jíl, vrcholové chování, reziduální pevnost, sesuvné území, pilotová stěna, horninová kotva, vnitřní stabilita, vnější stabilita, převázka, posudek, návrh, GEO5.

ABSTRACT

Text of an abstract. The aim of the Bachelor's thesis is design and assessment of the supporting "hypothetical" excavation pit in Neogene Brno clay. The pit is situated near the swimming stadium Za Lužánkami, where subsoil is formed this type of soil. This area is also marked as landslide area. In the first part of the thesis evaluation of the geological and geotechnical conditions is presented. Design and evaluation of the selected supporting system (two times anchored pile wall) cross-section to fulfill the Ultimate Limit State and Serviceability Limit State is described in the third part. The computational program GEO5 Sheeting Design was used to determination of required embedded depth of the wall, number of anchors and internal forces. The assessment of the first limit state of the construction was made partly by hand and partly with the help of the software application. The determination of horizontal movements of pile wall was performed via GEO5 Sheeting Assessment. External stability was analyzed using GEO5 Stability. The last section gives description of the technological construction plan.

KEYWORDS

Geotechnics, excavation pit, over consolidated clay, peak behaviour, residual strength, landslide area, pile walls, rock anchor, internal stability, external stability, waler, assessment, design, GEO5.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

SVOBODOVÁ, Nikola. *Zajištění stavební jámy v překonsolidovaných jílech*. Brno, 2018. 57 s., 37 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce: doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25. 5. 2018

.....

Nikola Svobodová

Autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Svým přátelům a pak zvláště příteli Erikovi za morální podporu. Svým prarodičům za všechna povzbuzení a za všechna slova útěchy kdekoliv a kdykoliv. Svým rodičům Kamile a Františkovi a bratrovi Jakobovi za lásku, péči starost a obětavost a za to, že bez jejich pomoci, ať už finanční, či jiné, bych nikdy nemohla studovat.

Zvláštní poděkování potom patří mému vedoucímu doc. Ing. Lumíru Mičovi, Ph.D. za pomoc a trpělivost během vypracování této práce.

Nikola Svobodová

OBSAH

ÚVOD	11
1 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY	12
1.1 POLOHA OBJEKTU	12
1.2 GEOLOGIE A GEOMORFOLOGIE OBLASTI ZÁJMU [5]	13
1.3 VRTNÁ PROZKOUMANOST.....	14
1.3.1 Hloubka podzemní vody	19
1.4 SVAHOVÉ NESTABILITY	19
1.5 GEOTECHNICKÉ POMĚRY	20
1.5.1 Mechanické chování překonsolidovaného jílu	20
1.5.2 Charakteristický řez - geotechnický model.....	22
2 STATICKÝ VÝPOČET	24
2.1 PAŽENÍ NÁVRH.....	24
2.1.1 Metoda výpočtu pažení návrh [6]	24
2.1.2 Nastavení	25
2.1.3 Coulombova teorie [6].....	25
2.1.4 Caquot – Kériselova teorie [6]	26
2.1.5 Parametry	27
2.1.6 Výsledky	27
2.2 NÁVRH A RUČNÍ POSOUZENÍ KOTEV Z HLEDISKA KONSTRUKČNÍ ÚNOSNOSTI A VYTAŽENÍ KOŘENE.....	28
2.2.1 Kotva č. 1	28
2.2.2 Kotva č. 2	29
2.3 VNITŘNÍ STABILITA KOTVENÍ.....	30
2.3.1 Vnitřní stabilita kotev první úrovně.....	31
2.3.2 Vnitřní stabilita kotev 2. úrovně	34
2.4 NÁVRH A POSOUZENÍ PILOTY	37
2.5 NÁVRH A POSOUZENÍ PŘEVÁZKY	38
2.6 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI [6].....	39
2.6.1 Modul reakce podle Schmitta [6]	40
2.6.2 Nastavení výpočtu	40
2.6.3 Parametry pro výpočet	41
2.6.4 První etapa	42
2.6.5 Druhá etapa	42
2.6.6 Třetí etapa	43
2.6.7 Čtvrtá etapa	44
2.6.8 Pátá etapa.....	44
2.7 POSOUZENÍ Z HLEDISKA CELKOVÉ STABILITY	45
2.7.1 Nastavení výpočtu	45
2.7.2 Parametry	46
2.7.3 První etapa, odkop na h = 4m.....	46
2.7.4 Druhá etapa, instalace první úrovně kotev h =3,5 m	47

2.7.5	Třetí etapa, odkop na $h = 9$ m.....	47
2.7.6	Třetí etapa, instalace druhé úrovně kotev, $h = 8,5$ m.....	48
2.7.7	Pátá etapa, finální odkop na $h = 12,28$ m.....	48
2.7.8	Posouzení vnější stability s reziduálními parametry pro finální etapu.....	49
3	TECHNOLOGIE POSTUPU VÝSTAVBY	50
	ZÁVĚR	52
	POUŽITÉ ZDROJE	53
	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	54
	SEZNAM OBRÁZKŮ A TABULEK.....	56
	PŘÍLOHY	58

ÚVOD

Práce se zabývá zajištěním **stavební jámy v překonsolidovaném jílu**. Nejedná se o konkrétní stavbu, která by se měla realizovat. Lokalita a geometrie stavební jámy byly zvoleny za účelem zpracování bakalářské práce.

Pro účely této bakalářské práce je konstrukce situována na území města Brna, kde se v podloží nachází neogenní jíly, které vykazují míru překonsolidace. Konkrétně je stavba umístěna do blízkosti Bobycentra a plaveckého stadionu Za Lužánkami. Lokalita náleží ke geologické oblasti Českého masívu a Západních Karpat. Oblast, v níž je stavební jáma umístěna, leží v místě aktivních sesuvů.

Pro splnění zadání bakalářské práce byla zvolena podzemní část objektu, která bude sloužit jako parkoviště pro osobní automobily. Parkoviště je koncipováno jako dvoupatrové, odtud, na základě standardní navrhované světlé výšky, 2,4 m, je zvolena základní hloubka stavebního objektu 6 m. Jelikož stavba leží ve svažitém terénu, je hloubka stavební jámy proměnlivá a v některých místech dosahuje až do více než dvojnásobné hloubky, jak je patrné z jednoduché vizualizace.

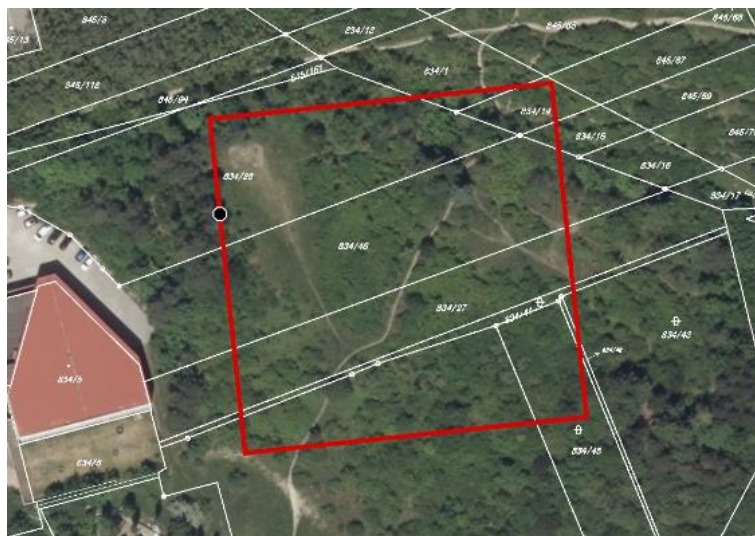
Geotechnické podmínky v podobě neogenních jílu a polohy objektu v oblasti svahových nestabilit budou zohledněny při volbě způsobu zajištění a postupu během vypracovávání statického výpočtu.

1 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

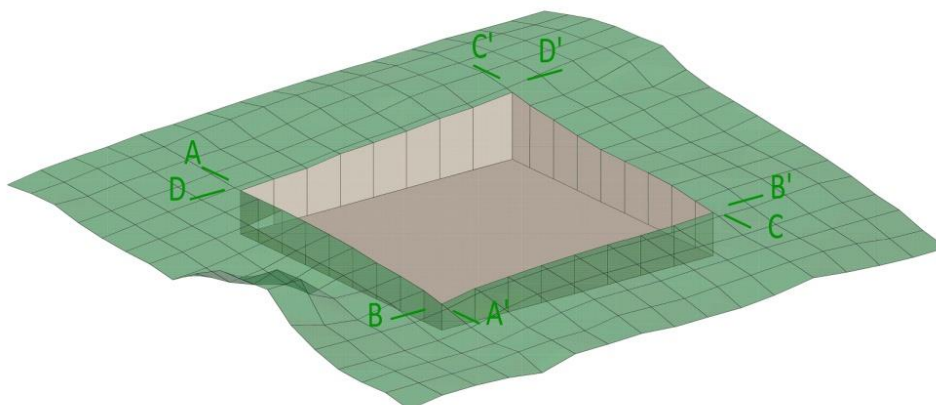
1.1 Poloha objektu

Stavební jáma, přibližně čtvercového půdorysu s délkou stran 80,0 m x 81,80 m, se nachází v Brně v blízkosti Bobycentra a plaveckého stadionu Za Lužánkami, u ulice Sportovní. Zasahuje na parcely s označením 834/28, 834/27, 834/14, 834/15, 834/46, 834/45, 834/44, 834/1, 834/3.

Podzemní část objektu bude sloužit jako dvoupátrové parkoviště o základní výšce 6 m. V důsledku polohy stavební jámy ve svažitém terénu, je její hloubka proměnná, jak je znázorněno na jednoduché vizualizaci obr. 1.2.



obr. 1.1 – Ortofotomapa s katastrální mapou a vyznačením zájmové oblasti



obr. 1.2 – Vizualizace objektu v 3D

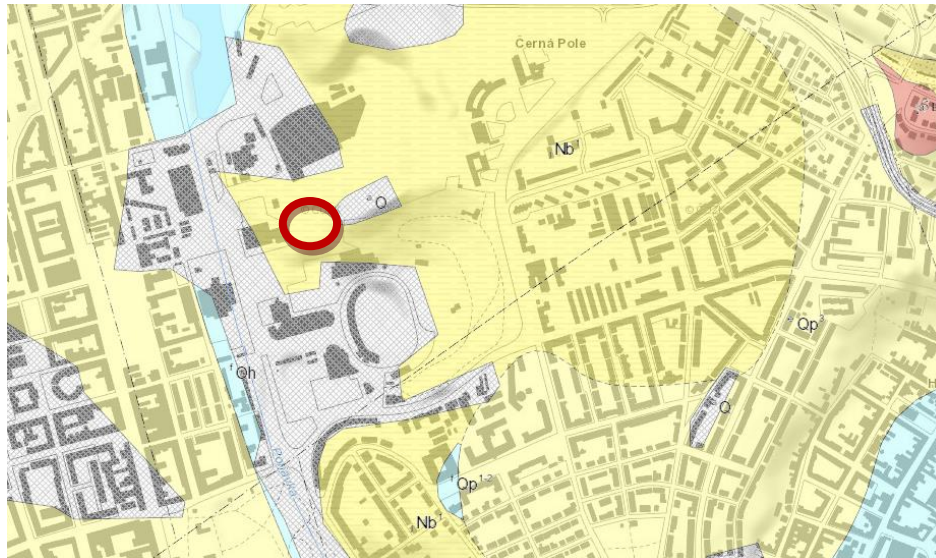
1.2 Geologie a geomorfologie oblasti zájmu [5]

Brno se nachází na rozhraní dvou významných geologických oblastí, kterými jsou Český masiv a Západní Karpaty. Z pohledu stratigrafie jsou nejstaršími celky brunovistulikum a moravikum, které prošly největšími proměnami během proterozoika až paleozoika. Brunovistulikum je nejstarší částí moravsko-slezské oblasti Českého masivu a na povrch vystupuje pouze v dyjském a brněnském masivu. Moravikum tvoří varisky přepracovaný západní okraj brunovistulika, který se skládá z vulkanosedimentálních hornin proterozoického stáří, jež prošly metamorfózou během kadomského vrásnění.

Brněnský masiv, jak se nazývá východní část Českého masivu, je tělesem krystalinických, převážně magmatických hornin kadomského stáří. Brněnský masiv sahá až na západ po Boskovickou brázdou a na jihovýchodě na něj nasedají sedimenty karpatské předhlubně z neogénu. Masiv je tvořen granodiority, diority, granity, bazické a ultrabazické horniny (neboli gabra) nebo aplity.

Pásmo Západních Karpat vzniklo během alpínské orogeneze (vrásnění), jehož vrchol probíhal od konce křídý do terciéru. Západní Karpaty zasahují na území Moravy jen svým okrajem v podobě flyše z druhohorních a třetihorních hornin. Patří sem i karpatská předhlubeň tvořená mořskými a sladkovodními sedimenty, sahající od Mikulova až na Ostravsko.

V období neogénu se v této oblasti ukládaly nevrstevnaté vápnité jíly neboli tégly. Brněnské sedimenty jsou tvořeny jak mořskými, jako jsou písky a štěrky, tak i sladkovodními říčními uloženinami z miocénu a pliocénu. Rovněž se zde usazovali i řasové a písčité vápence. Období spodního badénu se vyznačovalo sedimentací šedozelených a hnědozelených nevrstevnatých vápnitých jílu – téglů, bohatých na mikrofaunu.



Tektonická linie

- zlom předpokládaný
- - - zlom zakrytý

Geologická jednotka

- f Qh fluvialní hlinitopísčité sedimenty, místy štěrkovité
- e Qp³ spraše a sprašové hlíny
- j Nb¹ šedé vápnité jíly
- gd b_{bv} středně až hrubě zrnitý biotitický granodiorit
- s Nb¹ štěrky a písky
- f Qp¹⁻² fluvialní písčité štěrky
- a Q antropogenní uloženiny nerozlišené
- Qh splachové písčitohlinité sedimenty

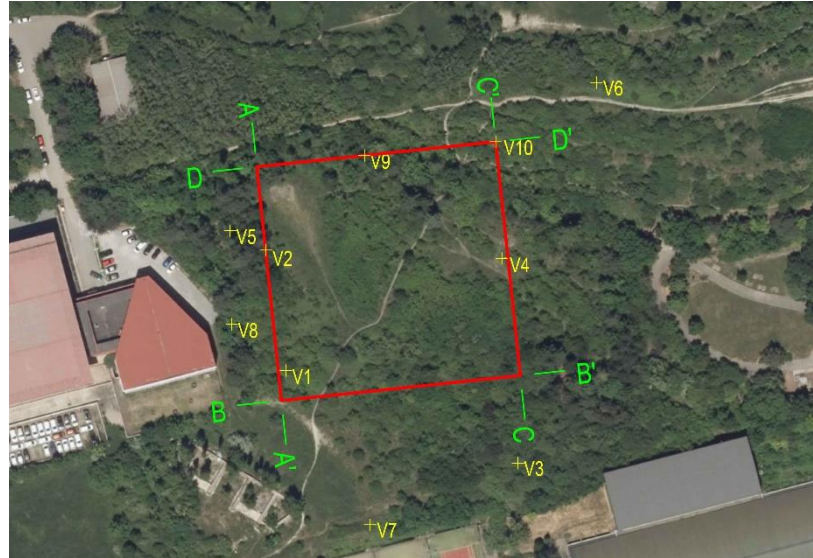
obr. 1.3 – Geologická mapa zájmové oblasti [7]

1.3 Vrtná prozkoumanost

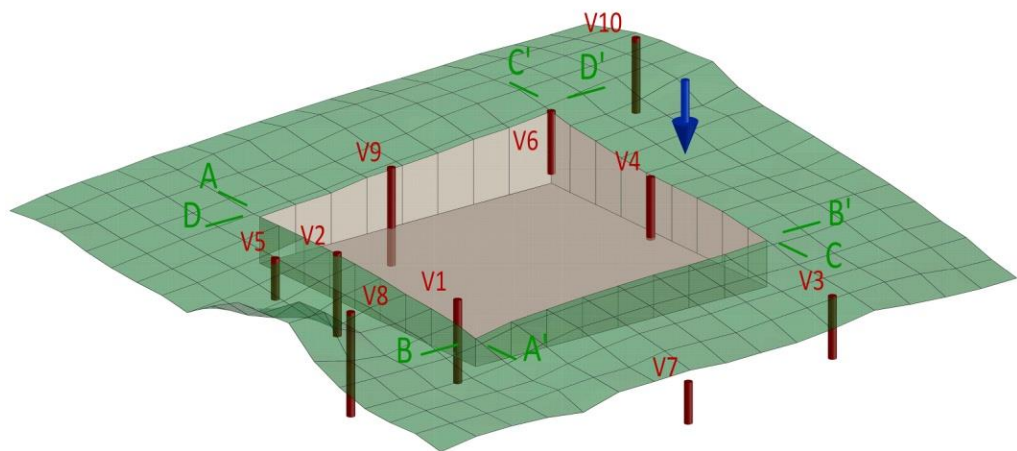
Protože se nejedná o žádnou konkrétní stavbu, která by se měla v blízké době realizovat, a není k dispozici inženýrsko-geologický průzkum, tak pro účely této bakalářské práce byly informace o inženýrsko-geologických poměrech území stanoveny na základě archivních prací. K tomuto účely byla použita volně přístupná aplikace, databáze České geologické služby - vrtná prozkoumanost [8]. V této aplikaci byly vyhledány vrty nacházející se v blízkosti stavební jámy a poté byla požádána Česká geologická služba o

poskytnutí informací z těchto vrtů. Na základě těchto vrtů byla zpracována inženýrsko-geologická stavba území.

Vrty jsou umístěny tak, jak je patrné z obr. 1.4 vizualizace na obr. 1.5.



obr. 1.4 – Umístění vrtů ve vztahu se stavební jámou



obr. 1.5 – Vizualizace stavební jámy se značenými vrty

V1	kóta:	220,1 m. n. m.	Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis	
0,0	0,3	navážka z humusovité hlíny, úlomků cihel a tuhého jílu	Y
0,3	1,0	jíl tvrdý	F8
1,0	2,0	jíl pevný až tvrdý	F8
2,0	3,1	jíl pevný s vyloučeninami limonitu	F8
3,1	6,4	jíl tuhý s vyloučeninami limonitu a sádrovce	F8
6,4	7,3	jíl pevný, místy potrhaný	F8
7,3	10,5	jíl tuhý s vyloučeninami limonitu a sádrovce	F8
10,5	11,6	jíl tuhý až pevný s četnými vyloučeninami limonitu	F8
11,6	15,6	jíl tuhý	F8
15,6	20,0	jíl pevný, místy potrhaný	F8

tab. 1.1 – Skladba vrtu "V1"

V2	kóta:	225,0 m. n. m.	Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis	
0,0	0,3	navážka z humusovité hlíny a úlomků cihel	Y
0,3	1,7	jíl pevný až tvrdý s vyloučeninami sádrovce a ojediněle i limonitu	F8
1,7	2,8	jíl tuhý až pevný, potrhaný	F8
2,8	15,0	jíl tuhý s ojed. vyloučeninami limonitu, manganu a sádrovce	F8
15,0	20,0	jíl tuhý až pevný s vyloučeninami limonitu	F8

tab. 1.2 – Skladba vrtu "V2"

V3	kóta:	225,4 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	2,4	navážka z písčité hlíny se šterkem a úlomky cihel		Y
2,4	2,7	navážka z jílu tuhého		Y
2,7	9,1	jíl tuhý s ojed. vyloučeninami limonitu a sádrovce		F8
9,1	10,6	jíl pevný s žilkami jílu měkkého a vyloučeninami limonitu		F8
10,6	12,0	jíl tuhý s četnými vyloučeninami vápence		F8
12,0	13,9	jíl pevný s žilkami jílu měkkého a vyloučeninami limonitu		F8
13,9	15,0	jíl pevný s charakterem pevného jílovce		F8

tab. 1.3 – Skladba vrtu "V3"

V4	kóta:	226,5 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	1,6	navážka z jílovité hlíny s úlomky cihel		Y
1,6	1,9	humusovitá hlína jílovitá, tuhá až pevná		F6
1,9	11,5	jíl tuhý s vyloučeninami sádrovce a limonitu		F8
11,5	11,9	jíl tuhý až pevný		F8
11,9	13,0	jíl tuhý s vyloučeninami sádrovce a limonitu		F8
13,0	13,5	jíl tuhý až pevný		F8
13,5	15,0	jíl pevný		F8

tab. 1.4 – Skladba vrtu "V4"

V5	kóta:	226,5 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	0,2	hlína silně humózní		F6
0,2	2,0	spraš jemně písčité		F6
2,0	10,0	jíl vápnitý neogenní		F8

tab. 1.5 – Skladba vrtu "V5"

V6	kóta:	236,3 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	0,5	hlína silně humózní		F6
0,5	18,0	jíl vápnitý, neogenní		F8

tab. 1.6 – Skladba vrtu "V6"

V7	kóta:	236,3 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	0,6	hlína humózní, jílovitá		F6
0,6	2,0	jíl vápnitý neogenní		F8
2,0	10,0	jíl plastický, vápnitý, neogenní		F8

tab. 1.7 – Skladba vrtu "V7"

V8	kóta:	222,8 m. n. m.		Třída ČSN 73 6133
hloubka (od - do):		Geologický popis		
0,0	0,5	navážka hlinitá, humózní, štěrkovitá		Y
0,5	1,5	jíl tvrdý, neogenní		F8
1,5	2,2	jíl pevný, neogenní		F8
2,2	8,7	jíl tuhý ojed. limonitizovaný s příměsí sádrovce		F8
8,7	14,0	jíl tuhý až pevný s vyloučeninami limonitu a sádrovce		F8
14,0	14,4	jíl pevný ojed. limonitizovaný		F8
14,4	25,0	jíl tuhý až pevný, neogenní		F8

tab. 1.8 – Skladba vrtu "V8"

1.3.1 Hloubka podzemní vody

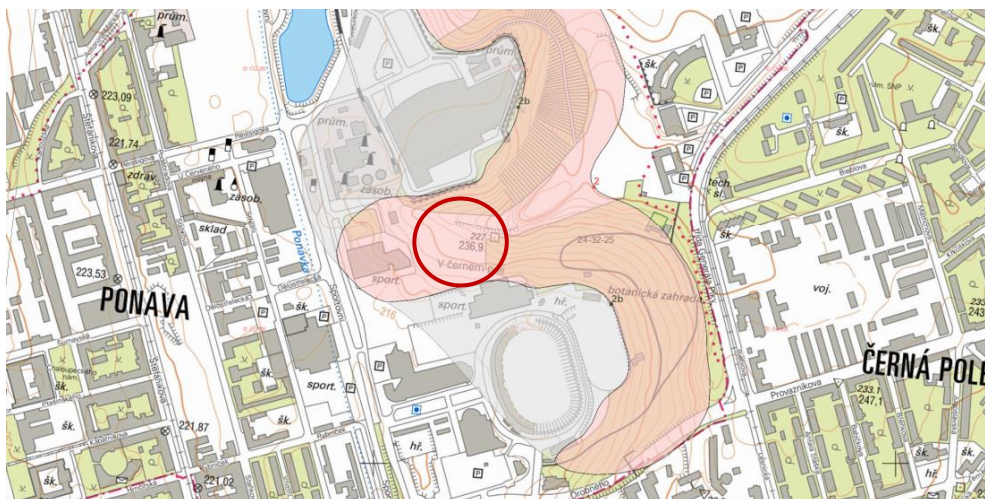
sonda	hloubka HPV dle data [m]					
	1958	1959	1993	25.6.1993	29.3.1993	30.6.1993
V1						19,2
V2				x		
V3					x	
V4						x
V5	x					
V6	x					
V7		x				
V8			8,97			
V9			x			
V10			x			

tab. 1.9 – Naražená hloubka podzemní vody v jednotlivých vrtech v závislosti na době provedení vrtu

Na základě těchto skutečností byl vytvořen geologický model (viz obr. 1.10).

1.4 Svahové nestability

Objekt leží v území, kde jsou stále aktivní svahové pohyby, jak vyplývá z obr. 1.6, který lze zobrazit v rámci České geologické služby, aplikace "Svahové nestability" [9]. Tento faktor v návrhu ovlivňuje tuhost konstrukce zajišťující stavební jámu a posléze i způsob zpracování vnější stability v programu GEO5 "Svahová stabilita".



obr. 1.6 – Mapa s vyznačením svahových nestabilit [9]

Mapované svahové nestability

Mapované nestability liniové

- Morfologicky zřetelné omezení, akumulární oblast, dočasně uklidněná
- Morfologicky zřetelné omezení, akumulární oblast, uklidněná

Nestability plošné - číslo zákresu

- aktivní

Mapované nestability plošné

- Aktivní
- Dočasně uklidněné
- Uklidněné

obr. 1.7 – Legenda mapy svahových nestabilit [9]

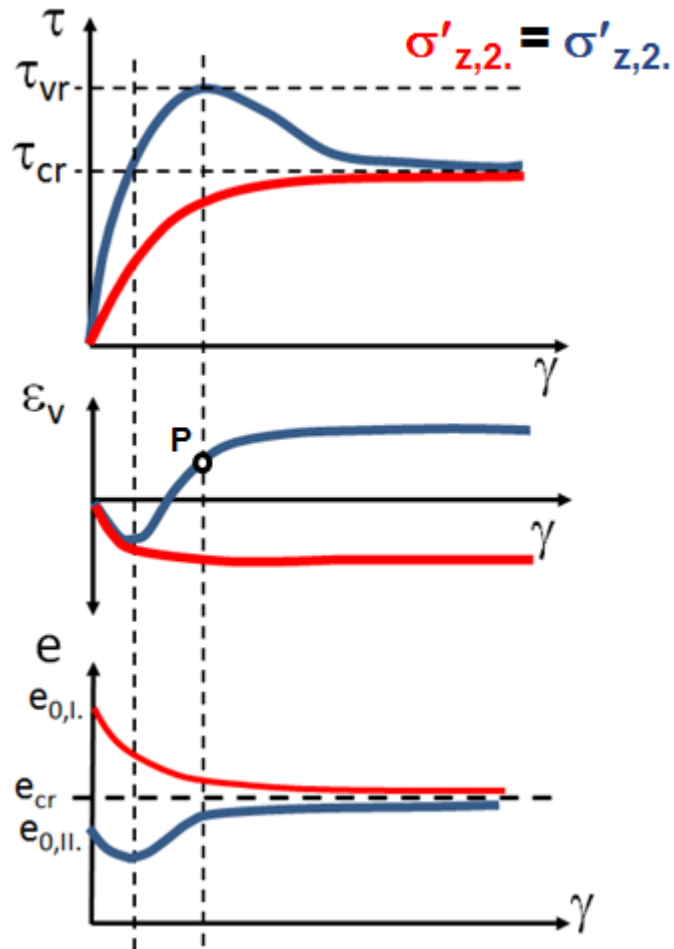
1.5 Geotechnické poměry

Pro účely návrhu a posouzení stavební jámy je nutné sestavit geotechnický model. Je nutné definovat mechanické parametry zemín nacházející se na dané lokalitě. Před tím než budou vstupní parametry, bude krátce pojednáno o chování překonsolidovaných jílu.

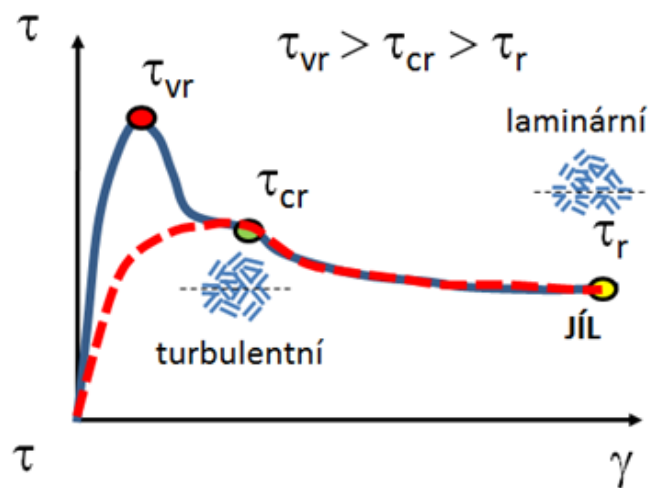
1.5.1 Mechanické chování překonsolidovaného jílu

Neogenní jíly nacházející se na území města Brna jsou charakteru překonsolidovaných jílu. Oproti normálně konsolidovaným jílu (obr 1.8 červeně) je pro překonsolidované jíly charakteristické chování při smykání dle obr 1.8 (modře). Z pracovního diagramu na obr 1.8 vyplývá, že při smykovém přetvoření cca 1 % dosahuje zemina vrcholové pevnosti. Vrcholová pevnost zeminy je ovlivněna mírou překonsolidace. Tato smyková pevnost je tedy závislá na stavu zeminy. Při dalším smykání dochází k povrcholovému poklesu a dosažení stavu odpovídajícímu tzv. kritickému (cca při 10 %). Jedná se o stav ideálního zplastizování, kdy je pevnost zeminy charakterizována jen svým úhlem tření. Navíc u jílu při dosažení velkých smykových přetvoření (cca 50 %) dochází k poklesu na tzv. reziduální pevnost (viz obr. 1.9).

Reziduální pevnost u jílu je dosažena v momentě, kdy vlivem předchozího přitěžování došlo k dokonalému laminárnímu uspořádání jeho částic, které pak nejsou schopny vyvinout odpor proti dalšímu smykání, zjednodušeně by se dalo říci, že částice po sobě "kloužou". [5]



obr 1.8 – Pracovní diagram



obr. 1.9 – Graf závislosti smykového napětí na posunu

Pro účely posouzení geotechnické konstrukce na mezní stav únosnosti je tedy nutné definovat smykové parametry pevnosti. Proto je nutné stanovit odpovídající vstupní smykové parametry. Protože smyková přetvoření u stavebních jam se pohybují kolem prvních jednotek procent (není dovoleno velkým posunům pažící konstrukce; standardně do 3 cm), pak pro posouzení budou zvoleny vrcholové parametry smykové pevnosti. Navíc k těmto parametrům jsou určeny součinitele spolehlivosti definované v EC7-1. Konkrétní vstupní parametry jsou dále uvedeny v tab. 1.10.

Protože se vybraná lokalita nachází na území, které je postižené svahovými nestabilitami, byly pro posouzení celkové stability území s antropogenním zásahem (stavební jáma) stanoveny i reziduální smykové parametry.

1.5.2 Charakteristický řez - geotechnický model

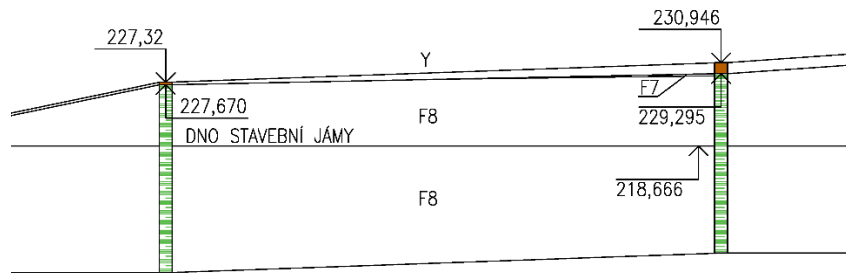
Je zvolen v místě vyznačeném na obr. 1.5 (modrou šipkou). Výška podzemní stěny nade dnem stavební jámy měří 12,28 m. Hloubka podzemní vody v tomto místě není doložena. Nicméně je uvažována tak, aby analogicky odpovídala nejvýše položené zaznamenané hladině podzemní vody ve vztahu s konstrukcí tj. 12,40 m.

Z tabulky totiž vyplývá, že se jedná o místo v blízkosti vrtu "V8" kde je HPV = 8,97 m. Výška konstrukce v místě tohoto vrtu nade dnem jámy je 8,85 m. Předpokládá se, že sloupec vody začne působit na konstrukci jen 12 mm ode dna stavební jámy směrem dolů. Odtud pochází analogická HPV, uplatněná v charakteristickém řezu.

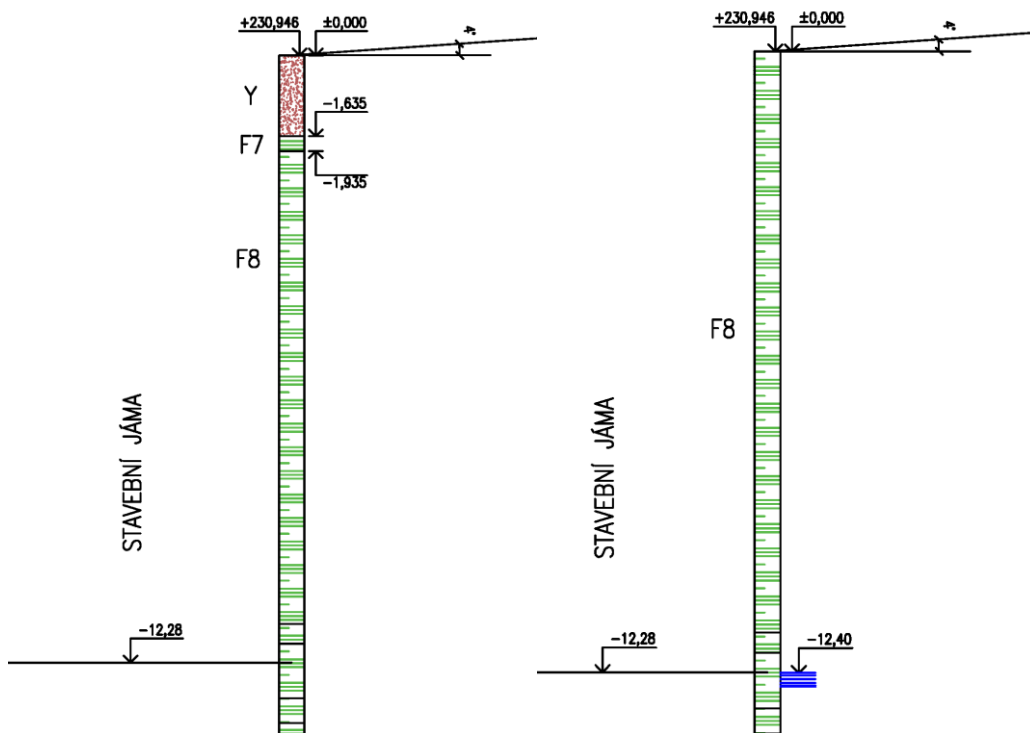
Protože jde o jílu, soudržnou zeminu, která charakterem svých částic zabraňuje většímu průsaku, potažmo proudění vody, mluvíme opravdu jen o hydrostatickém působení na konstrukci.

V geotechnickém modelu se navážka neuvažuje a pracuje se jen s vrstvou neogenního jílu v celém rozsahu. Vypuštění vrstvy navážky bylo přistoupeno z důvodu, že jde o velmi malou mocnost vzhledem hloubce stavební jámy. Terén nad objektem stavební jámy v tomto místě stoupá v průměrném sklonu 4°.

V datech z "vrtné prozkoumanosti" byly k dispozici jen údaje o skladbě vrtu a ne již o mechanických vlastnostech zemin v nich zastižených. Pro určení mechanických vlastností se vycházelo z dostupných zdrojů. Statický výpočet je proveden s pevnostními a deformačními parametry z publikace [4]. Použité vstupní parametry jsou sumarizovány v tab. 1.10.



obr. 1.10 – Geotechnický model



obr. 1.11 – Charakteristický a zjednodušený řez

Parametr	Jednotky	Hodnoty
E_{oed}^{ef} *	MPa	36,17
c'	kPa	6
φ'	°	24
v' / v_{ur}	-	0,35

tab. 1.10 – Vstupní parametry pro vrstvu neogenního jílu [4]

* zvolený edometrický modul odpovídá $3xE_{oed}$. Toto navýšení je z důvodu, že jde o podmínku odlehčení a také o to, že překonsolidovaný jíl jako takový vykazuje větší tuhost.

2 STATICKÝ VÝPOČET

Konstrukce byla posuzována na první i druhý mezní stav. Pro stanovení vnitřních sil v pilotě pro 1. MS byl zvolen návrhový přístup NP2. Tento návrhový přístup byl zvolen i pro posouzení vnitřní stability kotevního systému, protože pro posouzení je převzata síla v kotvě z "Pažení návrh". Pro posouzení celkové stability pak NP3.

Návrh konstrukce je proveden v GEO5 v části "Pažení návrh", jehož výstupní hodnoty budou posléze sloužit k vlastnímu návrhu dimenzí pažící konstrukce. Posouzení kotvení pažící konstrukce, které je nezbytné z důvodu velké hloubky stavebního objektu, je zpracováno ručně. Pro návrh výztuže do zvoleného způsobu zajištění stavební jámy, v podobě pilot, bude opět zvolen program GEO5.

K stanovení deformací pažící konstrukce je využit program GEO5 "Pažení posudek". A nakonec, pro zjištění celkové stability tohoto objektu je použit program GEO5 "Svahové nestability".

2.1 Pažení návrh

V části programu GEO5 "Pažení návrh" je pracováno s příslušnými parciálními součiniteli spolehlivosti dle EC-7.

Cílem použití programu "Pažení návrh" je určení hloubky uložení konstrukce pod dnem stavební jámy, rozmístění kotev a určení vnitřních sil po délce pažící konstrukce a sil v kotvách. Tyto získané složky vnitřních sil poslouží k celkovému návrhu zajištění stavební jámy.

2.1.1 Metoda výpočtu pažení návrh [6]

Kotvená stěna v patě vetknutá, která je v tomto případě navržena, je řešena jako spojitý nosník deformační variantou metody konečných prvků. Celková hloubka konstrukce je stanovena na základě zjištění nulového bodu, v němž jsou síly od aktivního i pasivního tlaku nulové. Následně se předpokládá, že nulový moment vzniká v témže místě. Konstrukce je potom rozdělena na horní část, tj. od počátku do nulového bodu a na spodní náhradní nosník.

Jako první je vyřešen horní nosník, na něhož působí aktivní tlak, síly v kotvách a reakce v nulovém bodě. Poté se dopočítá náhradní délka nosníku tak, aby byla splněna

momentová podmínka rovnováhy vztažená k patě konstrukce. Délka se ještě prodlouží o délku vetknutí.

2.1.2 Nastavení

- Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)
- Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
- Výpočet zemětřesení: Mononobe-Okabe
- Metodika posouzení: Výpočet podle EN1997
- Návrhový přístup: 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)	Označení	Nepříznivé	Příznivé
Proměnné zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,35	-
Součinitel redukce zemního odporu	γ_{Re}	1,40	-

tab. 2.1 – Parciální součinitele využité v "Pažení návrh"

2.1.3 Coulombova teorie [6]

Aktivní tlak zeminy se počítá podle vzorce:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - c_{ef} \cdot K_{ac} \quad (1)$$

kde: σ_z je svislé geostatické napětí,

c_{ef} je soudržnost zeminy (efektivní),

K_a je součinitel aktivního zemního tlaku,

K_{ac} je součinitel aktivního zemního tlaku vyjadřující vliv soudržnosti.

Součinitel aktivního zemního tlaku K_a je dán vztahem:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right)} \quad (2)$$

Součinitel aktivního zemního tlaku K_{ac} je dán vztahem:

pro: $\alpha < \pi/4$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)} \quad (3)$$

$$K_{ahc} = \frac{\cos\varphi \cdot \cos\beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \cdot \operatorname{tg}\beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)} \quad (4)$$

pro: $\alpha \geq \pi/4$

$$K_{ac} = \sqrt{K_a} \quad (5)$$

kde: φ je úhel vnitřního tření zeminy,
 δ je úhel tření mezi zeminou a konstrukcí,
 β je sklon povrchu terénu,
 α je odklon rubu konstrukce od svislé roviny.

Vodorovné a svislé složky aktivního tlaku se počítají pomocí vzorců:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (6)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (7)$$

kde: σ_a je aktivní zemní tlak,
 δ je úhel tření mezi zeminou a konstrukcí,
 α je odklon rubu konstrukce od svislé roviny.

šířka působení pásového přetížení (kolmo na konstrukci).

2.1.4 Caquot – Kériselova teorie [6]

Pasivní tlak zeminy je počítán pomocí vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p \cdot \Psi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p \cdot \Psi} \quad (8)$$

kde: K_p je součinitel pasivního zemního tlaku pro $\delta = -\varphi$,
 Ψ je zmenšovací součinitel pro $|\delta| < \varphi$,
 c je soudržnost zeminy,
 σ_z je svislé geostatické napětí.

Svislá složka σ_{pz} a vodorovná složka σ_{px} jsou vyjádřeny rovnicemi:

$$\sigma_{px} = \sigma_p \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (9)$$

$$\sigma_{pz} = \sigma_p \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (10)$$

kde: δ je úhel tření mezi zeminou a konstrukcí,
 α je odklon rubu konstrukce od svislé roviny.

2.1.5 Parametry

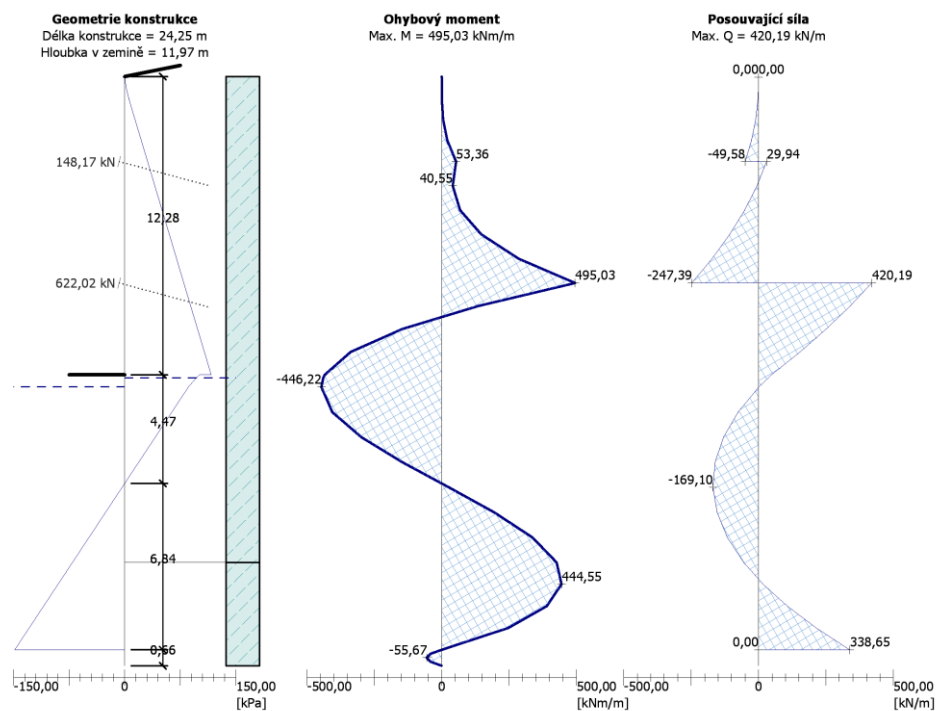
- Zatížení je pásové; $q = 10 \text{ kN.m}^{-1}$.
- Výška podzemní vody před konstrukcí, $h_{pv} = 12,78 \text{ m}$.
- Fyzikální vlastnosti zeminy jsou shrnuty v tab. 2.2.

Jíl	Označení	Hodnota	Jednoty
Objemová tíha	γ	19	kN.m^{-3}
Obj. tíha sat. zeminy	γ_{sat}	21	kN.m^{-3}
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	24	°
Soudržnost zeminy	c_{ef}	6	kPa
Třecí úhel kce-zemina	δ	16	°

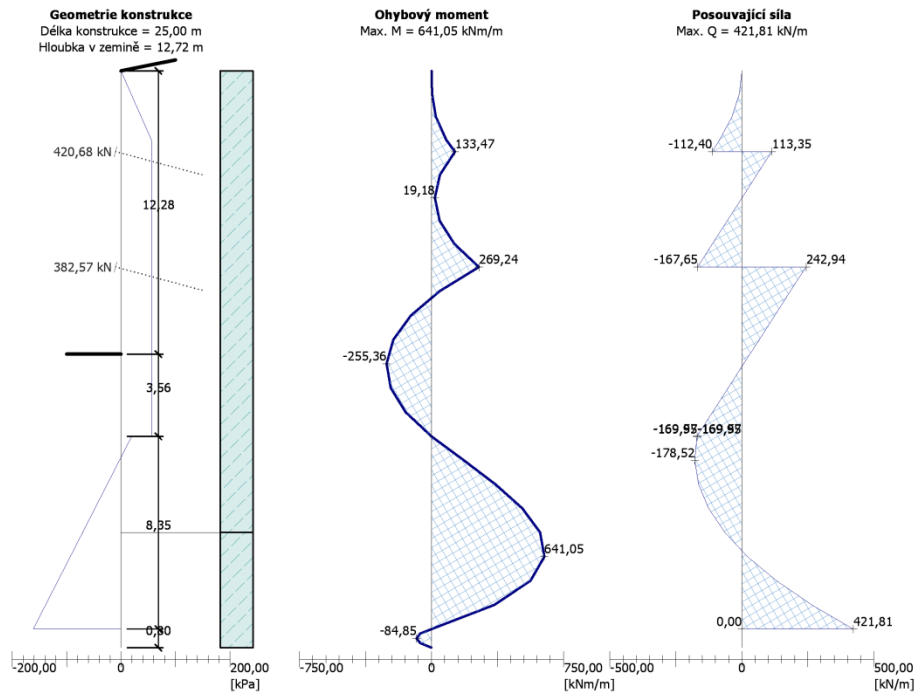
tab. 2.2 – Parametry zeminy použité pro "Pažení návrh"

2.1.6 Výsledky

Podrobně jsou výsledky zpracovány v příloze Pažení návrh. 2



obr. 2.1 – Pažení návrh, průběh sil před redistribucí



obr. 2.2 – Pažení návrh, průběh sil před sil po redistribuci v aktivní oblasti

2.2 Návrh a ruční posouzení kotev z hlediska konstrukční únosnosti a vytažení kořene

2.2.1 Kotva č. 1

Je navržena ze čtyř pramenců se jmenovitým průměrem 15,5 mm a jmenovitou plochou 141,5 mm z oceli $f_{p0,1} = 1620$ MPa. [2]

Volná délka táhla měří 15 m a kořen je dlouhý 9 m.

Vstupní hodnoty

$F = 386,33$ kN	síla připadající na jednu kotvu
$d = 0,175$ m	průměr vrtu
$L_k = 9$ m	délka kořene
$\tau_i = 125$ kN	plášťové tření
$A_t = 0,000566$ m ²	plocha táhla
$f_t = 1,377 \cdot 10^6$ kPa	charakteristická pevnost táhla v tahu
$\gamma_k = 1,35$	parciální součinitel pro kořen konstrukční únosnost

Únosnost proti vytažení

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot L_k \cdot \tau_i = \pi \cdot 0,175 \cdot 9 \cdot 125 = 618,50 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_k} = \frac{618,5}{1,35} = 458,15 \text{ kN}$$

Konstrukční únosnost kotvy

$$R_{i,k} = A_t \cdot F_t = 0,000566 \cdot 137700 = 779,38 \text{ kN}$$

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_k} = \frac{779,38}{1,35} = 577,32 \text{ kN}$$

Navrhovaná únosnost kotvy

$$R_{a,d} = \min \{R_{i,d}; R_{a,d}\} = \min \{577,32; 458,15\} = 458,15 \text{ kN}$$

Posouzení

$$F \leq R_{a,d}$$

$$382,57 \leq 458,15 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Navržená síla s níž bude kotva předepruta je 360 kN.

2.2.2 Kotva č. 2

Je navržena ze čtyř pramenců se jmenovitým průměrem 15,5 mm a jmenovitou plochou 141,5 mm z oceli $f_{p0,1} = 1620 \text{ MPa}$. [2]

Volná délka táhla měří 13 m a kořen je dlouhý 9 m.

Vstupní hodnoty

$F = 414,40 \text{ kN}$	síla připadající na jednu kotvu
$d = 0,175 \text{ m}$	průměr vrtu
$L_k = 9 \text{ m}$	délka kořene
$\tau_i = 125 \text{ kN}$	plášťové tření
$A_t = 0,00057 \text{ m}^2$	plocha táhla
$f_t = 1,377 \cdot 10^6 \text{ kPa}$	charakteristická pevnost táhla v tahu
$\gamma_k = 1,35$	parciální součinitel pro kořen

Únosnost proti vytažení

$$R_{a,k} = \pi \cdot d \cdot L_k \cdot \tau_i = \pi \cdot 0,175 \cdot 9 \cdot 125 = 618,50 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_k} = \frac{618,5}{1,35} = 458,15 \text{ kN}$$

Konstrukční únosnost kotvy

$$R_{i,k} = A_t \cdot F_t = 0,000566 \cdot 137700 = 779,38 \text{ kN}$$

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_k} = \frac{779,38}{1,35} = 577,32 \text{ kN}$$

Navrhovaná únosnost kotvy

$$R_{a,d} = \min \{R_{i,d}; R_{a,d}\} = \min \{577,32; 458,15\} = 458,15 \text{ kN}$$

Posouzení

$$F \leq R_{a,d}$$

$$420,68 \text{ kN} \leq 458,15 \text{ kN}$$

Vyhovuje

Navržená síla s níž bude kotva předepruta je 360 kN.

2.3 Vnitřní stabilita kotvení

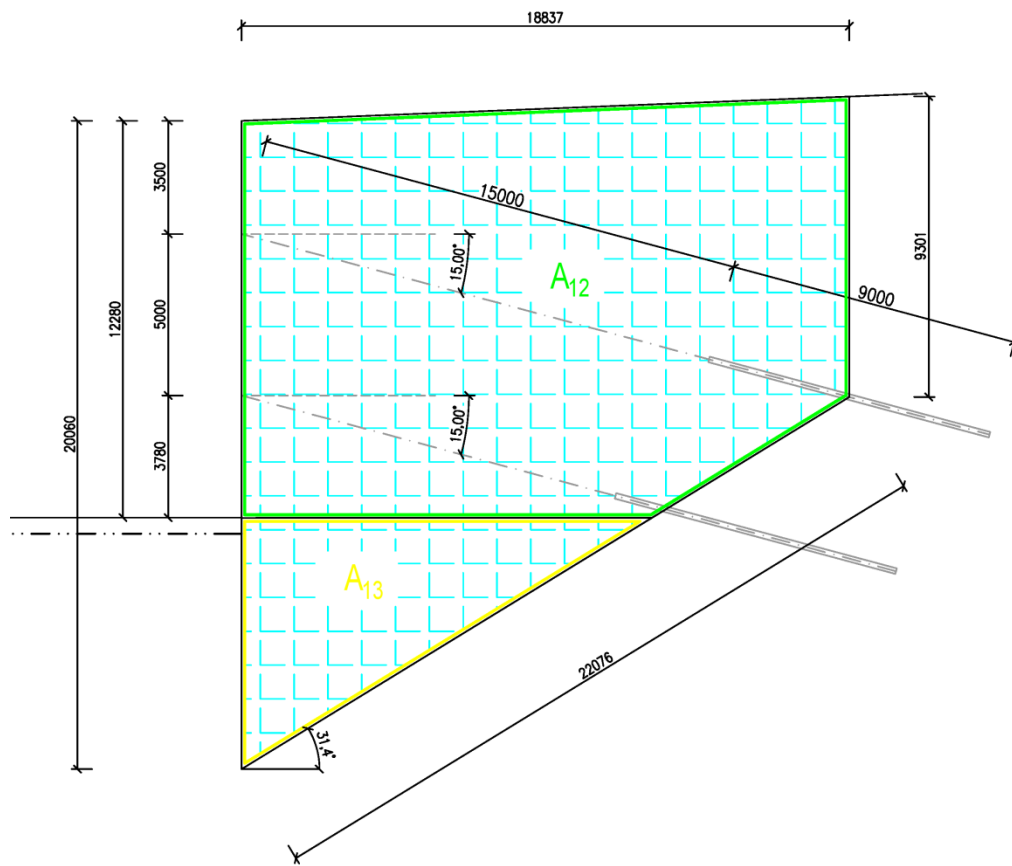
Vnitřní stabilita kotevního systému je řešena v závěrečné fázi budování.

Posudek je řešen teoretickou rovnováhou mezi silou v kotvě a blokem zeminy, který je vymezen pažící konstrukcí, povrchem terénu, spojnicí teoretické paty pažící konstrukce (v níž je součet všech vodorovných sil působících na konstrukci roven nule) se středem kořene kotvy a svislicí mezi středem kořene kotvy a povrchem terénu.

Vlastní výpočet pracuje s výslednicí tíhy klínu, výslednicí aktivního zemního tlaku na konstrukci do teoretické paty konstrukce, výslednicí aktivního zemního tlaku působícího na svislou stěnu tvořenou středem kořene kotvy a svislým průmětem k povrchu terénu, reakcí na smykové ploše odkloněnou od normály o úhel φ , a výslednou silou vznikající na smykové ploše vlivem soudržnosti. $P_{k,max}$ je pak maximální síla která zaručuje rovnováhu.

[6]

2.3.1 Vnitřní stabilita kotev první úrovně



obr. 2.3 - Znáznornění klínů, první úroveň

Vstupní hodnoty

$\varphi = 24^\circ$	Úhel vnitřního tření zeminy
$c = 6 \text{ kPa}$	Koheze
$\delta = 16^\circ$	Úhel roznosu
$\alpha_k = 15^\circ$	Úhel mezi osou kotvy a horizontálou
$\Theta = 31,4^\circ$	Úhel v patě klínu
$A_{11} = 262,5357 \text{ m}^2$	Plocha celého klínu
$A_{12} = 227,1627 \text{ m}^2$	Plocha nesaturované části klínu
$A_{13} = 35,3730 \text{ m}^2$	Plocha saturované části klínu
$\gamma = 19 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost zeminy
$\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost saturované zeminy
$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost sat. zeminy bez vody
$q = 10 \text{ kN.m}^{-1}$	Pásové zatížení
$P_{k,\text{mob}} = 420,680 \text{ kN}$	Mobilizovaná síla v kotvě

$l_{11} = 1,163$	Délka působení nahodilého zatížení mimo klín
$l_{12} = 22,076$	Délka spojnice paty se středem kořene
$h_{11} = 9,301 \text{ m}$	Výška klínu od středu kořene kotvy
$h_p = h_0 = 20,060 \text{ m}$	Hloubka k místu, kde je rovnováha sil
$B_{K1} = 1,8 \text{ m}$	Osová vzdálenost kotev
$\Gamma_{ris} = 1,10$	Redukční součinitel pro vnitřní stabilitu
$\gamma_Q = 1,50$	Parciální souč. spolehlivosti pro nahodilé zat.
$\gamma_G = 1,35$	Parciální souč. spolehlivosti pro stálé zatížení

Výpočet průměrné objemové hmotnosti

$$\bar{\gamma} = \frac{A_{12} \cdot \gamma + A_{13} \cdot \gamma'}{A_{11}} = \frac{227,1627 \cdot 19 + 35,3730 \cdot 11}{266,5357} = 17,653 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

Výpočet tíhy klínu

$$G = A_{11} \cdot \bar{\gamma} \cdot B_{K1} \cdot \gamma_G = 262,5357 \cdot 17,653 \cdot 1,8 \cdot 1,35 = 11\,261,939 \text{ kN}$$

Výpočet nahodilého zatížení působícího na klín

$$Q = q \cdot l_{12} \cdot B_K \cdot \gamma_Q = 10 \cdot 22,076 \cdot 1,8 \cdot 1,5 = 596,052 \text{ kN}$$

Kombinace nahodilého zatížení a tíhy klínu

$$R = G + Q = 11\,261,939 + 596,052 = 11\,857,991 \text{ kN}$$

Výpočet výslednic aktivního zemního tlaku

$$S_{a,11} = \left(\frac{1}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot h_{11}^2 + l_{11} \cdot q \cdot \gamma_Q \right) \cdot B_{K1} \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= \left(\frac{1}{2} \cdot 17,653 \cdot 9,301^2 + 1,163 \cdot 10 \cdot 1,5 \right) \cdot 1,8 \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 592,878 \text{ kN}$$

$$S_{a,11,v} = S_{a,11} \cdot \sin \delta = 592,878 \cdot \sin 16^\circ = 163,419 \text{ kN}$$

$$S_{a,11,h} = S_{a,11} \cdot \cos \delta = 592,878 \cdot \cos 16^\circ = 569,911 \text{ kN}$$

$$S_{a,12} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot B_K \cdot h_0^2 \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 17,653 \cdot 1,8 \cdot 20,060^2 \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 2\,696,234 \text{ kN}$$

$$S_{a,12,v} = S_{a,12} \cdot \sin \delta = 2\,696,234 \cdot \sin 16^\circ = 743,183 \text{ kN}$$

$$S_{a,12,h} = S_{a,12} \cdot \cos \delta = 2\,696,234 \cdot \cos 16^\circ = 2\,591,787 \text{ kN}$$

Výpočet výslednice síly od soudržnosti na zemním klínu

$$P_1 = c \cdot l_{12} \cdot B_{K1} = 6 \cdot 22,076 \cdot 1,8 = 238,421 \text{ kN}$$

$$P_{1,v} = P_1 \cdot \sin \delta = 238,421 \cdot \sin 16^\circ = 65,718 \text{ kN}$$

$$P_{1,h} = P_1 \cdot \cos \delta = 238,421 \cdot \cos 16^\circ = 229,185 \text{ kN}$$

Úhel výslednice reakce na smykové ploše se svislicí

$$\kappa = \varphi - \theta = 24 - 31,4 = -7,4^\circ$$

Podmínka rovnováhy ve svislém směru

$$S_{a,11,v} + R - S_{a,12,v} - T_v - P_{k,max,v} - P_{1,v} = 0$$

$$S_{a,11,v} + R - S_{a,12,v} - T \cdot \cos \kappa - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_1 \cdot \sin \delta = 0$$

$$\frac{S_{a,11,v} + R - S_{a,12,v} - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_1 \cdot \sin \delta}{\cos \kappa} = T$$

Podmínka rovnováhy ve vodorovném směru

$$S_{a,12,h} + (-T_h) - P_{k,max,h} - S_{a,11,h} + P_{1,h} = 0$$

$$S_{a,12,h} - \frac{S_{a,11,v} + R - S_{a,12,v} - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_{1,v}}{\cos \kappa} \cdot \sin \kappa - P_{k,max,h} - S_{a,11,h} + P_{1,h} = 0$$

$$P_{k,max} = \frac{S_{a,12,h} + P_{1,h} - \operatorname{tg} \kappa \cdot (S_{a,11,v} + R - S_{a,12,v} - P_{1,v}) - S_{a,11,h}}{\cos \alpha_k - \sin \alpha_k \cdot \operatorname{tg} \kappa} =$$

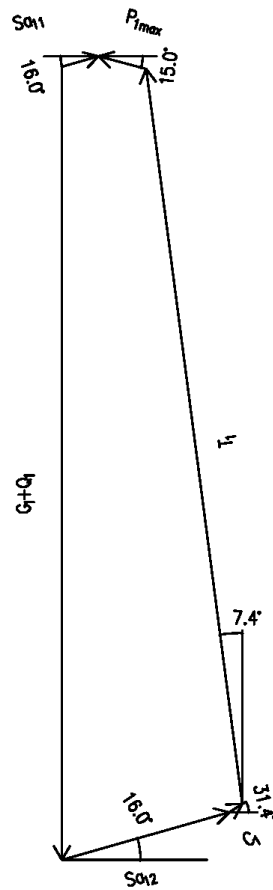
$$= \frac{2591,787 + 229,185 - \operatorname{tg} 7,4^\circ \cdot (163,419 + 11857,991 - 743,183 - 65,718) - 569,911}{\cos 15^\circ - \sin 15^\circ \cdot \operatorname{tg} 7,4^\circ} = 852,516 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{k1,max}}{\gamma_{ris}} = \frac{852,516}{1,1} = 775,015 \text{ kPa}$$

$$\frac{P_{k,mob}}{P_{k,max,2}} \leq 1,0$$

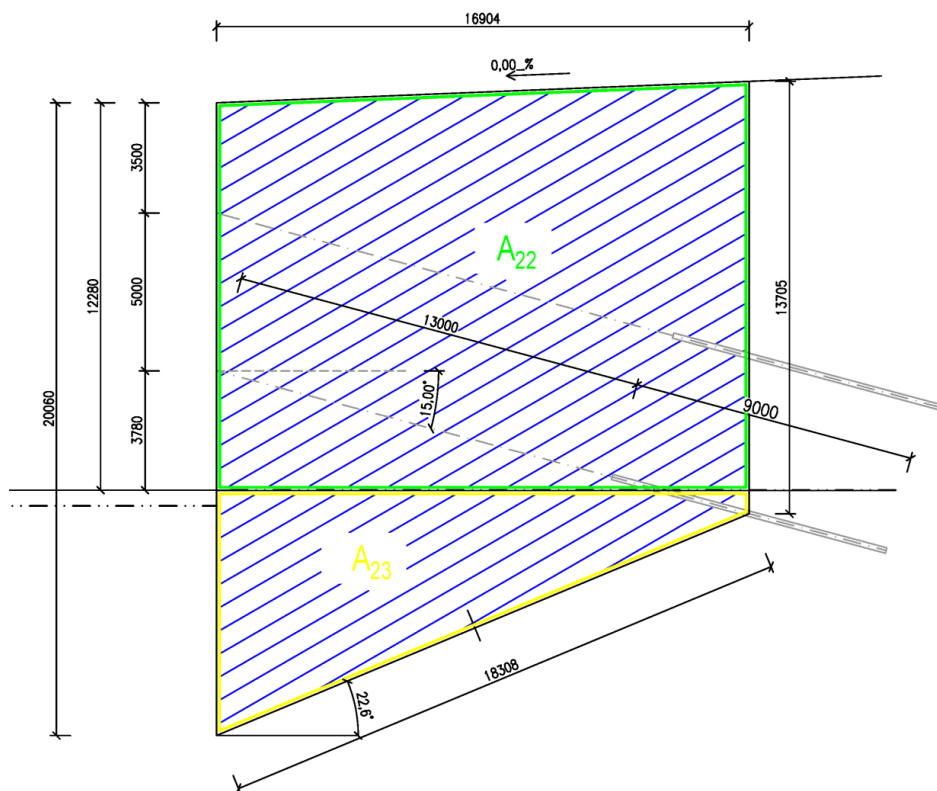
$$\frac{420,680}{775,015} = 0,540$$

vyhovuje



obr. 2.4 – Grafické řešení rovnováhy sil, první úroveň

2.3.2 Vnitřní stabilita kotev 2. úrovně



obr. 2.5 - Znáznornění klínů, druhá úroveň

Vstupní hodnoty

$\varphi = 24^\circ$	Úhel vnitřního tření zeminy
$c = 6 \text{ kPa}$	Koheze
$\delta = 16^\circ$	Úhel roznosu
$\alpha_k = 15^\circ$	Úhel mezi osou kotvy a horizontálou
$\Theta = 22,6^\circ$	Úhel v patě klínu
$A_{21} = 257,2116 \text{ m}^2$	Plocha celého klínu
$A_{22} = 213,4950 \text{ m}^2$	Plocha nesaturované části klínu
$A_{23} = 43,7166 \text{ m}^2$	Plocha saturované části klínu
$\gamma = 19 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost zeminy
$\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost saturované zeminy
$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN.m}^{-3}$	Objemová hmotnost sat. zeminy bez vody
$q = 10 \text{ kN.m}^{-1}$	Pásové zatížení
$P_{k,\text{mob},1} = 420,680 \text{ kN}$	Mobilizovaná síla v kotvě č. 1
$P_{k,\text{mob},2} = 382,570 \text{ kN}$	Mobilizovaná síla v kotvě č. 2
$l_{21} = 3,096$	Délka působení nahodilého zatížení mimo klín
$l_{22} = 18,308$	Délka spojnice paty se středem kořene
$h_{21} = 13,705 \text{ m}$	Výška klínu od středu kořene kotvy
$h_p = h_0 = 20,060 \text{ m}$	Hloubka k místu, kde je rovnováha sil
$B_{K1} = 0,9 \text{ m}$	Osová vzdálenost kotev
$\Gamma_{\text{ris}} = 1,10$	Redukční součinitel pro vnitřní stabilitu
$\gamma_Q = 1,50$	Parciální souč. spolehlivosti pro nahodilé zat.
$\gamma_G = 1,00$	Parciální souč. spolehlivosti pro stálé zatížení

Výpočet průměrné objemové hmotnosti

$$\bar{\gamma} = \frac{A_{22} \cdot \gamma + A_{23} \cdot \gamma'}{A_{21}} = \frac{213,4950 \cdot 19 + 43,7166 \cdot 11}{257,2116} = 17,640 \text{ kN.m}^{-3}$$

Výpočet tíhy klínu

$$G = A_{21} \cdot \bar{\gamma} \cdot B_K \cdot \gamma_G = 257,2116 \cdot 17,640 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 4\,083,559 \text{ kN}$$

Výpočet nahodilého zatížení působícího na klín

$$Q = q \cdot l_{22} \cdot B_K \cdot \gamma_Q = 10 \cdot 18,308 \cdot 0,9 \cdot 1,5 = 244,206 \text{ kN}$$

Kombinace nahodilého zatížení a tíhy klínu

$$R = G + Q = 4\,083,559 + 0,000 = 4\,083,559 \text{ kN}$$

Výpočet výslednic aktivního zemního tlaku

$$S_{a,11} = \left(\frac{1}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot h_{21}^2 + l_{21} \cdot q \cdot \gamma_Q \right) \cdot B_{K2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= \left(\frac{1}{2} \cdot 17,640 \cdot 13,705^2 + 3,096 \cdot 10 \cdot 1,5 \right) \cdot 0,9 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 646,414 \text{ kN}$$

$$S_{a,21,v} = S_{a,21} \cdot \sin \delta = 646,414 \cdot \sin 16^\circ = 178,176 \text{ kN}$$

$$S_{a,21,h} = S_{a,21} \cdot \cos \delta = 646,414 \cdot \cos 16^\circ = 621,373 \text{ kN}$$

$$S_{a,22} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot B_{K2} \cdot h_0^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 17,640 \cdot 0,9 \cdot 20,060^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2} \right) = 1\,347,124 \text{ kN}$$

$$S_{a,22,v} = S_{a,22} \cdot \sin \delta = 1\,347,124 \cdot \sin 16^\circ = 371,318 \text{ kN}$$

$$S_{a,22,h} = S_{a,22} \cdot \cos \delta = 1\,347,124 \cdot \cos 16^\circ = 1\,294,939 \text{ kN}$$

Výpočet výslednice síly od soudržnosti na zemním klínu

$$P_2 = c \cdot l_{22} \cdot B_{K2} = 6 \cdot 18,308 \cdot 0,9 = 98,863 \text{ kN}$$

$$P_{2,v} = P_2 \cdot \sin \delta = 238,421 \cdot \sin 16^\circ = 27,250 \text{ kN}$$

$$P_{2,h} = P_2 \cdot \cos \delta = 238,421 \cdot \cos 16^\circ = 95,033 \text{ kN}$$

Úhel výslednice reakce na smykové ploše se svislicí

$$\kappa = \varphi - \theta = 24 - 22,6 = 1,4^\circ$$

Podmínka rovnováhy ve svislém směru

$$S_{a,21,v} + R - S_{a,22,v} - T_v - P_{k,max,v} - P_{2,v} = 0$$

$$S_{a,21,v} + R - S_{a,22,v} - T \cdot \cos \kappa - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_2 \cdot \sin \delta = 0$$

$$\frac{S_{a,21,v} + R - S_{a,22,v} - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_2 \cdot \sin \delta}{\cos \kappa} = T$$

Podmínka rovnováhy ve vodorovném směru

$$S_{a,22,h} + (-T_h) - P_{k,max,h} - S_{a,21,h} + P_{2,h} = 0$$

$$S_{a,22,h} + \frac{S_{a,21,v} + R - S_{a,22,v} - P_{k,max} \cdot \sin \alpha_k - P_{2,v}}{\cos \kappa} \cdot \sin \kappa - P_{k,max,h} - S_{a,21,h} + P_{2,h} = 0$$

$$P_{k,max} = \frac{S_{a,22,h} + P_{2,h} + \operatorname{tg} \kappa \cdot (S_{a,21,v} + R - S_{a,22,v} - P_{2,v}) - S_{a,21,h}}{\cos \alpha_k - \sin \alpha_k \cdot \operatorname{tg} \kappa} =$$

$$= \frac{1294,939 + 95,033 + \operatorname{tg} 1,4^\circ \cdot (178,176 + 4\,083,559 - 371,318 - 27,250) - 621,373}{\cos 15^\circ - \sin 15^\circ \cdot \operatorname{tg} 1,4^\circ}$$

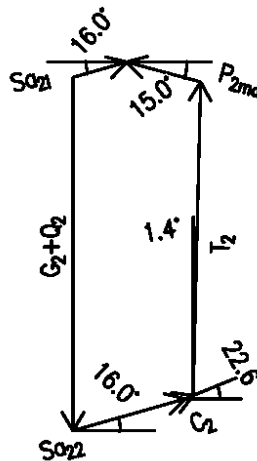
$$= \underline{899,346 \text{ kN}}$$

$$\frac{P_{k2,max}}{\gamma_{ris}} = \frac{899,346}{1,1} = 817,587 \text{ kPa}$$

$$\frac{\frac{P_{k,mob,1}}{2} + P_{k,mob,2}}{P_{k,max,2}} \leq 1,0$$

$$\frac{\frac{420,680}{2} + 382,570}{817,587} = 0,725$$

vyhovuje



obr. 2.6 – Grafické řešení rovnováhy sil, druhá úroveň

2.4 Návrh a posouzení piloty

Pro výchozí hodnoty, s nimiž se pracovalo v GEO5 "Piloty" byl využit průběh vnitřních sil z "Pažení návrh", který byl přepočítán na zatěžovací šířku $R = 0,9 \text{ m}$, což je průměr piloty.

Délka piloty je 25 m.

Krytí piloty je navrženo na 60 mm.

Beton C20/25.

Ocel B500B.

Bylo navrženo $\Phi 20 \times 15$ jako ohybová výztuž a $\Phi 10$ po 100 mm jako smyková výztuž.

Posudek byl proveden na vodorovnou únosnost v souladu s EN 1992-1-1 (EC2) a standardními součiniteli EN 1992-1-1 pro následující kombinace:

První kombinací je maximální moment a k němu příslušná posouvající síla.

Druhou kombinací je maximální posouvající síla, která vzniká v patě, a k ní příslušný ohybový moment.

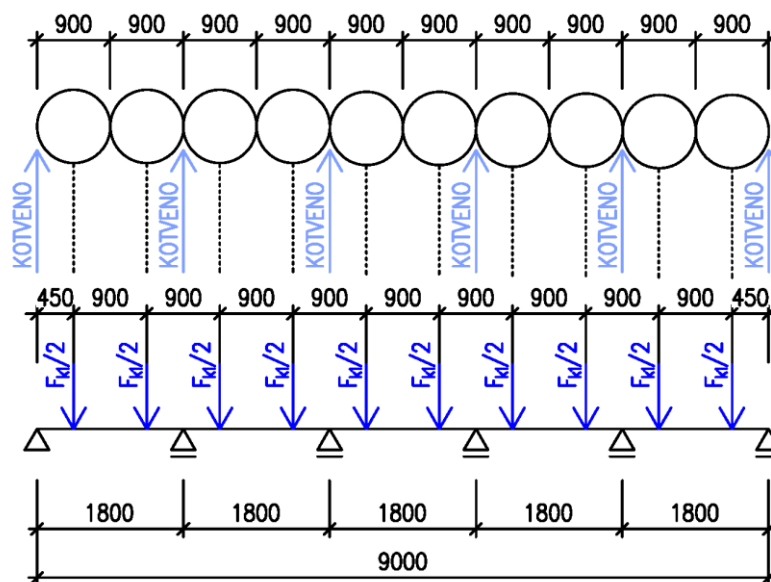
Podrobně viz příloha 3.

	Kombinace 1	Kombinace 2
Zatížení na 1 m šířky	$M_{\max} = 641,05 \text{ kNm}$	$M = 0,20 \text{ kNm}$
	$V = 21,60 \text{ kN}$	$V_{\max} = 421,81 \text{ kN}$
Zatížení na 0,9 m šířky	$M_{\max} = 576,95 \text{ kNm}$	$M = 0,18 \text{ kNm}$
	$V = 19,44 \text{ kN}$	$V_{\max} = 379,629 \text{ kN}$

tab. 2.3 - Kombinace momentů a posouvajících sil na pilotě

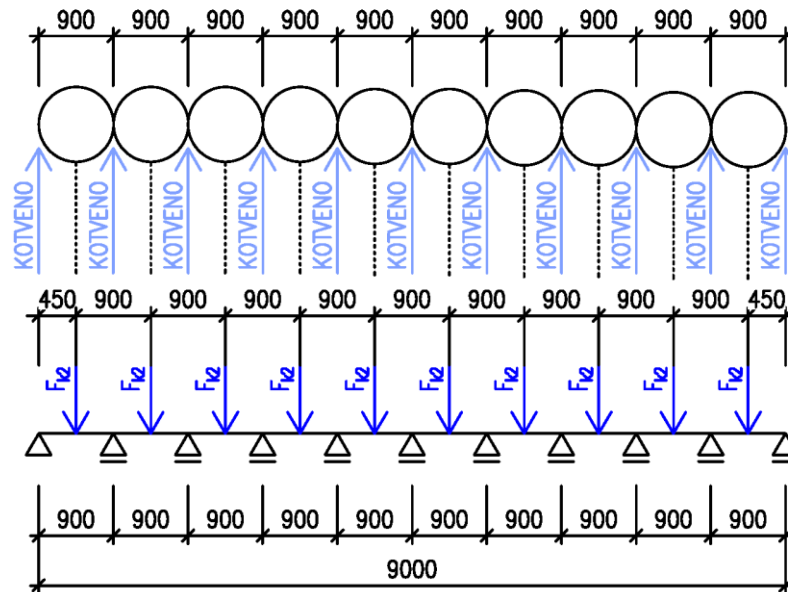
2.5 Návrh a posouzení převázky

Převázka v první kotevní úrovni byla navržena z 2 profilů U260 z konstrukční oceli třídy S235 délky 9m. Pro navržený průřez a výpočtový model (viz obr. 2.7) byly stanoveny vnitřní síly v programu Scia Engineer. Následně byl průřez třídy 1 posouzen na smyk, ohyb a klopení dle EN 1993-1-1 (EC3). Podrobný výstup z programu je v příloze 4.



obr. 2.7 - Statické schéma převázky, první úroveň

Převázka v druhé kotevní úrovni byla navržena z 2 profilů U220 z oceli třídy S235 délky 9 m. Pro posouzení převázky v druhé úrovni byl využit stejný postup jako v první úrovni (viz příloha 4).



obr. 2.8 - Statické schéma převázky, druhá úroveň

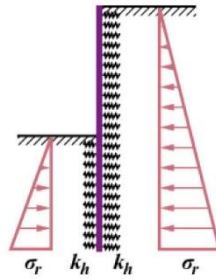
2.6 Mezní stav použitelnosti [6]

Část programu GEO5 "Pažení posudek" slouží ke zjištění vodorovných posunů pažící konstrukce pro posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti. Výstupem je ohybová čára konstrukce pažení, zemní tlaky, síly v kotvách, vnitřní síly a vnitřní stabilita kotev. To vše v jednotlivých fázích, které mají odpovídat postupu práce na stavebním objektu.

Pažení posudek využívá metodu závislých tlaků. Metoda závislých tlaků pracuje s horninou tak jak je definována podle Winklera, jedná se tedy o představu pružno-plastického podkladu, kde se předpokládá oblast přetvoření v pružné oblasti omezenou deformacemi, jejichž překročením se dostáváme do oblasti ideálně plastické.

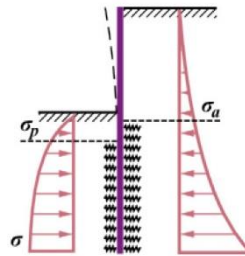
Při výpočtu je situace převedena na nosník na pružno-plastickém podkladu, který se řeší iterací diferenciální rovnice ohybové čáry. Ohybová čára závisí kromě ohybové tuhosti konstrukce také na modulu reakce podloží, který vytváří podmínku plastického chování a je možné ho charakterizovat jako strmost výsledné závislosti mezi tlakem a posunem. V bakalářské práci je použit modul reakce podloží podle Schmitta.

Všem prvkům se přiřadí modul reakce podloží k_h a konstrukce se zatíží tlakem v klidu (viz obr. 2.9).



obr. 2.9 – Schéma konstrukce před první iterací

Provede se výpočet konstrukce a zkontroluje se splnění podmínek o velikosti tlaků na stěnu. V místech, kde tyto podmínky nejsou splněny, se přiřadí hodnota $k_h = 0$ a stěna se zatíží aktivním respektive pasivním zemním tlakem (viz obr. 2.11).



obr. 2.10 – Schéma konstrukce během dalších iterací

2.6.1 Modul reakce podle Schmitta [6]

Pro výpočet modulu reakce podloží se používá vztah závislý na edometrickém modulu zeminy a ohybové tuhosti konstrukce.

$$k_h = 2,1 \cdot \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \right) \quad (11)$$

kde: EI je ohybová tuhost konstrukce $[MN.m^2.m^{-1}]$,

E_{oed} je edometrický modul $[MPa]$.

2.6.2 Nastavení výpočtu

- Betonové konstrukce: EN 1992-1-1 (EC2)
- Součinitele EN 1992-1-1: standardní
- Ocelové konstrukce: EN 1993-1-1 (EC3)
- Dílčí souč. únosnosti ocelového průřezu: $\gamma_{M0} = 1,00$
- Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)
- Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

- Výpočet zemětřesení: Mononobe-Okabe
- Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
- Metodika posouzení: výpočet podle EN1997
- Návrhový přístup: 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)	Označení	Nepříznivé	Příznivé
Proměnné zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,35	-
Hydraulický zdvih	γ_h	1,10	-
Součinitel redukce zemního odporu	γ_{Re}	1,40	-

tab. 2.4 - Redukční součinitelé pro návrhový přístup 2

2.6.3 Parametry pro výpočet

Výpočet je prováděn pro všechny předpokládané etapy výstavby (viz části 2.6.4 až 2.6.8).

Zatížení je pásové, nahodilé v délce 20 m; $q = 10 \text{ kN.m}^{-2}$; a působí od počátku výstavby.

Hloubka podzemní vody je uvažována v $h = 12,40 \text{ m}$, při finálním odkopu je uvažována na půl metru pode dnem stavební jámy, tj. $h = 12,78 \text{ m}$.

Parametry pro charakteristiku zeminy jsou uvedeny v

tab. 2.5.

Jíl	Označení	Hodnota	Jednotky
Objemová tíha	γ	19	kN.m^{-3}
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	24	°
Soudržnost zeminy	c_{ef}	6	kPa
Třecí úhel kce-zemina	δ	16	°
Poissonovo číslo	ν	0,35	
Edometrický modul	E_{oed}	36,17	MPa
Obj. tíha sat. zeminy	γ_{sat}	21	kN.m^{-3}

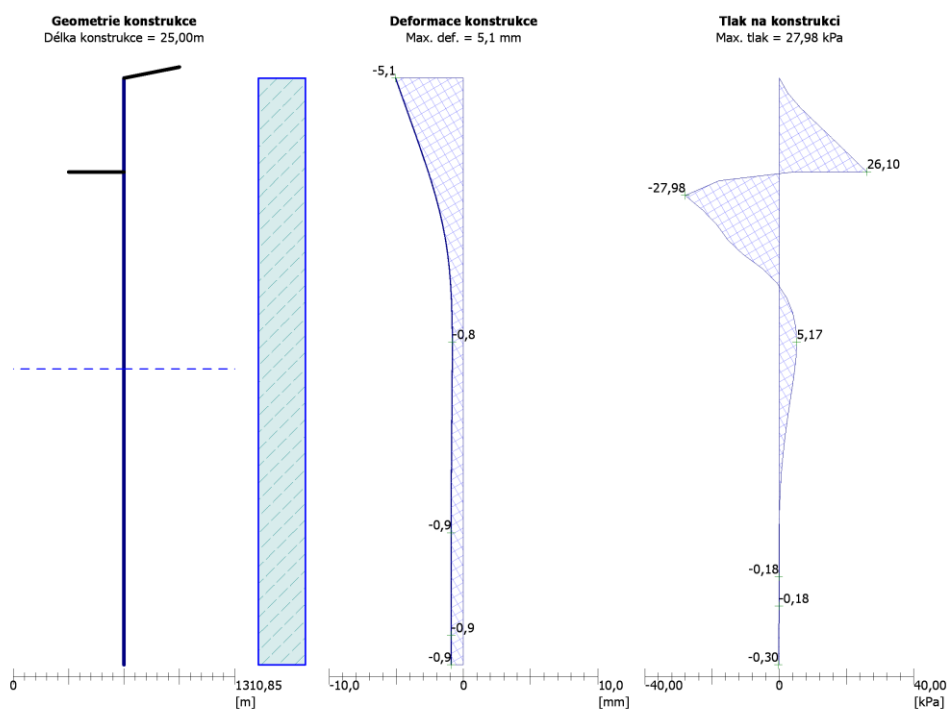
tab. 2.5 – Parametry zeminy pro "Pažení návrh"

C 20/25	Hodnota	Jednotky
f_{ck}	20	MPa
f_{ctm}	2,2	MPa
E_{cm}	30 000	MPa
G	12 500	MPa

tab. 2.6 - Charakteristiky betonu piloty

2.6.4 První etapa

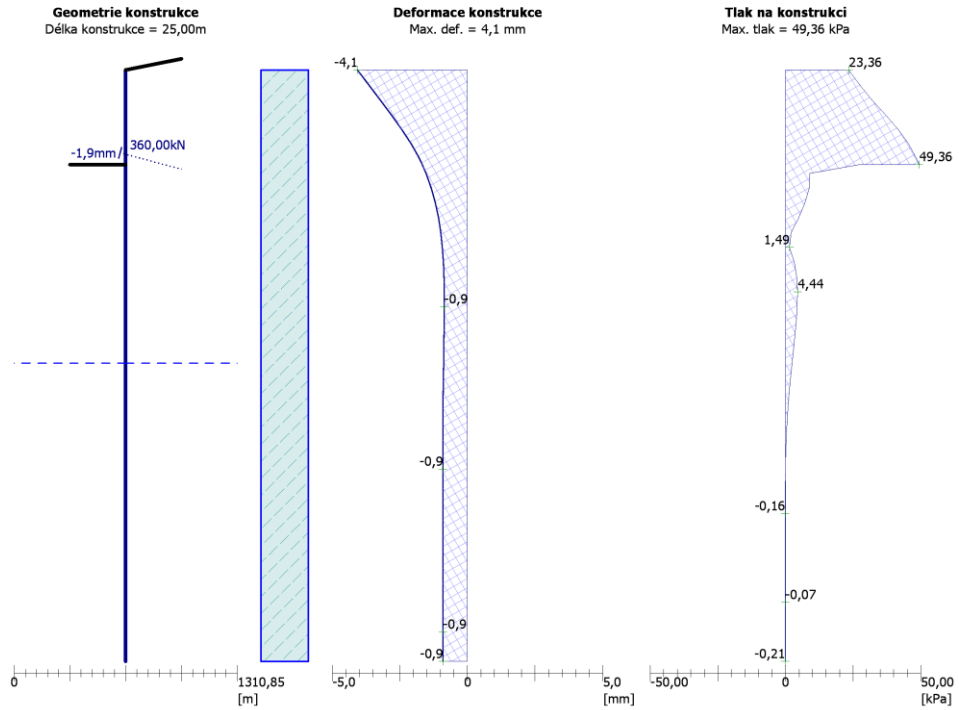
V první etapě je proveden odkop na hloubku $h = 4$ m pod terénem.



obr. 2.11 – Průběh deformací na konstrukce v první etapě

2.6.5 Druhá etapa

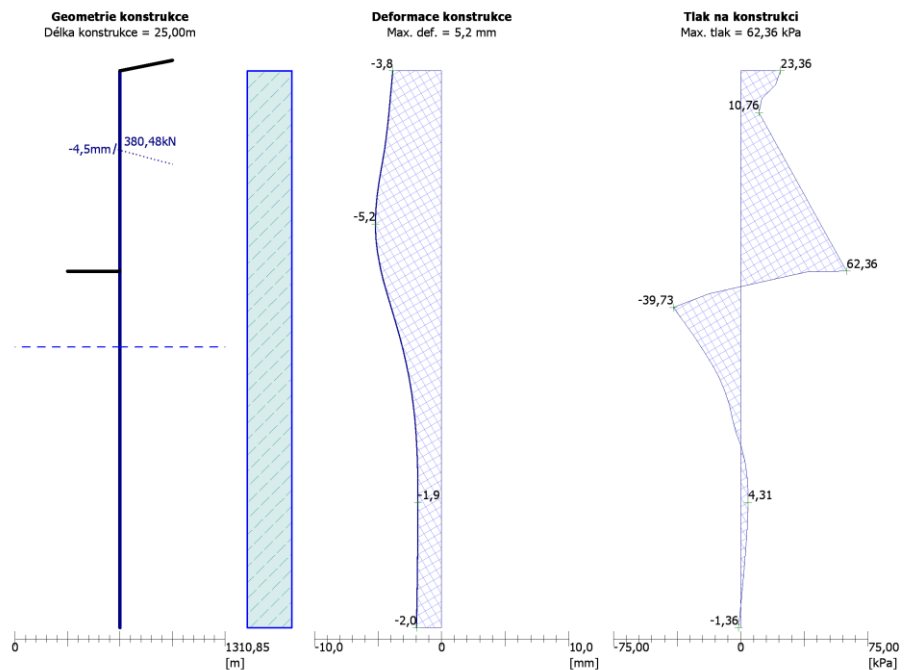
V druhé etapě je instalována první kotevní úroveň v hloubce $h = 3,5$ m. Jednotlivé kotvy jsou rozmístěny v osové vzdálenosti 1,8 m od sebe. Napnuty jsou na předpínací sílu o velikosti 360 kN.



obr. 2.12 – Průběh deformací na konstrukce v druhé etapě

2.6.6 Třetí etapa

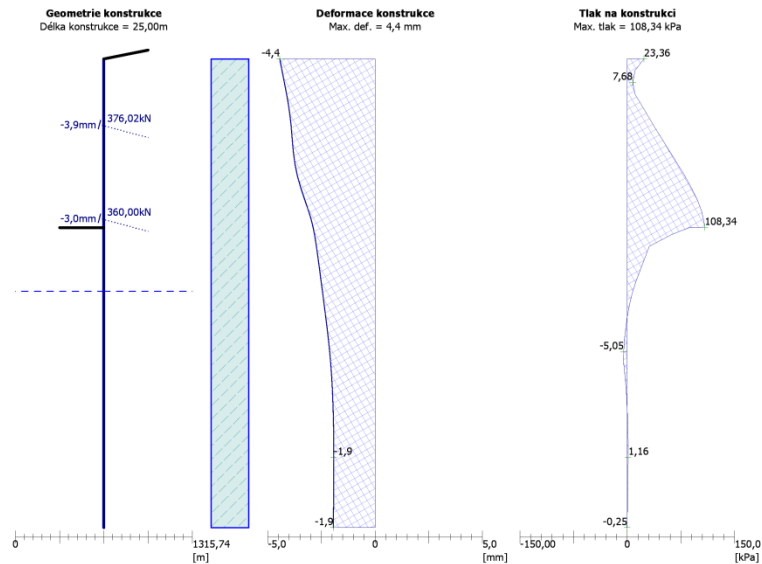
Ve třetí etapě následuje odkop na hloubku $h = 9$ m pod úroveň terénu.



obr. 2.13 – Průběh deformací na konstrukce ve třetí etapě

2.6.7 Čtvrtá etapa

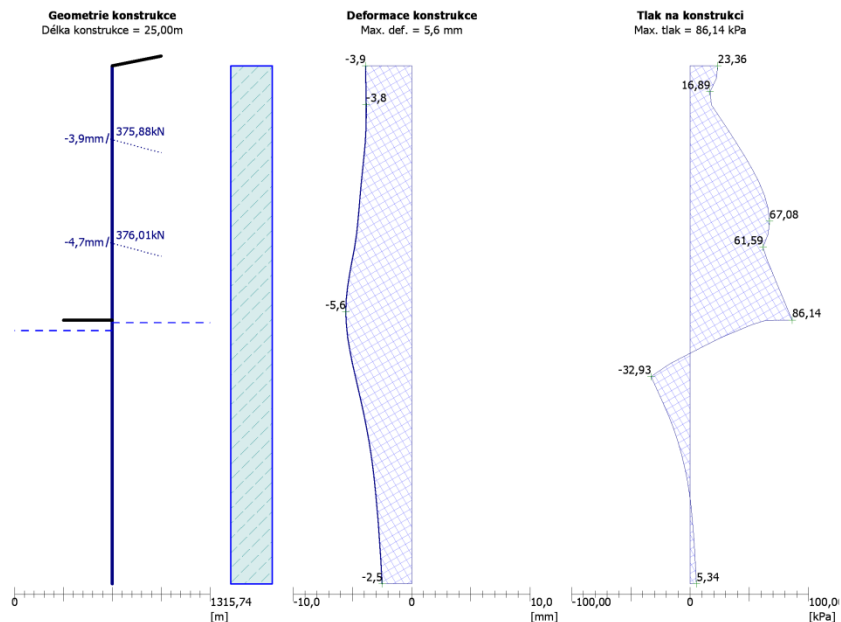
V čtvrté etapě jsou v hloubce $h = 8,5$ m instalovány kotvy druhé úrovně. Kotvy leží v osové vzdálenosti po $0,9$ m a napnuty na sílu o velikosti 360 kN.



obr. 2.14 – Průběh deformací na konstrukce ve čtvrté etapě

2.6.8 Pátá etapa

V poslední etapě je provedeno finální hloubení, $h = 12,28$ m pod úrovní terénu.



obr. 2.15 – Průběh deformací na konstrukce v první etapě

2.7 Posouzení z hlediska celkové stability

Posouzení bylo provedeno v GEO5 "Svahová stabilita". Posudek, přestože jsou v první řadě použity vrcholové parametry zeminy, nezapomíná ani na možné selhání svahu vlivem sesuvu, což je lépe vystiženo užitím reziduálních parametrů zeminy.

Pro posouzení celkové stability byla zvolena Bishopova zjednodušená metoda, pro niž se míra spolehlivosti určí ze vztahu:

$$FS = \frac{1}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \sum_i \frac{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \cdot \sin \alpha_i}{FS}} \quad (12)$$

kde: u_i je pórový tlak na bloku,
 c_i, φ_i jsou efektivní hodnoty parametrů zemin,
 W_i je tíha bloku,
 α_i je sklon úseku smykové plochy,
 b_i je šířka bloku.

Protože posudek je podle mezních stavů, tak je nutné určit sumu aktivních a pasivních sil působících na smykovou plochu určenou podle (x) a z nich určit moment destabilizující (M_{dest}) a stabilizující (M_{stab}). Stabilita je v pořádku pokud $M_{stab} \geq M_{dest}$.

2.7.1 Nastavení výpočtu

Výpočet zemětřesení: Standard
 Metodika posouzení: výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup: 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

	Označení	Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00	1,30	0,00
Zatížení vodou	γ_w	-	-	1,00	-
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření	γ_φ	1,25	-	-	-
Součinitel redukce efektivní soudržnosti	γ_c	1,25	-	-	-
Součinitel redukce neodvodněné smykové pevnosti	γ_{cu}	1,40	-	-	-

tab. 2.7 – Parciální součinitele pro návrhový přístup 3

2.7.2 Parametry

Jíl			
Objemová tíha	γ	19	kN.m ⁻³
Obj. tíha sat. zeminy	γ_{sat}	21	kN.m ⁻³
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	24	°
Soudržnost zeminy	c_{ef}	6	kPa

tab. 2.8 - Charakteristika zeminy, vrcholové parametry

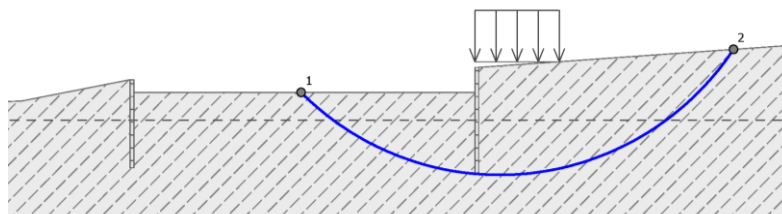
Jíl	Označení	Hodnota	Jednotka
Objemová tíha	γ	19	kN.m ⁻³
Obj. tíha sat. zeminy	γ_{sat}	21	kN.m ⁻³
Napjatost	efektivní		
Úhel vnitřního tření	φ_{ef}	10	°
Soudržnost zeminy	c_{ef}	0	kPa

tab. 2.9 - Charakteristika zeminy, reziduální parametry

Pilotová stěna	Označení	Hodnota	Jednotka
Objemová tíha	γ	25	kN/m ³

tab. 2.10 - Charakteristika piloty

2.7.3 První etapa, odkop na h = 4m



obr. 2.16 – Smyková plocha, první etapa

Sumace aktivních sil: $F_a = 3\,213,36 \text{ kN.m}^{-1}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 10\,877,82 \text{ kN.m}^{-1}$

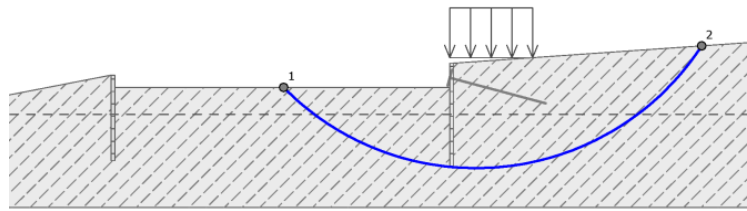
Moment sesouvající: $M_a = 214\,877,57 \text{ kN.m.m}^{-1}$

Moment vzdorující: $M_p = 727\,399,79 \text{ kN.m.m}^{-1}$

Využití : 29,5 %

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

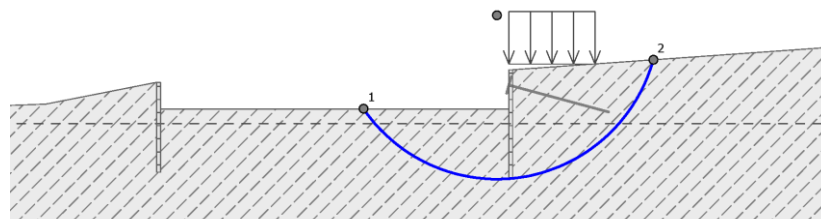
2.7.4 Druhá etapa, instalace první úrovně kotev $h = 3,5$ m



obr. 2.17 – Smyková plocha, druhá etapa

Sumace aktivních sil: $F_a = 3\,200,42 \text{ kN.m}^{-1}$
 Sumace pasivních sil: $F_p = 10\,834,94 \text{ kN.m}^{-1}$
 Moment sesouvající: $M_a = 207\,835,43 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Moment vzdorující: $M_p = 703\,620,87 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Využití : 29,5 %
 Stabilita svahu **VYHOVUJE**

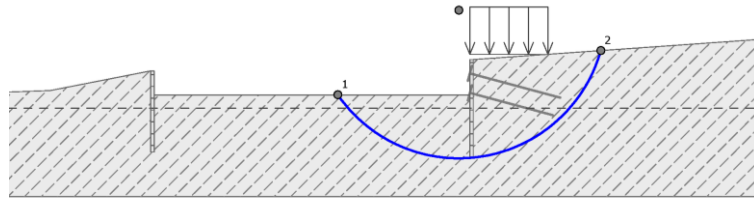
2.7.5 Třetí etapa, odkop na $h = 9$ m



obr. 2.18 – Smyková plocha, třetí etapa

Sumace aktivních sil: $F_a = 3\,088,46 \text{ kN.m}^{-1}$
 Sumace pasivních sil: $F_p = 6\,673,95 \text{ kN.m}^{-1}$
 Moment sesouvající: $M_a = 116\,558,30 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Moment vzdorující: $M_p = 251\,874,76 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Využití : 46,3 %
 Stabilita svahu **VYHOVUJE**

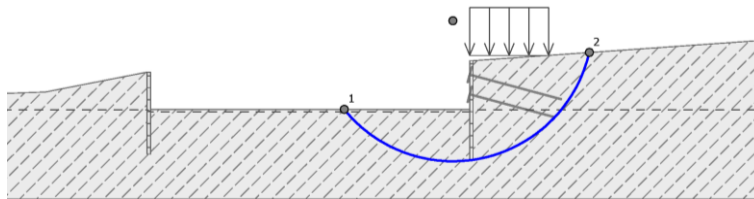
2.7.6 Třetí etapa, instalace druhé úrovně kotev, h = 8,5 m



obr. 2.19 – Smyková plocha, čtvrtá etapa

Sumace aktivních sil: $F_a = 3\,080,88 \text{ kN.m}^{-1}$
 Sumace pasivních sil: $F_p = 6\,650,40 \text{ kN.m}^{-1}$
 Moment sesouvající: $M_a = 116\,457,41 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Moment vzdorující: $M_p = 251\,385,26 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Využití : 46,3 %
 Stabilita svahu **VYHOVUJE**

2.7.7 Pátá etapa, finální odkop na h = 12,28 m



obr. 2.20 – Smyková plocha, pátá, finální etapa

Sumace aktivních sil: $F_a = 3\,671,10 \text{ kN.m}^{-1}$
 Sumace pasivních sil: $F_p = 5\,397,41 \text{ kN.m}^{-1}$
 Moment sesouvající: $M_a = 130\,287,36 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Moment vzdorující: $M_p = 191\,554,14 \text{ kN.m.m}^{-1}$
 Využití : 68,0 %
 Stabilita svahu **VYHOVUJE**

2.7.8 Posouzení vnější stability s reziduálními parametry pro finální etapu

Aby stavební jáma zasazená do oblasti svahových nestabilit v případě sesuvu neselhala muselo by se k přístoupit k razantnějšímu opatření v podobě výrazného prodloužení hloubky konstrukce v zemině, tj. až na 51,86 m celkové délky konstrukce, což je více než dvojnásobek celkové délky konstrukce navrhované. K tomu se vztahuje následující posudek;

Sumace aktivních sil : $F_a = 10525,37 \text{ kN.m}^{-1}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 10763,29 \text{ kN.m}^{-1}$

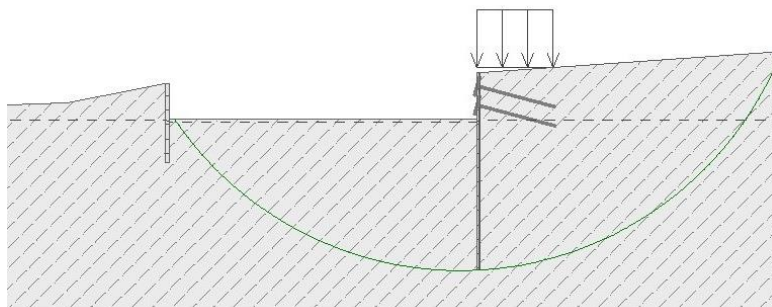
Moment sesouvající : $M_a = 954546,17 \text{ kN.m.m}^{-1}$

Moment vzdorující : $M_p = 976122,95 \text{ kN.m.m}^{-1}$

Využití : 97,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

51, 86 ROZHRANNÍ



obr. 2.21 – Smyková plocha, s reziduálními hodnotami pevnosti zeminy a opravenou hloubkou konstrukce

3 TECHNOLOGIE POSTUPU VÝSTAVBY

Vrtání a hloubení vrtu pro piloty

Vrty budou prováděny pomocí vrtného šneku s průměrem 900 mm a hloubkou odpovídající rozdílu výšek terénu a paty piloty. Vzhledem k povaze dotčené horniny – překonsolidované neogenní jíly – nebude třeba pažit stěny vrtu. Vrchní část vrtu však bude opatřena úvodní pažnicí pro lepší vedení vrtného nástroje a kvůli výskytu navážek různé kvality, které by mohli padat do výkopu a vytvářet kaverny u hlavy piloty. Před betonáží bude vrt vyčištěn, zkontrolována jeho délka a případně odčerpána podzemní voda. [1]

Armování a betonáž piloty

Před vlastní betonáží piloty bude do vrtu spuštěn armokoš z 15 prutů o průměru 20 mm z betonářské oceli B 500B s krytím výztuže 60 mm. Hlavní výztuž bude doplněna o vinutí ze stejné oceli průměru 10 mm po 100 mm. Beton bude do vrtu přiváděn betonážní rourou s násypkou v ose vrtu, aby se předešlo sypání betonu na stěny vrtu. V průběhu betonáže se sypáková roura postupně vytahuje tak, aby byla vždy ponořena v betonu. Musí se také případně odčerpávat voda z vrtu. [1]

Beton bude pevnostní třídy C 20/25 s přísadami pro zvýšení zpracovatelnosti a urychlení tuhnutí. Kvalita betonu bude kontrolována v průběhu celé betonáže odlíváním kontrolním kostek o straně 100 mm, jež budou následně po předepsané době zraní podrobeny zkouškám v lisu.

Po skončení betonáže bude důkladně zkontrolována hlava piloty. Všechny vady v kvalitě betonu nebo výztuže musí být odstraněny. [1]

Hloubení první úrovně jámy

Potom co piloty dozrají na dostatečnou pevnost, vyhloubí se jáma na první úroveň, tj. 4 m pod terénem (viz řez konstrukcí). Navrtají se otvory do pilot, do nichž se osadí ocelové trny, které se ukotví cementovou zálivkou. Nakonec se na trny připevní kari síť a aplikuje se stříkaný beton.

Převázka a první řada kotev

Mezi piloty se v hloubce 3,5 m navrtají otvory pro smykové kotvy s roztečí 1,8 m. Na piloty se připevní převázka z dvou průměrů tvaru U260 z konstrukční oceli třídy S235.

Skrze otvory v převázce se do vyčištěných vrtů nasunou táhla kotvy délky 21 m, jejichž kořenová část o průměru 175 mm a délky 9 m se zalije cementovou suspenzí. Volná délka táhla se zajistí proti korozi. Po vyzrání injektážní směsi se zkouší kvalita ukotvení, načež se kotva napne na předepsanou předpínací sílu 360 kN.

Hloubení druhé úrovně jámy a druhá řada kotev

Hloubení další úrovně stavební jámy probíhá stejně jako v předchozí fázi. Dno druhé úrovně jámy bude v hloubce 8,5 m. V úrovni 8 m pod terénem se umístí další řada kotev s roztečí 0,9 m. Převázka bude opět tvořena dvěma průměry U220 z oceli S235. Táhla kotev budou mít délku 21 m a kořenová část bude dlouhá 9 m. Druhá řada kotev bude napnuta na předpínací sílu 360 kN.

Dno stavební jámy

Dno výkopu leží v hloubce 12,28 m.

ZÁVĚR

Cílem bakalářské práce bylo navržení a posouzení zajištění teoretické stavební jámy v překonsolidovaném jílu.

Nejprve bylo území, do něhož byla stavební jáma zasazena, podrobeno rozboru z hlediska geologie. Následně byly zhodnoceny geotechnické vlastnosti zeminy.

Stěžejním faktorem při výběru typu konstrukce byl požadavek na možnost trvalého užití. Během vlastního návrhu bylo také dbáno na zabezpečení dostatečné tuhosti konstrukce, která by byla schopná eliminovat deformace na konstrukci vznikající vlivem velkých ohybových momentů, jež jsou důsledkem hluboké stavební jámy.

To beze zbytku splňuje pilotová stěna, která je i z pohledu technologie dostatečně progresivní, a v porovnání s podzemní stěnou také odpadá problém s pažící suspenzí. Pilotová stěna byla tedy navržena jako tangenciální a pro vysokou hloubku byla dvojnásobně kotvená a v patě vetknutá.

Pro vlastní návrh i posouzení zajištění (mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti) se pracovalo s vrcholovými pevnostními charakteristikami jílu. Překonsolidovaný jíl se také vyznačuje velkou tuhostí a ve spojení s dostatečnou tuhostí konstrukce poskytl velice přijatelné deformace.

Nicméně zasazení stavební jámy do území svahových nestabilit volá po razantnějším opatření v podobě výrazného prodloužení délky konstrukce v zemině. Pak je otázkou jestli by se podobná konstrukce vyplatila.

POUŽITÉ ZDROJE

Literatura a skripta

- [1] MASOPUST, Jan; GLISNÍKOVÁ, Věra. *Zakládání staveb*. Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2006, 182 s. ISBN 978-80-7204-538-9
- [2] MASOPUST, Jan. *Speciální zakládání staveb 1 díl*. Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 2004, 182 s. ISBN 80-214-2770-1
- [3] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí příručka k ČSN EN 1997*. Informační centrum ČKAIT, s.r.o. Praha, 2012, 220 s. ISBN 978-80-87438-21-2
- [4] MIČA, L., CHALMOVSKÝ J., FIALA R. a RAČANSKÝ V. *Numerická analýza pažení stavebních jam*. Brno: AN CERM, s. r. o., 2011. ISBN 978-80-7204-773-4
- [5] BOHÁČ, Jan. *Pevnost brněnského téglu v kritickém stavu*. Praha, 2012. Diplomová práce. Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta, Ústav hydrologie, inženýrské geologie a užití geofyziky. Vedoucí práce: Ing. Jan Boháč, CSc.
- [6] FINE, spol. s r.o. *Geo5 user guide cs.pdf, ver. 5.8, www.fine.cz*, 2018.

Obrázky

- [7] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. *Geologická mapa 1:25 000*. [online aplikace]. @2014 [cit. 2018-05-24]. Dostupné z: http://mapy.geology.cz/geocr_25/
- [8] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. *Vrtná prozkoumanost*. [online aplikace]. [cit. 2018-05-24]. Dostupné z: https://mapy.geology.cz/vrtna_prozkoumanost/
- [9] ČESKÁ GEOLOGICKÁ SLUŽBA. *Svahové nestability*. [online aplikace]. [cit. 2018-05-24]. Dostupné z: https://mapy.geology.cz/svahove_nestability/
-

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Zkratky

- VUT – Vysoké učení technické
ČSN – Česká norma nebo Československá státní norma
EN – Evropská norma
ISO – Mezinárodní norma
HPV - Hladina podzemní vody
MS - Mezní stav
EC - Eurokód
GEO - Výpočtový program

Písmena a veličiny

τ - Smykové napětí	[kPa]
σ - Napětí	[kPa]
γ - Objemová tíha	[kN.m ⁻³]
ε - Přetvoření	[-]
E - Modul pružnosti	[MPa]
E_{oed} - Modul edometrický	[MPa]
φ - Úhel vnitřního tření	[°]
c - Koheze (soudržnost)	[kPa]
ν - Poissonovo číslo	[-]
q - Pásové (rovnoměrné) zatížení	[kN.m ⁻¹]
P_k - Předpínací síla	[kN]
Φ - Průměr (kruhového profilu)	[mm]
M - Moment	[kN.m]
V - Posouvající síla	[kN]
k_h - Součinitel tlaku dle Schmitta	[-]
EI - Ohybová tuhost	[MN.m ² .m ⁻¹]
f_{ck} - Pevnost betonu válcová	[MPa]
f_{ctm} - Pevnost betonu v tahu, střední hodnota	[MPa]
E_{cm} - Modul pružnosti betonu, střední hodnota	[MPa]

G - Modul pružnosti ve smyku [MPa]

FS - Stupeň stability svahu [-]

Indexy

vr - Vrcholový

cr - Kritický

oed - Edometrický

a - Aktivní (např. zemní tlak)

sat - Satureovaný

ef - Efektivní

max - Maximální

stab - Stabilizující

destab - Destabilizující

SEZNAM OBRÁZKŮ A TABULEK

Obrázky

obr. 1.1 – Ortofotomapa s katastrální mapou a vyznačením zájmové oblasti	12
obr. 1.2 – Vizualizace objektu v 3D.....	12
obr. 1.3 – Geologická mapa zájmové oblasti [7]	14
obr. 1.4 – Umístění vrtů ve vztahu se stavební jámou	15
obr. 1.5 – Vizualizace stavební jámy se zaznačenými vrty	15
obr. 1.6 – Mapa s vyznačením svahových nestabilit [9].....	19
obr. 1.7 – Legenda mapy svahových nestabilit [9]	20
obr. 1.8 – Pracovní diagram.....	21
obr. 1.9 – Graf závislosti smykového napětí na posunu.....	21
obr. 1.10 – Geotechnický model.....	23
obr. 1.11 – Charakteristický a zjednodušený řez.....	23
obr. 2.1 – Pažení návrh, průběh sil před redistribucí	27
obr. 2.2 – Pažení návrh, průběh sil před sil po redistribuci v aktivní oblasti.....	28
obr. 2.3 - Znázornění klínů, první úroveň	31
obr. 2.4 – Grafické řešení rovnováhy sil, první úroveň	34
obr. 2.5 - Znázornění klínů, druhá úroveň.....	34
obr. 2.6 – Grafické řešení rovnováhy sil, druhá úroveň	37
obr. 2.7 - Statické schéma převázky, první úroveň	38
obr. 2.8 - Statické schéma převázky, druhá úroveň	39
obr. 2.9 – Schéma konstrukce před první iterací	40
obr. 2.10 – Schéma konstrukce během dalších iterací.....	40
obr. 2.11 – Průběh deformací na konstrukce v první etapě.....	42
obr. 2.12 – Průběh deformací na konstrukce v druhé etapě	43
obr. 2.13 – Průběh deformací na konstrukce ve třetí etapě	43
obr. 2.14 – Průběh deformací na konstrukce ve čtvrté etapě	44
obr. 2.15 – Průběh deformací na konstrukce v první etapě.....	44
obr. 2.16 – Smyková plocha, první etapa	46
obr. 2.17 – Smyková plocha, druhá etapa.....	47
obr. 2.18 – Smyková plocha, třetí etapa	47

obr. 2.19 – Smyková plocha, čtvrtá etapa	48
obr. 2.20 – Smyková plocha, pátá, finální etapa	48
obr. 2.21 – Smyková plocha, s reziduálními hodnotami pevnosti zeminy a opravenou hloubkou konstrukce	49

Tabulky

tab. 1.1 – Skladba vrtu "V1"	16
tab. 1.2 – Skladba vrtu "V2"	16
tab. 1.3 – Skladba vrtu "V3"	17
tab. 1.4 – Skladba vrtu "V4"	17
tab. 1.5 – Skladba vrtu "V5"	18
tab. 1.6 – Skladba vrtu "V6"	18
tab. 1.7 – Skladba vrtu "V7"	18
tab. 1.8 – Skladba vrtu "V8"	18
tab. 1.9 – Naražená hloubka podzemní vody v jednotlivých vrtech v závislosti na době provedení vrtu	19
tab. 1.10 – Vstupní parametry pro vrstvu neogenního jílu [4]	23
tab. 2.1 – Parciální součinitele využité v "Pažení návrh"	25
tab. 2.2 – Parametry zeminy použité pro "Pažení návrh"	27
tab. 2.3 - Kombinace momentů a posouvajících sil na pilotě	38
tab. 2.4 - Redukční součinitelé pro návrhový přístup 2	41
tab. 2.5 – Parametry zeminy pro "Pažení návrh"	41
tab. 2.6 - Charakteristiky betonu piloty	42
tab. 2.7 – Parciální součinitele pro návrhový přístup 3	45
tab. 2.8 - Charakteristika zeminy, vrcholové parametry	46
tab. 2.9 - Charakteristika zeminy, reziduální parametry	46
tab. 2.10 - Charakteristika piloty	46

PŘÍLOHY

- 1. Řez konstrukcí**
- 2. Pažení návrh**
- 3. Posudek piloty na vodorovnou únosnost**
- 4. Posudek převázka**
- 5. Pažení posudek**