

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



Bakalářská práce

Most Postřelmov, SO 240, zakládání mostu

Bridge Postřelmov SO 240, Foundations

Vedoucí bakalářské práce: Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

Letní semestr 2018/2019

Anežka Brejchová



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

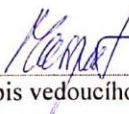
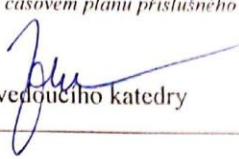
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Brejchová</u>	Jméno: <u>Anežka</u>	Osobní číslo: <u>458979</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Most Postřelmov, SO 240, zakládání mostu</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Bridge Postřelmov SO 240, Foundations</u>	
Pokyny pro vypracování: - vypracovat rešerši geotechnických poměrů na staveništi, - zhodnotit možné alternativy zakládání mostních opěr a opěrné zdi, posoudit je z hlediska proveditelnosti, - vybrat nejvhodnější alternativu zakládání opěr a opěrné zdi a pro vybranou alternativu vypracovat statický výpočet, výkresy tvaru a výztuže a vypracovat technickou zprávu	
Seznam doporučené literatury: Masopust, J.: Zakládání staveb 1, ČVUT 2015 Masopust, J.: Zakládání staveb 2, ČVUT 2017	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Doc.ing.Jan Masopust, CSc</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>21.2.2019</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>26.5.2019</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>26.2.2019</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
---	---

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem ČVUT 1/2009 „O dodržení etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.“

.....

Místo zpracování, celé datum

.....

Podpis

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych poděkovala doc. Ing. Janu Masopustovi, CSc. za odborné vedení a cenné rady při konzultacích a vypracování této bakalářské práce.

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá založením mostního objektu SO240 most Postřelmov. Jsou v ní popsány možnosti založení opěrných zdí, mostních opěr a zdůvodnění výsledného návrhu založení. Práce se skládá z návrhu, posudku, technické zprávy a výkresové části založení.

KLÍČOVÁ SLOVA

Pilota, opěrná zeď, mostní opěry, hlubinné založení, sedání

ABSTRACT

This project focuses on foundations of a bridge structure S0240 – bridge Postrelmov. The report includes assessment of different options of retaining wall and bridge abutment foundations and evaluation of the most feasible solution for given structure. The project incorporates the design, evaluation, technical report and drawings of the foundations.

KEYWORDS

Pile, retaining wall, bridge abutment, deep foundations, settlement

Obsah

1	ÚVOD	9
2	ZALOŽENÍ MOSTNÍCH OPĚR	10
2.1	Plošné založení.....	10
2.2	Hlubinné založení	10
2.2.1	Piloty	10
2.2.2	Mikropiloty.....	11
2.2.3	Trysková injektáž	12
3	ZALOŽENÍ OPĚRNÝCH ZDÍ.....	12
3.1	Gravitační zeď a úhlová zeď.....	12
3.2	Gabionové zdi.....	13
3.3	Prefabrikované zdi s vyztuženou zeminou	13
4	MOST SO 240 POSTŘELMOV	14
4.1	Popis stavby	14
4.2	Geotechnické poměry na staveništi.....	15
4.2.1	Geologické a hydrogeologické poměry	15
4.2.2	Geologický profil	17
4.3	Návrh opěrné zdi	18
4.3.1	Zatížení	18
4.3.1.1	Aktivní tlak	18
4.3.1.2	Zatížení dopravou.....	21
4.3.2	Posouzení úhlové zdi.....	21
4.3.2.1	Posouzení podle mezního stavu porušení	22
4.3.2.2	Posouzení mezního stavu použitelnosti	24
4.3.2.3	Výpočet únosnosti úhlové zdi	28

4.3.2.3.1	Typ opěrné stěny 1	29
4.3.2.3.2	Typ opěrné stěny 2	42
4.3.2.3.3	Typ opěrné stěny 3	45
4.3.2.3.4	Typ opěrné stěny 4	48
4.3.2.3.5	Návrh výztuže	51
4.4	Návrh založení mostních opěr	55
4.4.1	Posouzení piloty	55
4.4.1.1	Svislá únosnost piloty ve stlačitelném podloží	55
4.4.1.2	Vodorovná únosnost piloty	61
4.4.1.3	Výpočet únosnosti piloty	62
4.4.1.3.1	Zatížení na pilotu	63
4.4.1.3.2	Geologický profil pro výpočet	64
4.4.1.3.3	Geotechnické charakteristiky pro výpočet	64
4.4.1.3.4	Svislá únosnost piloty	65
4.4.1.3.5	Vodorovná únosnost piloty	67
4.4.1.3.6	Návrh výztuže	69
4.5	Technická zpráva	72
4.5.1	Identifikační údaje	72
4.5.2	Základní údaje	72
4.5.3	Přehled výchozích podkladů	73
4.5.4	Geologické a hydrogeologické podmínky	73
4.5.5	Technické řešení	75
4.5.5.1	Založení mostních opěr	75
4.5.5.2	Opěrné zdi	75
4.5.6	Technický postup provádění	75
4.5.6.1	Založení mostních opěr	75
4.5.6.1.1	Vrtání	75
4.5.6.1.2	Přípravné práce před betonáží	76
4.5.6.1.3	Betonáž	76
4.5.6.1.4	Dokončovací práce	76
4.5.6.1.5	Povolené výrobní tolerance	76

4.5.6.2	Založení opěrných zdí	77
4.5.7	Bezpečnost při užívání stavby	77
4.5.8	Závěr	77
5	ZÁVĚR.....	78

1 Úvod

Cílem této práce je navrhnout vhodnou alternativu založení mostních opěr a opěrných zdí. Úvodem se bude práce zabývat obecným popisem založení mostních opěr a opěrných zdí, v dalších částech se již bude zabývat založením SO240 most Postřelmov. Pro založení bude vypracována rešerše geotechnických poměrů v místě daného staveniště. Dle zjištěných geotechnických poměrů bude následně zhodnocená vhodnost založení dané alternativy. Pro vybranou alternativu založení bude vypracován statický výpočet, výkres tvaru a výztuže a technická zpráva.

2 Založení mostních opěr

2.1 Plošné založení

Plošné základy přenáší zatížení z dříku mostní opěry do základové půdy pomocí plochy základové spáry, tato plocha se obvykle navrhuje vodorovná. Návrh plošného základu závisí na geotechnických poměrech na staveništi, klimatických podmínkách a použité technologii provádění. Posuzují se oba mezní (1. MS a 2. MS). Dimenze základu se navrhují podle posouzení 1. a 2. mezního stavu. Plošné základy jsou základové pasy, patky a desky. [1]

2.2 Hlubinné založení

V případě, že zemina není dostatečně únosná nebo je sedání plošného základu nadměrně velké či by byla technologie provedení složitá (např. zakládání pod hladinou podzemní vody), je nutno přistoupit k hlubinnému založení. Dalším faktorem, kvůli kterému se volí hlubinné založení, je ekonomické hledisko, z důvodu nadměrné kubatury betonu u plošného základu. Mezi hlubinné založení patří piloty, mikropiloty, trysková injektáž a dnes již málo používané studně a kesony. Součástí založení je základový pas nebo patka. Ty bývají mohutné a silně vyztužené, z důvodu správné funkce přenesení soustředného zatížení z hlubinného založení do dříku opěry. [1, 2]

2.2.1 Piloty

Piloty dělíme na vrtané (replacement) a ražené (displacement). Na území České republiky se nejčastěji setkáme s vrtanými pilotami z důvodů geotechnických poměrů, které jsou velice rozmanité po celém našem území. Obvykle se ale jedná o poloskalní podloží, do kterého se vrtaná pilota může vetknout a to se nachází v poměrně malé hloubce (cca 10 – 20 m). [1]

U vrtaných pilot je zapotřebí zvážit několik možností:

- zda se vrt bude pažit, a když už se tedy bude pažit, tak jakým způsobem (pažení pomocí ocelové pažnice nebo suspenze),
- jestli budou vyztužené nebo z prostého betonu (tato možnost se volí pouze v případě, že pilota je tlačena a prostředí, ve kterém se nachází, není náchylné na ztrátu stability),
- technologii betonáže, u které výběr ovlivňuje, zda bude provedena do suchého vrtu, pod vodou či pod pažící suspenzí,

- technologii vrtání klasickým způsobem (oddělené vrtání od betonáže) či technologii CFA (vrtání probíhá souběžně s betonáží). [1]

Technologie CFA nelze použít, pokud se v geologickém profilu vyskytují velké balvany nebo soudržné zeminy s $c_u < 15$ kPa a případně v senzitivní jíly a spraše. Naopak je vhodná v nesoudržných zeminách. Technologie není omezená tím, že je zemina zvodnělá nebo suchá. [1]

Ražené piloty se nejčastěji v České republice provádějí technologií Franki. Mezi její klady patří:

- kvalitnější beton, který je odolný vůči agresivními prostředí,
- drsný dřík, díky kterému je zatížení přenášené dříkem efektivnější,
- pata má větší průměr oproti dříku. [1]

Mezi zápory:

- není vhodné ji používat v zastavěných oblastech z důvodu velkých dynamických účinků, které by mohly ovlivnit okolní zástavbu,
- omezené použití v zeminách (např. není vhodné v soudržných zeminách a v takových, kde se nacházejí velké balvany),
- v suchých zeminách hrozí, že zemina odsaje vodu z betonu a ten se následně spálí. [1]

Přes všechny své zápory je vhodným typem hlubinného založení pilota provedená klasickým způsobem vrtání, jelikož u pilot CFA a ražených pilot technologie neumožňuje provést dostatečné vyztužení. V hlavě piloty vzniká velké příčné a ohybové namáhání od vlastní tíhy mostu, zeminy a od dopravy, kvůli kterému je zapotřebí navrhnout dostatečný počet výztuže, která bude schopná toto zatížení přenést.

2.2.2 Mikropiloty

Mikropilota je štíhlý prvek, který se volí z důvodů, kdy je nutno provádět vrtání ve stísněných podmínkách či ve špatně vrtatelné základové půdě. Mikropiloty jsou schopné přenášet tlaková, tahová i příčná namáhání. Mikropiloty jsou dle vyztužení děleny na mikropiloty s trubní výztuží, armokošové a tyčové. [1]

Mikropilota jako hlubinné založení mostní opěry je nevhodná ze stejného důvodu jako piloty CFA a ražené, jelikož u nich není možno provést dostatečné vyztužení. Další důvodem je také cena, jelikož technologie vrtaných pilot vychází cenově výhodněji.

2.2.3 Trysková injektáž

„Trysková injektáž je metoda zlepšování vlastností základové půdy založená na rozrušení struktury základové půdy v okolí vrtu vysokou mechanickou energií tryskaného média.“ [1].

Trysková injektáž se dělí dle metody provádění na jednofázový systém (rozrušení zeminy jedním médiem, převážně cementovou suspenzí), dvojfázový systém vzduchový (rozrušení zeminy dvěma médii, vzduchem a převážně cementovou suspenzí) nebo vodní (rozrušení zeminy dvěma médii, vodou a převážně cementovou suspenzí) a trojfázový (rozrušení zeminy třemi médii, vzduchem, vodou a převážně cementovou suspenzí). [1]

Technologie provádění je u trykové injektáže složitá a cenově náročná, ale na druhou stranu najde rozsáhlé uplatnění v oboru speciálního zakládání (např. podchycování stávajících objektů, těsnění stěn a dna stavební jámy, možnost založení u novostaveb místo pilot). [1]

Problém využití u mostních opěr je, že trykovou injektáž není z důvodu technologie možno vyztužit a tedy není schopná se vypořádat s příčným a ohybovým namáháním, které se přenáší z mostních opěr.

3 Založení opěrných zdí

3.1 Gravitační zeď a úhlová zeď.

Častým případ opěrných zdí jsou gravitační stěny, které zadržují zeminu díky vlastní hmotnosti. Jako materiál se využívá kámen a prostý beton. [1]

Úhlová zeď zadržují zeminu nejen díky vlastní hmotnosti, ale také pomocí stabilizující tíhy spolupůsobící zemině, z toho důvodu konstrukce není tak masivní jako gravitační zeď. Jako materiál se využívá železobeton. [1]

Způsob založení je stejný jako u mostních opěr, a to plošné nebo hlubinné (viz. kapitola 2). Rozdílem u zakládání opěrné zdi je, že založení není namáháno

velkými příčnými a ohybovými silami tak, jako u mostních opěr a proto v případě, kdy plošné založení není vhodné (např. neúnosná zemina, velké sedání), je hlubinné založení možno navrhovat jako CFA piloty, ražené piloty, mikropiloty či tryskovou injektáž. Z ekonomického hlediska je však výhodnější přiklonit se spíše k návrhu vrtaných pilot.

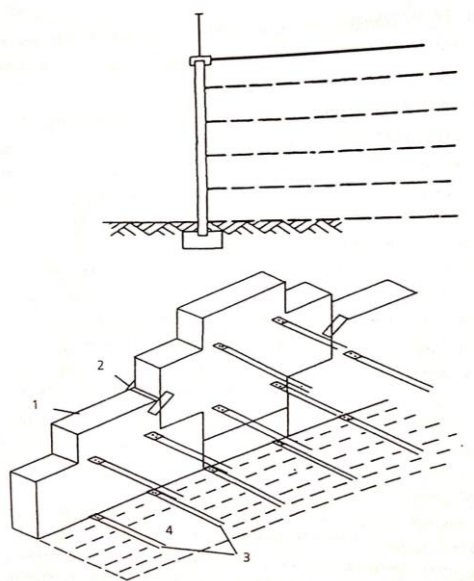
3.2 Gabionové zdi

Gabionová zeď může být provedena jako gravitační zeď, která je tvořena drátěnou klecí vyplněnou kamenivem, avšak oproti gravitační zdi z betonu či kamene je méně účinná. Únosnější variantou je kombinace gabionové zdi s vyztuženou zeminou. Ani tato varianta není bez problémů, konstrukce je náchylná k vandalismu a ke korozi. [3]

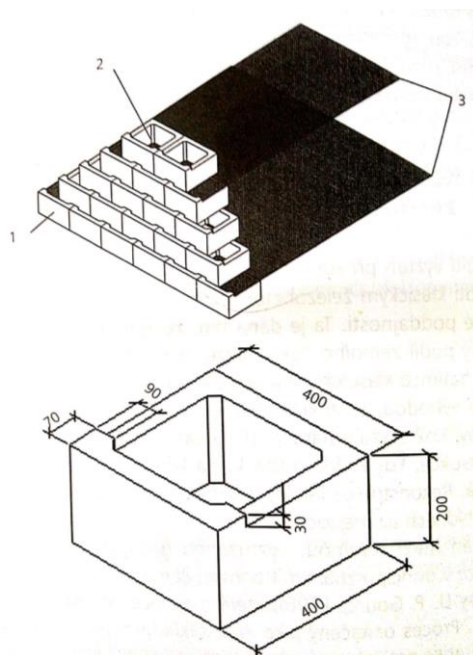
3.3 Prefabrikované zdi s vyztuženou zeminou

Rozdělení prefabrikátu je podle velikosti, a to na velké (viz. Obrázek 3.1a) a malé (viz. Obrázek 3.1b). Tvar velkých prefabrikátových dílců tvoří obrazce, které nemají průběžnou spáru a dílce jsou spojeny s geosyntetickými výztuhami. Malé prefabrikované dílce jsou obvyklé duté cihly větších rozměrů. K cihlám není geosyntetika připevněná, ale spolupůsobení zajišťuje tření. [3]

a



b

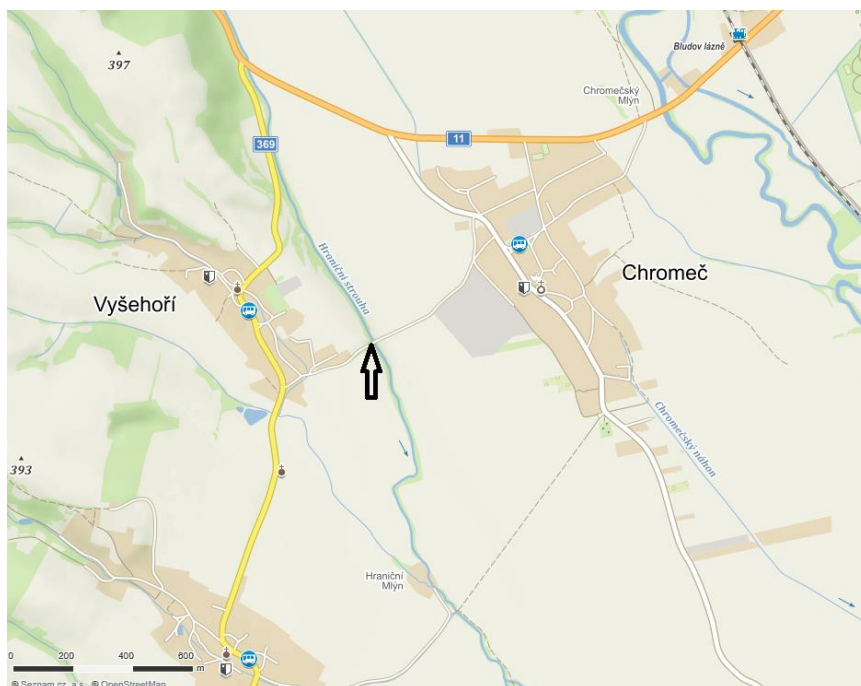


Obrázek 3.1 a - vyztužené stěny z velkých prefabrikátů, b - vyztužené stěny z malých prefabrikátů [3]

4 Most SO 240 Postřelmov

4.1 Popis stavby

Mostní objekt SO 240 se nachází mezi obcemi Chromeč a Vyšehoří a převádí silnici II/369 přes Hraniční strouhu (dříve Mlýnský náhon), která je součástí SO 120.



Obrázek 4.1 Mapa umístění mostního objektu [4]

Mostní objekt je navržen jako masivní otevřená rámová železobetonová konstrukce, která má horní mostovkou. Délka mostu je 44,5 m a trasa, kterou je vedený, je směrově v pravotočivém oblouku o poloměru 150 m a výškové klesání je 5,8%. Hraniční strouha je odkloněná od navržené přeložky o 60°. Mostní objekt má délku přemostění 4,523 m, šířku mostu 9,8 m, volnou šířku mostu 8,2 m, výšku mostu 3,01 a stavební výšku 0,63m. K mostním opěrám jsou zavěšená křídla a od křídel jsou oddílatované naváděcí zídky, které slouží k navádění chráněných živočichů pod most.

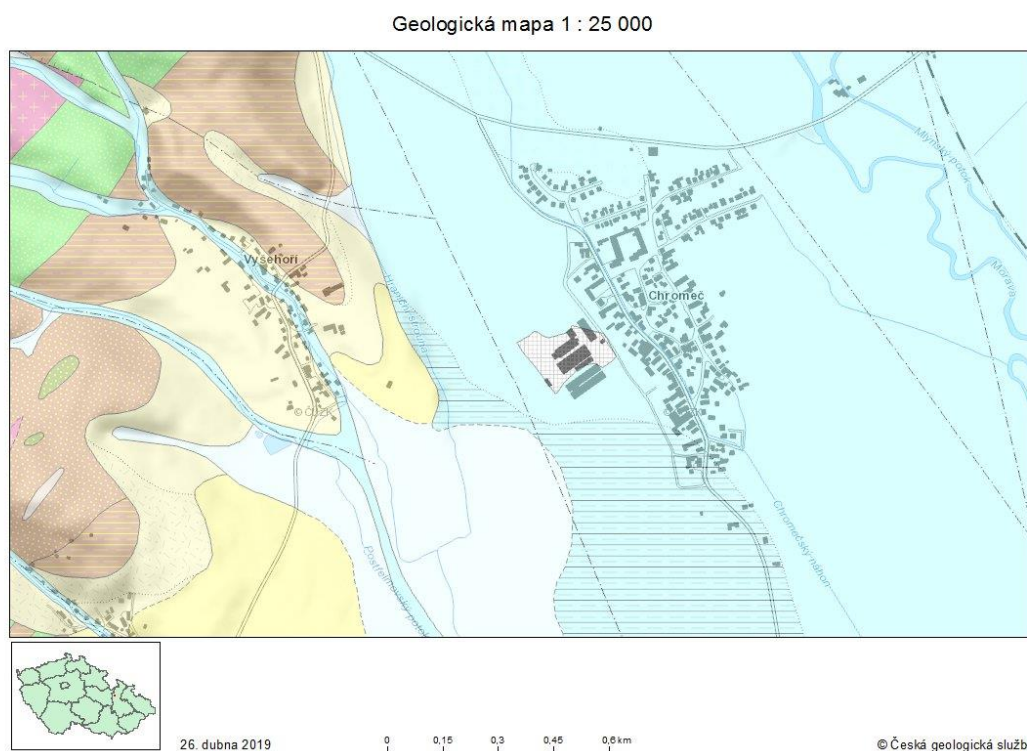
Mostní opěry 1 a 2 a křídla 1P, 1L a 2L jsou vetknuty do základového bloku o výšce 1 m a šířce 1,150 m, který je založený na pilotách o průměru 750/620 mm a délce 6 m. Hlava piloty je ve výškové úrovni 304,580 m.

Naváděcí zídky jsou navrženy jako železobetonové úhlové stěny, které jsou založené na základovém pasu a jsou po 4 metrech oddílatované od sebe.

4.2 Geotechnické poměry na staveništi

4.2.1 Geologické a hydrogeologické poměry

Staveniště se nachází na území českého masívu. Kvartérní pokryv se skládá z deluviofluviálních a písčitohlinitých sedimentů, fluviálních hlín a přeplavené sprašové hlíny. Proterozoikum je složeno z pararul. Dle regionální geologie území v patří do orlicko-sněžnického krystalnikuma. [5]

















Obr. 4.2 Geologická mapa [5]

Tektonická linie

- · · · zlom zakrytý
- — zlom předpokládaný
- zlom ověřený
- + · · zlom s násunovou kinematikou zakrytý

Geologická jednotka

	m_g_z	migmatizovaná rula až migmatit, místy fylonitizovaná
	$d_k Q$	deluviální hlinitokamenité sedimenty
	Qh	deluviofluviální písčitohlinité sedimenty
	e_{Qp}	spraše a sprašové hlíny
	q^z	živcový kvarcit
	$f_s Qh$	fluviální, převážně písčité štěrky
	d_Q	deluviální hlinitopísčité sedimenty s eolickou příměsí
	d_z	ultrabazické horniny místy serpentinizované
	A_z	amfibolit, místy gabroamfibolit
	td_z	biotitický až amfibol-biotitický granodiorit až křemenný diorit ("tonalit")
	a_Q	antropogenní uloženiny
	$f_h Qh$	fluviální hlíny, přeplavené sprašové hlíny
	p_{g_z}	perlová rula
	f_{Qh}	fluviální hlíny, písky až písčité štěrky

Obrázek 4.3 Legenda k geologické mapě [5]

Dle geotechnického průzkumu bylo zjištěno, že kvartérní pokryv sahá do hloubky až 7,9 m p. t.. Kvartén-holocén je tvořen ornici z písčité hlíny, pod kterou se nachází fluviální a deluviofluviální jíly s místy jemně písčité. Jíly mají nízkou až střední plasticitu. Holocén sahá do hloubky 5 m p. t.. Kvartén-pleistocén se je tvořen fluviální a deluviofluviální písky, které mají příměs jemnozrné frakce a štěrků. Vrstvá sahá do hloubky 6,9 m p. t.. Pod písky s příměsí stěrku se nachází proterozoikum. Proterozoiku se nachází eluviální ruly, které dosahují hloubky cca 7,3 m p. t.. Vrtné práce u sondy J167 byly ukončeny v hloubce 11,5 m p. t., do této hloubky byly pod eluviálními rulami dvojslídne pararuly v různém stupni zvětrávání.

Ustálená podzemní voda byla stanovena na výškovou kótu 301,2 m n. m. Zvodeň je lehce napjatá, po naražení se zvedá o několik desítek cm. Voda je neagresivní. Bludné proudy nebyly v geotechnickém průzkumu popsány.

4.2.2 Geologický profil

Na místě byly provedené dvě sondy HJ166 do hloubky 8,2 m p. t. a sonda J167 do hloubky 11,5 m p. t. Rozdělení zemin bylo do 5 geotechnických jíílů. U sondy J167 byla zjištěna naražená podzemní voda v hloubce 5,7 m p. t. a zjištěna ustálená ve stejné výšce. U sondy hJ166 byla zjištěna naražená podzemní voda v hloubce 6,7 m p. t. a ustálená hladina podzemní vody v hloubce 6,1 m p. t..

Tabulka 4.1 Geologický profil

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída - symbol ČSN 73 6133	Max. do hloubky (m)	Max. mocnost (m)
GT2A	Kvartér	F5, F6	5	4,6
GT3	Kvartér	G3, G4	6,9	1,9
GT4	Kvartér	S3	6,6	1,1
GT5A	Proterozoikum	R6 – R5	7,3	0,4
GT5B	Proterozoikum	R5 – R4	>8,2	>0,9

Tabulka 4.2 Geotechnické charakteristiky

Geotechnický typ	Objemová tíha γ [kN.m-3]	Modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	Soudržnost c_{ef} [kPa]	Úhel vnitřního tření ϕ_{ef} [°]	Koeficient filtrace k_f [m.s ⁻¹]	Těžitelnost dle ČSN 733050	Těžitelnost dle TKP 4	Vrtatelnost pro piloty (VC 800-2)																																																													
GT2A	19,0	4	0,40	14	20	1.10-8	2	I	I																																																													
	20,0	7	0,42	22	25	1.10-9				GT3	19,0	70	0,25	0	30	1.10-3	3	I	I	19,5	90	0,30	4	35	1.10-5	GT4	17,5	8	0,30	0	27	1.10-4	2	I	I	18,5	15	0,35	6	32	1.10-7	GT5A	24,0	50	0,30	2	24	1.10-7	3	I	I	25,0	60	0,35	6	30	1.10-7	GT5B	25,0	600	0,20	30	150	1.10-6	5	II	II	26,0	1100	
GT3	19,0	70	0,25	0	30	1.10-3	3	I	I																																																													
	19,5	90	0,30	4	35	1.10-5				GT4	17,5	8	0,30	0	27	1.10-4	2	I	I	18,5	15	0,35	6	32	1.10-7	GT5A	24,0	50	0,30	2	24	1.10-7	3	I	I	25,0	60	0,35	6	30	1.10-7	GT5B	25,0	600	0,20	30	150	1.10-6	5	II	II	26,0	1100		40	200	1.10-6	6												
GT4	17,5	8	0,30	0	27	1.10-4	2	I	I																																																													
	18,5	15	0,35	6	32	1.10-7				GT5A	24,0	50	0,30	2	24	1.10-7	3	I	I	25,0	60	0,35	6	30	1.10-7	GT5B	25,0	600	0,20	30	150	1.10-6	5	II	II	26,0	1100		40	200	1.10-6	6																												
GT5A	24,0	50	0,30	2	24	1.10-7	3	I	I																																																													
	25,0	60	0,35	6	30	1.10-7				GT5B	25,0	600	0,20	30	150	1.10-6	5	II	II	26,0	1100		40	200	1.10-6	6																																												
GT5B	25,0	600	0,20	30	150	1.10-6	5	II	II																																																													
	26,0	1100		40	200	1.10-6				6																																																												

4.3 Návrh opěrné zdi

Pro návrh opěrné zdi jsem vycházela z podkladů, kde byla uvažována úhlová stěna. Úhlová stěna je vhodnější oproti gravitační stěně tím, že využívá vlastní tíhu zeminy k tomu, aby se opěrná stěna nepřeklopila, vytváří tzv. zemní klín. Díky zemnímu klínu je aktivní zemní tlak, který působí na dřík opěry, snížen.

Založení bylo navrženo plošné, jelikož základová zemina pod základovou spárou vyšla dostatečně únosná a sedání vyšlo minimální s danými rozměry základu, nebylo tedy nutné volit hlubinné založení.

4.3.1 Zatížení

Uvedené vzorce pro výpočet tlaků jsou převzaty z publikací [1] [3].

4.3.1.1 Aktivní tlak

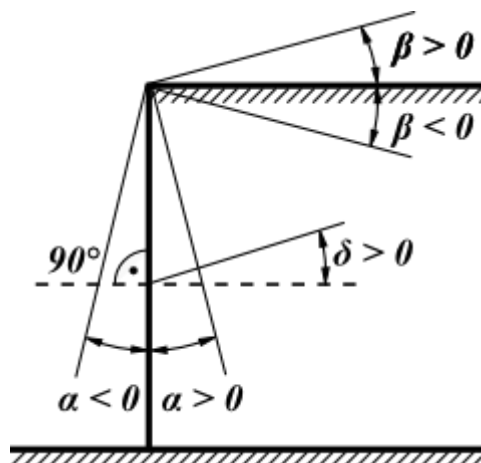
Aktivní zemní tlak se využije pro posouzení konstrukce na mezní stav porušení a na deformace základové půdy.

V případě, že parametry sklonu rubu konstrukce α , třecí úhel mezi konstrukcí a zeminou δ a sklonem terénu β jsou nulové (viz. Obrázek 4.4), tak se výpočet aktivního tlaku spočítá dle Rankinova stavu, kde koeficient aktivního tlaku K_a je

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad 4.1$$

kde φ je úhel vnitřního tření,

δ je třecí úhel mezi konstrukcí a zeminou, třecí úhel je v rozmezí ($1/3\varphi$ až $2/3\varphi$)



Obrázek 4.4 Znaménková konvence pro výpočet zemních tlaků [6]

Častějším případem je, že parametry α , δ , β jsou nenulové a koeficient aktivního tlaku K_a se počítá dle Coulumbovy teorie. Vztah pro koeficient K_a je následující

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad 4.2$$

Napětí při zemním tlaku σ_a je

$$\sigma_a = \gamma \cdot h \cdot K_a \quad 4.3$$

kde γ je objemová tíha zeminy,

h je mocnost vrstvy zeminy.

Výslednice aktivního zemního tlaku S_a má vztah následující

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \quad 4.4$$

Aktivní zemní tlak u Coulumbovy teorie nepůsobí kolmo, ale je odkloněn o třecí úhel δ . Vodorovná a svislá složka se spočte dle rovnic

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad 4.5$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad 4.6$$

kde σ_{ax} je vodorovné napětí od aktivního zemního tlaku,

4.3.1.2 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou působí na opěru jako přírůstek napětí od aktivního tlaku $\Delta\sigma_a$. Pro plošné zatížení f_a se spočte dle vztahu

$$\Delta\sigma_a = f_a \cdot K_a \quad 4.12$$

4.3.2 Posouzení úhlové zdi

Pro mezní stav porušení se používají návrhové přístupy NP1 a NP2 a pro deformace se používá návrhový přístup NP3 podle ČSN 73 0037 dle typu GEO.

Návrhový přístup 1 (NP1):

1. Kombinace 1: „A1“ + „M1“ + „R1“
2. Kombinace 2: „A2“ + „M2“ + „R1“

Návrhový přístup 2 (NP2):

1. Kombinace „A1“ + „M1“ + „R2“

Návrhový přístup 3 (NP3):

1. Kombinace: „(A1 nebo A2)^{x)}“ + „M2“ + „R3“

x) Dílčí součinitele typu A1 se použijí na zatížení konstrukce, A2 pak na geotechnické zatížení.

Tabulka 4.3 Dílčí součinitele zatížení γ_G nebo účinků zatížení γ_Q [1]

Zatížení		Značka	Soubor	
			A1	A2
stálé	nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
proměnné	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0	0

Tabulka 4.4 Dílčí součinitele parametrů základové půdy γ_M [1]

Parametr zeminy	Značka	Soubor	
		M1	M2
úhel vnitřního tření ^{x)}	γ_φ	1,00	1,25
efektivní soudržnost	γ_c	1,00	1,25
neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00

^{x)} Tento součinitel se použije pro $\tan \varphi$

Tabulka 4.5 Dílčí součinitele únosnosti γ_R [1]

	Značka	Soubor		
		R1	R2	R3
únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

4.3.2.1 Posouzení podle mezního stavu porušení

Posouzení mezního stavu porušení bude podle návrhových přístupů NP1 a NP2. Postup výpočtu je převzat z publikace [1].

Svislá návrhová únosnost základové spáry R_d musí být větší nebo rovna napětí v základové spáře σ_d .

$$R_d \geq \sigma_d \quad 4.13$$

Pro napětí v základové spáře je zapotřebí zjistit návrhovou sílu N_d , návrhový moment M_d ke středu základové spáry a excentricitu působení sil e . Excentricita e je dle rovnice

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad 4.14$$

Napětí v základové spáře je dle rovnice

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{ef}} \quad 4.15$$

kde A_{ef} je efektivní plocha základu.

Svislá návrhová únosnost základové spáry R_d je dle vztahu

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad 4.16$$

kde c_d je soudržnost zemin,

N_c , N_q a N_γ jsou součinitele únosnosti závislé na úhlu vnitřního tření φ ,

b_c , b_q , b_γ jsou součinitele vlivu sklonu α základové spáry,

s_c , s_q , s_γ jsou součinitele vlivu, které jsou dány podle tvaru základu

i_c , i_q , i_γ jsou součinitele vlivu šikmosti vyvolané vodorovnou silou H_d ,

D je hloubka od upraveného terénu k základové spáře,

B_{ef} je efektivní šířka základu,

γ_1 je objemová tíha zeminy nad základovou spárou,

γ_2 je objemová tíha zeminy pod základovou spárou.

Součinitele z návrhové únosnosti základové spáry jsou dle následujících rovnic

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \varphi} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad 4.17$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg \varphi \quad 4.18$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \varphi \quad 4.19$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg \varphi)^2 \quad 4.20$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) \quad 4.21$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \cdot \sin \varphi \quad 4.22$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad 4.23$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \quad 4.24$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg\varphi} \right)^m \quad 4.25$$

$$i_\gamma = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tg\varphi} \quad 4.26$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg\varphi} \right)^{m+1} \quad 4.27$$

kde H_d je vodorovná síla,

m je dáno rovnicí

$$m = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} \quad 4.28$$

Základ je třeba také posoudit na vodorovnou únosnost $R_{h,d}$, kde musí splnit podmínku

$$R_{h,d} \geq H_d \quad 4.29$$

Vodorovná únosnost se spočte dle vztahu

$$R_{h,d} = N_d \cdot \tg\varphi \quad 4.30$$

4.3.2.2 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Posouzení mezního stavu použitelnosti bude podle návrhového přístupu NP3. Postup výpočtu je převzat z publikace [1].

U základové zeminy se předpokládá, že se chová jako pružný poloprostor, kde se zatížení šíří do hloubky podle intenzity zatěžování, rozložení zatížení a tvaru základové spáry. U základu je třeba zjistit jeho tuhost k , kvůli předpokladu, zda se zatížení bude přenášet lineárně nebo nelineárně. Lineární průběh má v případě, kdy $k > 1$. Tuhost základu se spočte dle vztahu

$$k = \frac{E_b}{E_{def,pr}} \cdot \left(\frac{t}{B}\right)^3 \quad 4.31$$

kde E_b je modul pružnosti betonového základu,

$E_{def,pr}$ je průměrná velikost modulu deformace základové půdy do hloubky $2B$ pod základovou spárou,

T je tloušťka základu,

B je šířka základu.

Následný popis výpočtu je pro tuhý základ.

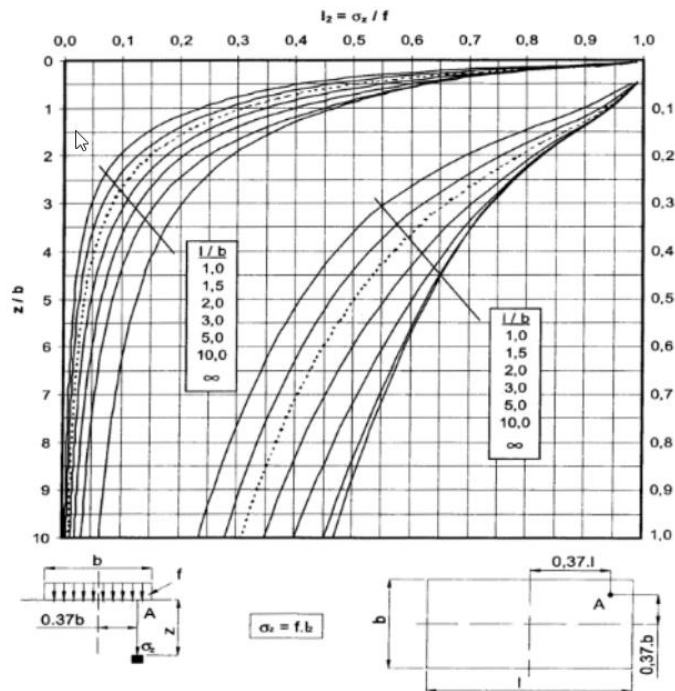
Pro výpočet sedání se používají charakteristické hodnoty. Průběh napětí se spočte dle vztahu

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{0,1} \cdot I \quad 4.32$$

kde $\sigma_{0,1}$ je přetížení základové spáry, které je rovno rozdílu původního geostatického napětí $\sigma_{or,0}$ od kontaktního napětí σ_0 , dle vztahu

$$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \sigma_{or,0} \quad 4.33$$

Příčinkový součinitel sedání závisí na tvaru základu a průběhu zatížení v základové spáře. Pro častý případ rovnoměrného zatížení pod obdélníkovým půdorysem základu se určí podle Obrázek 4.6.



Obrázek 4.6 Průběh příčinkového součinitele sedání I_2 pro charakteristický pod obdélníku [1]

Konečné sedání pod příslušným bodem plochy základové spáry se vypočte podle vzorce

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{z,i} - m \cdot \sigma_{or,i}) \cdot h_i}{E_{oed,i}} \quad 4.34$$

kde m je opravný součinitel, podle ČSN EN 1997-1 je $m = 0,2$,

h_i je mocnosti v i -té vrstvy,

$E_{oed,i}$ je charakteristická velikost edometrického modulu přetvárnosti i -té vrstvy.

$E_{oed,i}$ je závislé na Poissonově čísle ν a modulu přetvárnosti E_{def} . Vztah je následující

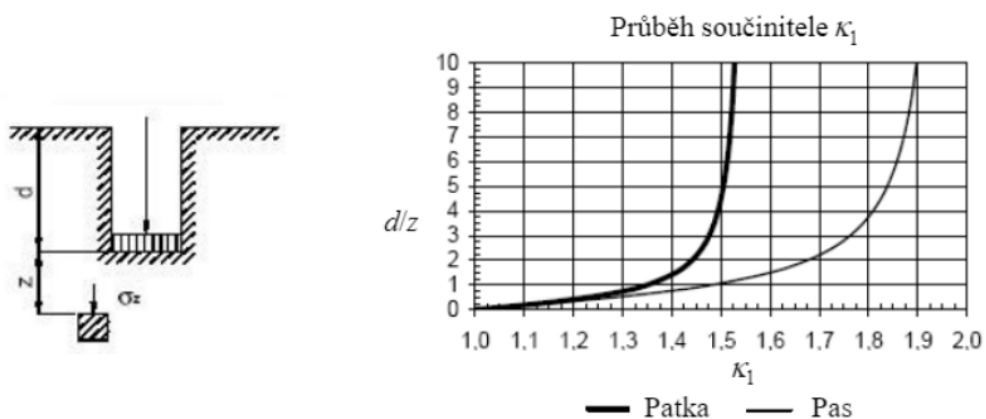
$$E_{oed,i} = \frac{E_{def}}{\beta} \quad 4.35$$

kde β je dána vztahem

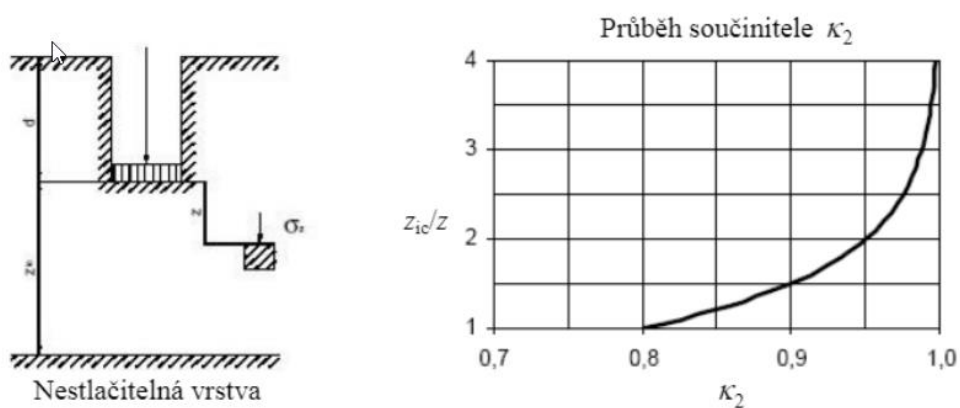
$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \quad 4.36$$

Pro určení přesnějšího původního geostatického napětí se používá upravená vzdálenost z_{ri} , kde se zohledňuje hloubka založení D pomocí součinitele κ_1 (viz. Obrázek 4.7) a hloubka nestlačitelného podloží z_r pomocí součinitele κ_2 (viz. Obrázek 4.8). Rovnice pro z_{ri} je

$$z_{ri} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z_i \quad 4.37$$

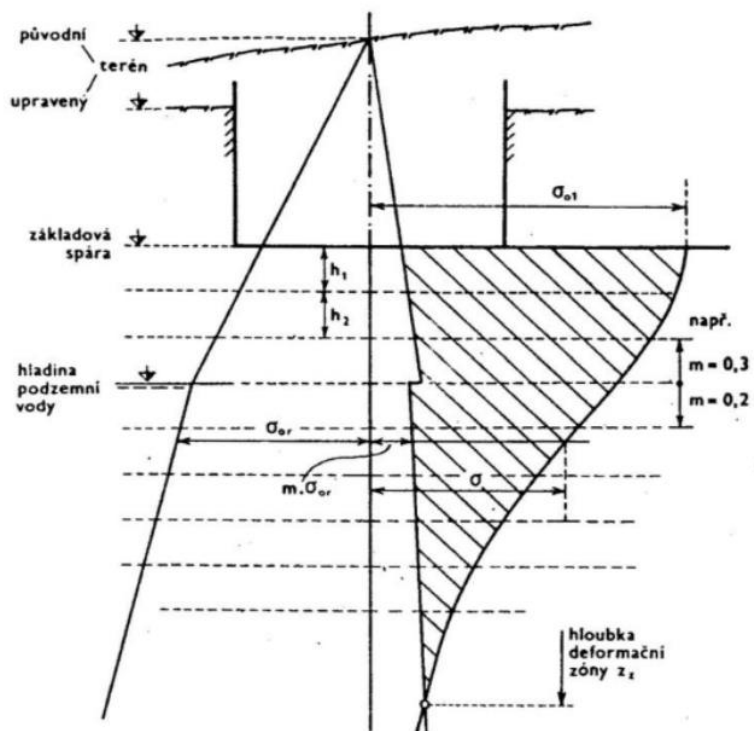


Obrázek 4.7 Průběh součinitele κ_1 [1]



Obrázek 4.8 Průběh součinitele κ_2 [1]

Statické schéma podle, kterého vychází sedání je dle Obrázek 4.9.



Obrázek 4.9 Statické schéma pro výpočet konečného sedání [1]

4.3.2.3 Výpočet únosnosti úhlové zdi

Geotechnické charakteristiky jsou dle tabulky níže (viz. Tabulka 4.6).

Tabulka 4.6 Geotechnické charakteristiky pro výpočet úhlové stěny

Vrstva	Třída	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	E_{def} (MPa)	ν (-)	c_{ef} (kPa)	φ_{ef} ($^{\circ}$)
1	F5, F6	19	4	0,40	18	22
2	S3	17,5	8	0,30	0	28
3	G3, G4	19	70	0,25	0	30
4	R5 – R4	25	600	0,20	30	15

Geotechnický profil pro výpočet je stanovený dle Tabulka 4.1. Pro zjednodušení byly zanedbány vrstvy zeminy R6 – R5 z důvodu malé mocnosti. Geotechnický profil pro opěrnou stěnu je podle tabulky níže. Hladina podzemní vody je na úrovni $l_i = 6,13$ m p. t. (+301,3 m. n. m.).

Tabulka 4.7 Geologický profil pro úhlovou zeď

Vrstva	Třída	l_i	h_i
		(m p. t.)	(m)
0	Ornice	0,4	0,4
1	F5, F6	0,4	3,5
		3,9	
2	S3	3,9	0,95
		4,85	
3	G3, G4	4,85	2,05
		6,9	
4	R5 – R4	>6,9	-

4.3.2.3.1 Typ opěrné stěny 1

Opěrná úhlová stěna má dřík široký 0,550 m a vysoký 3,39 m. Je založena na plošném základu o šířce 2,8 m a výšce 0,6 m). Pro úhlovou zeď je navržený beton C20/25. Modul deformace E_b pro beton C20/25 je 26,5 GPa.

Úroveň základové spáry je 2,4 m p. t. pod úrovní původního terénu (+305,240 m n. m.). Upravený terén na lící straně opěrné zdi je 1,2 metru nad úrovní základové spáry (+306,440 m n.m.). Sklon terénu na rubu opěrné zdi je 0° .

Za rubem zdi je navržená zemina S3 s parametry $\varphi_{1,ef} = 28^\circ$, $\gamma_1 = 17,5 \text{ kN/m}^3$, $c_{1,ef} = 0$ a pod základovou spárou je zemina F5, F6 s parametry jsou $\varphi_{2,ef} = 22^\circ$, $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$, $c_{2,ef} = 18 \text{ kPa}$.

Charakteristické zatížení od dopravy f_a je $16,7 \text{ kN/m}^2$.

Dále následuje výpočet dle kapitol 4.3.2.1 a 4.3.2.2. Pro výpočet byl použitý program Excel 2016.

1) NP1a: „A1“ + „M1“ + „R1“

- Pro A1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$.
- Pro M1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_\varphi = 1$; $\gamma_Y = 1$; $\gamma_C = 1$.
- Pro R1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_{R,y} = 1$; $\gamma_{R,h} = 1$.

a) Zatížení

- Výpočet tvaru zemního klínu

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(\varphi_1 - \beta) \cdot \cos(\alpha + \varphi_1)}{2 \operatorname{tg} \varphi_1 \cdot \cos(\alpha - \beta)}$$

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(28 - 0) \cdot \cos(\alpha + 28)}{2 \operatorname{tg} 28 \cdot \cos(\alpha - 0)} \rightarrow \alpha = 31^\circ$$

$$\theta_{as} = 90 - \alpha = 90 - 31 = 59^\circ$$

$$\theta_a = \alpha + \varphi_1 = 31 + 28 = 59^\circ$$

- Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách

$$G_{1k} = \gamma_{zb} \cdot b_1 \cdot h_1 = 25 \cdot 0,55 \cdot 3,39 = 46,61 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = \gamma_{zb} \cdot b_2 \cdot h_2 = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,6 = 42,00 \text{ kN/m}$$

$$G_{3k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot b_3 \cdot h_3 = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 1,65 \cdot 2,75 = 44,60 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak

- o Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,1}$ působící rub zemního klínu

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(28 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 28) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28 + 28) \cdot \sin(28 + 0)}{\cos(0 + 28) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,319$$

$$S_{a1,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot h_3^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 2,91^2 \cdot 0,319 = 23,67 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1h,k} = S_a \cdot \cos \theta_a = 23,67 \cdot \cos 59 = 12,19 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1v,k} = S_a \cdot \sin \theta_a = 23,67 \cdot \sin 59 = 20,29 \text{ kN/m}$$

- o Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,2}$ působící rub opěrné zdi

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(18,7 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 18,7) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28 + 18,7) \cdot \sin(28 + 0)}{\cos(0 + 18,7) \cdot \cos(0 - 0)}}\right]^2}$$

$$K_{a2} = 0,321$$

$$S_{a2,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (h_1 - h_3)^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot (3,39 - 2,91)^2 \cdot 0,321$$

$$= 0,64 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2h,k} = S_a \cdot \cos\delta_1 = 0,64 \cdot \cos 18,7 = 0,61 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2vk} = S_a \cdot \sin\delta_1 = 0,64 \cdot \sin 18,7 = 0,21 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,3}$ působící na základový pas
 $z < h_{ca}$ – aktivní zemní tlak je nulový

- Zatížení dopravou

$$K_{a4} = K_{a2} = 0,321$$

$$\Delta S_a = f_a \cdot h_f \cdot K_{a4} = 16,7 \cdot 3,39 \cdot 0,321 = 18,19 \text{ kN/m}$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta S_a}{h_f} = \frac{18,19}{3,39} = 5,37 \text{ kN/m}^2$$

b) Výslednice sil v základové spáře

$$N_d = 1,35 \cdot (46,61 + 42 + 44,60 + 20,29 + 0,21 + 0) = 207,50 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,35 \cdot (12,19 + 0,61 + 0) + 1,5 \cdot (18,19) = 44,56 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 94,49 \text{ kN/m}$$

c) Napětí v základové spáře

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{94,49}{207,50} = 0,455 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{207,50}{2,8 - 2 \cdot 0,455} = 109,83 \text{ kPa}$$

d) Svislá únosnost v základové spáře

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \varphi} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \cdot tg 22} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{22}{2} \right) = 7,82$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg \varphi = (7,82 - 1) \cdot cotg 22 = 16,88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \varphi = 2 \cdot (7,82 - 1) \cdot tg 22 = 5,51$$

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \cdot \sin \varphi = 1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1} \cdot \sin 22 = 1,71$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,71 \cdot 7,82 - 1}{7,82 - 1} = 1,81$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}} = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1} = 0,43$$

$$m = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} = \frac{2 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1}}{1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1}} = 1,35$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg \varphi} \right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{44,56}{207,50 + (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 18 \cdot cotg 22} \right)^{1,35} = 0,80$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot tg \varphi} = 0,75 - \frac{1 - 0,80}{16,88 \cdot tg 22} = 0,77$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg \varphi} \right)^{m+1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{44,56}{207,50 + (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 18 \cdot cotg 22} \right)^{1,35+1} = 0,68$$

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_d = 18 \cdot 16,88 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 0,80 + 19 \cdot 1,2 \cdot 7,82 \cdot 1 \cdot 1,71 \cdot 0,80 + 0,5 \cdot 19 \cdot (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 5,51 \cdot 1 \cdot 0,43 \cdot 0,68$$

$$R_d = 696,90 \text{ kPa}$$

$$R_d = 696,90 \text{ kPa} > \sigma_d = 109,83 \text{ kPa}$$

e) Vodorovná únosnost v základové spáře

$$R_{h,d} = N_d \cdot \operatorname{tg} \varphi = 207,50 \cdot \operatorname{tg} 22 = 83,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{h,d} \geq H_d$$

$$83,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 44,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2) NP1b: „A2“ + „M2“ + „R1“

Pro A1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_G = 1$; $\gamma_Q = 1,3$.

- Pro M1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_\varphi = 1,25$; $\gamma_V = 1$; $\gamma_c = 1,25$.
- Pro R1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_{R,y} = 1$; $\gamma_{R,h} = 1$.

a) Zatížení

- Výpočet tvaru zemního klínu

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(\varphi_1 - \beta) \cdot \cos(\alpha + \varphi_1)}{2 \operatorname{tg} \varphi_1 \cdot \cos(\alpha - \beta)}$$

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(22,4 - 0) \cdot \cos(\alpha + 22,4)}{2 \operatorname{tg} 22,4 \cdot \cos(\alpha - 0)} \rightarrow \alpha = 33,8^\circ$$

$$\theta_{as} = 90 - \alpha = 90 - 33,8 = 56,2^\circ$$

$$\theta_a = \alpha + \varphi_1 = 33,8 + 22,4 = 56,2^\circ$$

- Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách

$$G_{1k} = \gamma_{zb} \cdot b_1 \cdot h_1 = 25 \cdot 0,55 \cdot 3,39 = 42,00 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = \gamma_{zb} \cdot b_2 \cdot h_2 = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,6 = 42,00 \text{ kN/m}$$

$$G_{3k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot b_3 \cdot h_3 = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 1,75 \cdot 2,61 = 40,03 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak

- o Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,1}$ působící rub zemního klínu

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(23,4 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 22,4) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(22,4 + 22,4) \cdot \sin(22,4 + 0)}{\cos(0 + 22,4) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{a1} = 0,390$$

$$S_{a1,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot h_3^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 2,61^2 \cdot 0,390 = 23,34 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1h,k} = S_a \cdot \cos\theta_a = 23,34 \cdot \cos 56,2 = 12,99 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1v,k} = S_a \cdot \sin\theta_a = 23,34 \cdot \sin 56,2 = 19,40 \text{ kN/m}$$

- o Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,2}$ působící rub opěrné zdi

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(22,4 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 14,9) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(22,4 + 14,9) \cdot \sin(22,4 + 0)}{\cos(0 + 14,9) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{a2} = 0,399$$

$$S_{a2,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (h_1 - h_3)^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot (3,39 - 2,61)^2 \cdot 0,399$$

$$S_{a2,k} = 2,10 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2h,k} = S_a \cdot \cos \delta_1 = 2,10 \cdot \cos 14,9 = 2,03 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2vk} = S_a \cdot \sin \delta_1 = 2,10 \cdot \sin 14,9 = 0,54 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,3}$ působící na základový pas
 $z < h_{ca}$ – aktivní zemní tlak je nulový

- Zatížení dopravou

$$K_{a4} = K_{a2} = 0,399$$

$$\Delta S_a = f_a \cdot h_f \cdot K_{a4} = 16,7 \cdot 3,39 \cdot 0,399 = 22,59 \text{ kN/m}$$

$$\Delta \sigma_a = \frac{\Delta S_a}{h_f} = \frac{22,59}{3,39} = 6,66 \text{ kN/m}^2$$

- b) Výslednice sil v základové spáře

$$N_d = 148,58 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 44,38 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 97,69 \text{ kN/m}$$

- c) Napětí v základové spáře

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{97,69}{148,58} = 0,657 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{148,58}{2,8 - 2 \cdot 0,657} = 100,05 \text{ kPa}$$

- d) Svislá únosnost v základové spáře

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \varphi} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \cdot tg 17,6} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{17,6}{2} \right) = 5,06$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg \varphi = (5,06 - 1) \cdot cotg 17,6 = 12,79$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \varphi = 2 \cdot (5,06 - 1) \cdot tg 17,6 = 2,57$$

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \cdot \sin \varphi = 1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,657}{1} \cdot \sin 17,6 = 1,45$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,45 \cdot 5,06 - 1}{5,06 - 1} = 1,56$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}} = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,8 - 2 \cdot 0,657}{1} = 0,55$$

$$m = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} = \frac{2 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,657}{1}}{1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,657}{1}} = 1,40$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg\varphi} \right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{44,38}{148,58 + (2,8 - 2 \cdot 0,657) \cdot 14,4 \cdot \cotg 17,6} \right)^{1,40} = 0,72$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tg\varphi} = 0,75 - \frac{1 - 0,72}{12,79 \cdot \tg 17,6} = 0,66$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cotg\varphi} \right)^{m+1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{44,38}{148,58 + (2,8 - 2 \cdot 0,657) \cdot 14,4 \cdot \cotg 17,6} \right)^{1,40+1} = 0,58$$

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_d = 18 \cdot 12,79 \cdot 1 \cdot 1,56 \cdot 0,66 + 19 \cdot 1,2 \cdot 5,06 \cdot 1 \cdot 1,45 \cdot 0,72 + 0,5 \cdot 19 \cdot (2,8 - 2 \cdot 0,657) \cdot 2,57 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 0,58 = 321,14 \text{ kPa}$$

$$R_d = 321,14 \text{ kPa} > \sigma_d = 100,05 \text{ kPa}$$

e) Vodrovná únosnost v základové spáře

$$R_{h,d} = N_d \cdot \tg\varphi = 148,58 \cdot \tg 17,6 = 47,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{h,d} \geq H_d$$

$$47,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 44,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3) NP2: „A1“ + „M1“ + „R2“

- Pro A1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$.
- Pro M1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_\varphi = 1$; $\gamma_V = 1$; $\gamma_c = 1$.
- Pro R1 jsou uvažovány součinitele $\gamma_{R,y} = 1,4$; $\gamma_{R,h} = 1,1$.

a) Zatížení

- Výpočet tvaru zemního klínu

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(\varphi_1 - \beta) \cdot \cos(\alpha + \varphi_1)}{2 \operatorname{tg} \varphi_1 \cdot \cos(\alpha - \beta)}$$

$$\sin^2 \alpha = \frac{\sin(28 - 0) \cdot \cos(\alpha + 28)}{2 \operatorname{tg} 28 \cdot \cos(\alpha - 0)} \rightarrow \alpha = 31^\circ$$

$$\theta_{as} = 90 - \alpha = 90 - 31 = 59^\circ$$

$$\theta_a = \alpha + \varphi_1 = 31 + 28 = 59^\circ$$

- Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách

$$G_{1k} = \gamma_{zb} \cdot b_1 \cdot h_1 = 25 \cdot 0,55 \cdot 3,39 = 46,61 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k} = \gamma_{zb} \cdot b_2 \cdot h_2 = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,6 = 42,00 \text{ kN/m}$$

$$G_{3k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot b_3 \cdot h_3 = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 1,65 \cdot 2,75 = 44,60 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak

- o Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,1}$ působící rub zemního klínu

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(28 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 28) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28 + 28) \cdot \sin(28 + 0)}{\cos(0 + 28) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0,319$$

$$S_{a1,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot h_3^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot 2,91^2 \cdot 0,319 = 23,67 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1h,k} = S_a \cdot \cos\theta_a = 23,67 \cdot \cos 59 = 12,19 \text{ kN/m}$$

$$S_{a1v,k} = S_a \cdot \sin\theta_a = 23,67 \cdot \sin 59 = 20,29 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,2}$ působící rub opěrné zdi

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(18,7 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 + 18,7) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(28 + 18,7) \cdot \sin(28 + 0)}{\cos(0 + 18,7) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{a2} = 0,321$$

$$S_{a2,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (h_1 - h_3)^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 17,5 \cdot (3,39 - 2,91)^2 \cdot 0,321$$

$$S_{a2,k} = 0,64 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2h,k} = S_a \cdot \cos\delta_1 = 0,64 \cdot \cos 18,7 = 0,61 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2vk} = S_a \cdot \sin\delta_1 = 0,64 \cdot \sin 18,7 = 0,21 \text{ kN/m}$$

- Aktivní zemní tlak $\sigma_{a,3}$ působící na základový pas

$z < h_{ca}$ – aktivní zemní tlak je nulový

- Zatížení dopravou

$$K_{a4} = K_{a2} = 0,321$$

$$\Delta S_a = f_a \cdot h_f \cdot K_{a4} = 16,7 \cdot 3,39 \cdot 0,321 = 18,19 \text{ kN/m}$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta S_a}{h_f} = \frac{18,19}{3,39} = 5,37 \text{ kN/m}^2$$

b) Výslednice sil v základové spáře

$$N_d = 1,35 \cdot (46,61 + 42 + 44,60 + 20,29 + 0,21 + 0) = 207,50 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,35 \cdot (12,19 + 0,61 + 0) + 1,5 \cdot (18,19) = 44,56 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 94,49 \text{ kN/m}$$

c) Napětí v základové spáře

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{94,49}{207,50} = 0,455 \text{ m} < \frac{B}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{207,50}{2,8 - 2 \cdot 0,455} = 109,83 \text{ kPa}$$

d) Svislá únosnost v základové spáře

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi \cdot \text{tg} 22} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{22}{2} \right) = 7,82$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg} \varphi = (7,82 - 1) \cdot \text{cotg} 22 = 16,88$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi = 2 \cdot (7,82 - 1) \cdot \text{tg} 22 = 5,51$$

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1$$

$$s_q = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \cdot \sin \varphi = 1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1} \cdot \sin 22 = 1,71$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,71 \cdot 7,82 - 1}{7,82 - 1} = 1,81$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B_{ef}}{L_{ef}} = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1} = 0,43$$

$$m = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} = \frac{2 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1}}{1 + \frac{2,8 - 2 \cdot 0,455}{1}} = 1,35$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \text{cotg} \varphi} \right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{44,56}{207,50 + (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 18 \cdot \text{cotg} 22} \right)^{1,35} = 0,80$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \text{tg} \varphi} = 0,75 - \frac{1 - 0,80}{16,88 \cdot \text{tg} 22} = 0,77$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H_d}{N_d + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot \cot g \varphi}\right)^{m+1}$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{44,56}{207,50 + (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 18 \cdot \cot g 22}\right)^{1,35+1} = 0,68$$

$$R_d = (c_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B_{ef} \cdot N_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}) / \gamma_{R,v}$$

$$R_d = (18 \cdot 16,88 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 0,80 + 19 \cdot 1,2 \cdot 7,82 \cdot 1 \cdot 1,71 \cdot 0,80 + 0,5 \cdot 19 \cdot (2,8 - 2 \cdot 0,455) \cdot 5,51 \cdot 1 \cdot 0,43 \cdot 0,68) / 1,4 = 497,78 \text{ kPa}$$

$$R_d = 497,78 \text{ kPa} > \sigma_d = 109,83 \text{ kPa}$$

e) Vodorovná únosnost v základové spáře

$$R_{h,d} = \frac{N_d \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_{R,h}} = \frac{207,50 \cdot \operatorname{tg} 22}{1,1} = 76,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{h,d} \geq H_d$$

$$76,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 44,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4) Deformace opěrné stěny

Není uvažováno zatížení od dopravy. Zatížení jsou převzata z NP1a.

a) Výslednice v základové spáře jsou následující

$$N_d = 46,61 + 42,00 + 44,60 + 20,29 + 0,21 = 154,10 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 12,19 + 0,61 = 14,30 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 23,61 \text{ kN/m}$$

b) Napětí v základové spáře

- Napětí od zatížení

$$\sigma_1 = \frac{N_d}{B} + \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = \frac{154,10}{2,8} + \frac{23,61}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 2,8^2} = 73,10 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_d}{B} - \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = \frac{141,17}{2,8} - \frac{17,63}{\frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 2,8^2} = 36,97 \text{ kPa}$$

- Původní geostatické napětí v základové spáře

$$\sigma_{or,0} = \gamma_2 \cdot D = 19 \cdot 1,2 = 22,80 \text{ kPa}$$

- Napětí na krajích základové spáry s ohledem na původní geostatické napětí

$$\sigma_a = \sigma_2 - \sigma_{or,0} = 36,97 - 22,8 = 14,17 \text{ kPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_1 - \sigma_2 = 73,10 - 36,97 = 36,14 \text{ kPa}$$

c) deformační vlastnosti základové půdy a tuhost základu

Tabulka 4.8 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 – zohlednění původního geostatického napětí $\sigma_{or,i}$

Číslo vrstvy	Mocnost h_i (m)	z_i (m)	D/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	$Z_{ri}=\kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z_i$ (m) _i	$\sigma_{or,i}$ (kPa)	$0,2 \cdot \sigma_{or,i}$ (kPa)
1	0,5	0,25	4,80	1,83	19,60	1	0,46	31,51	6,30
2	0,5	0,75	1,60	1,62	6,53	1	1,21	45,85	9,17
3	0,5	1,25	0,96	1,47	3,92	0,99	1,81	57,28	11,46
4	1	2	0,60	1,33	2,45	0,97	2,58	71,81	14,36
5	1	3	0,40	1,23	1,63	0,92	3,40	87,41	17,48
6	1	4	0,30	1,18	1,23	0,81	3,82	95,30	19,06

Tabulka 4.9 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a

Číslo vrstvy	z_i/B	Sedání pro konstantní napětí $\sigma_a=14,17 \text{ kPa}$				
		I_z	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,09	0,95	13,5	7,16	10,71	0,3340
2	0,27	0,63	8,9	-0,24	10,71	
3	0,45	0,49	6,9	-4,51	10,71	
4	0,71	0,35	5,0	-9,40	10,77	
5	1,07	0,43	6,1	-11,39	84,00	
6	1,43	0,36	5,1	-13,96	84,00	

Tabulka 4.10 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b

		Sedání pro konstantní napětí $\sigma_b=36,14$ kPa							
		Sedání pod nezátíženou hranou		Sedání pod zatíženou hranou					
Číslo vrstvy	2.zi/l	$l_{A,1}$	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$s_{A,i}$ (mm)	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,13	0,0374	-3,60		0,2 5	18,0 7	11,77	10,71	0,549 1
2	0,38				0,2 5	14,4 5	5,28	10,71	0,246 6
3	0,63				0,1 5	10,8 4	-0,62	10,71	
4	1,00							10,77	
5	1,50							84,00	
6	2,00							84,00	

Celkové sedání pod bodem A je $s_A=0,334$ mm.

Celkové sedání pod bodem B je $s_B=1,130$ mm.

Průměrné sedání je $s= (s_A+s_B)/2=(0,334+1,130)/2=0,732$ mm

Naklonění základové desky je $\Delta s/B=0,732/2,8=0,00028$. Naklonění základové spáry je vyhovující, jelikož nepřevyšuje hodnotu 0,005.

Posudek dalších opěrných zdí je již vypsán pouze ve formě tabulek s výslednými hodnotami.

4.3.2.3.2 Typ opěrné stěny 2

Opěrná úhlová stěna má dřík široký 0,550 m a vysoký 2,85 m. Je založená na plošném základu o šířce 2,5 m a výšce 0,6 m. Pro úhlovou zeď je navržený beton C20/25. Modul deformace E_b pro beton C20/25 je 26,5 GPa.

Úroveň základové spáry je +306,490 m n. m. Upravený terén na lícni straně opěrné zdi je 1,2 metrů nad úrovní základové spáry (+307,690 m n.m.). Sklon terénu na rubu opěrné zdi je 0°.

Za rubem zdi je navržená zemina S3 s parametry $\varphi_{1,ef} = 28^\circ$, $\gamma_1 = 17,5$ kN/m³, $c_{1,ef} = 0$ a pod základovou spárou je zemina F5, F6 s parametry jsou $\varphi_{2,ef} = 22^\circ$, $\gamma_2 = 19$ kN/m³, $c_{2,ef} = 18$ kPa.

Charakteristické zatížení od dopravy f_a je 16,7 kN/m².

Dále následuje výpočet dle kapitol 4.3.2.1 a 4.3.2.2. Pro výpočet byl použitý program Excel 2016.

Tabulka 4.11 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 2

	NP1a	NP1b	NP2
a) Zatížení			
Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách			
G_{1K}	39,19	39,19	39,19
G_{2K}	37,5	37,50	37,50
G_3	30,62	27,48	30,62
Aktivní zemní tlak			
K_{a1}	0,319	0,390391	0,319
$S_{a1,k}$	16,25	16,03	16,25
$S_{a1h,k}$	8,37	8,92	8,37
$S_{a1v,k}$	13,93	13,32	13,93
K_{a2}	0,321	0,399	0,321
$S_{a2,k}$	0,54	1,63	0,54
$S_{a2h,k}$	0,51	1,58	0,51
$S_{a2v,k}$	0,17	0,42	0,17
Zatížení dopravou			
K_{af}	0,321	0,399	0,321
f_a	16,7	16,7	16,7
ΔS_a	15,29	18,99	15,29
$\Delta \sigma_{fs}$	5,37	6,66	5,37
$\Delta \sigma_{fi}$	5,37	6,66	5,37
b) Výslednice sil v základové spáře			
N_d	163,90	117,91	163,90
H_d	34,92	35,18	34,92
M_d	63,53	67,20	63,53
c) Napětí v základové spáře:			
e	0,388	0,570	0,388
σ_d	95,03	86,69	95,03
d) Svislá únosnost v základové spáře			
N_q	7,82	5,06	7,82
N_c	16,88	12,79	16,88
N_y	5,51	2,57	5,51
s_q	1,65	1,41	1,65
s_c	1,74	1,51	1,74
s_y	0,48	0,59	0,48
m_B	1,37	1,42	1,37
i_q	0,81	0,73	0,81
i_c	0,78	0,67	0,78
i_y	0,69	0,59	0,69
R_d	679,04	316,88	485,03
e) Vodorovná únosnost v základové spáře:			
$R_{h,d}$	66,22	37,40	60,20

Deformace opěrné stěny

Není uvažováno zatížení od dopravy. Zatížení jsou převzata z NP1a.

a) Výslednice v základové spáře jsou následující

$$N_d = 121,80 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 10,38 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 12,65 \text{ kN/m}$$

b) Napětí v základové spáře

- Napětí od zatížení

$$\sigma_1 = \frac{N_d}{B} + \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 50,87 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_d}{B} - \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 36,57 \text{ kPa}$$

- Původní geostatické napětí v základové spáře

$$\sigma_{or,0} = \gamma_2 \cdot D = 19 \cdot 1,2 = 22,80 \text{ kPa}$$

- Napětí na krajích základové spáry s ohledem na původní geostatické napětí

$$\sigma_a = \sigma_2 - \sigma_{or,0} = 36,57 - 22,8 = 13,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_1 - \sigma_2 = 60,87 - 36,57 = 24,30 \text{ kPa}$$

c) deformační vlastnosti základové půdy a tuhost základu

Tabulka 4.12 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 – zohlednění původního geostatického napětí $\sigma_{or,i}$

Číslo vrstvy	Mocnost hi (m)	zi (m)	D/zi	κ_1	zc/zi	κ_2	$Z_{ri} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z$ (m) _i	$\sigma_{or,i}$ (kPa)	$0,2 \cdot \sigma_{or,i}$ (kPa)
1	0,5	0,25	4,80	1,83	19,60	1	0,46	31,51	6,30
2	0,5	0,75	1,60	1,62	6,53	1	1,21	45,85	9,17
3	0,5	1,25	0,96	1,47	3,92	0,99	1,81	57,28	11,46
4	1	2	0,60	1,33	2,45	0,97	2,58	71,81	14,36
5	1	3	0,40	1,23	1,63	0,92	3,40	87,41	17,48
6	1	4	0,30	1,18	1,23	0,81	3,82	95,30	19,06

Tabulka 4.13 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a

Sedání pro konstantní napětí $\sigma_a=13,77$ kPa						
Číslo vrstvy	z_i/B	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,10	0,93	12,8	6,51	10,71	0,3037
2	0,30	0,62	8,5	-0,63	10,71	

Tabulka 4.14 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b

Sedání pro konstantní napětí $\sigma_b=24,30$ kPa									
		Sedání pod nezátíženou hranou			Sedání pod zatíženou hranou				
Číslo vrstvy	$2.z_i/l$	$l_{A,1}$	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$s_{A,i}$ (mm)	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,13	0,0374	-4,48		0,24	11,66	5,36	10,71	0,25
2	0,38				0,2	9,72	0,55	10,71	0,027
3	0,63				0,15	7,29	-4,17	10,71	

Celkové sedání pod bodem A je $s_A=0,304$ mm.

Celkové sedání pod bodem B je $s_B=0,579$ mm.

Průměrné sedání je $s = (s_A+s_B)/2=0,442$ mm

Naklonění základové desky je $\Delta s/B=0,442/2,8=0,00011$. Naklonění základové spáry je vyhovující, jelikož nepřevyšuje hodnotu 0,005

4.3.2.3.3 Typ opěrné stěny 3

Opěrná úhlová stěna má dřík široký 0,550 m a vysoký 2,18 m. Je založena na plošném základu o šířce 2,1 m a výšce 0,6 m. Pro úhlovou zeď je navržen beton C20/25. Modul deformace E_b pro beton C20/25 je 26,5 GPa.

Úroveň základové spáry je +305,205 m n. m. Upravený terén na lícni straně opěrné zdi je 1,2 metrů nad úrovní základové spáry (+306,405 m n.m.). Sklon terénu na rubu opěrné zdi je 0°.

Za rubem zdi je navržena zemina S3 s parametry $\varphi_{1,ef} = 28^\circ$, $\gamma_1 = 17,5$ kN/m³, $c_{1,ef} = 0$ a pod základovou spáru je zemina F5, F6 s parametry $\varphi_{2,ef} = 22^\circ$, $\gamma_2 = 19$ kN/m³, $c_{2,ef} = 18$ kPa.

Charakteristické zatížení od dopravy f_a je 16,7 kN/m².

Dále následuje výpočet dle kapitol 4.3.2.1 a 4.3.2.2. Pro výpočet byl použit program Excel 2016.

Tabulka 4.15 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 2

	NP1a	NP1b	NP2
a) Zatížení			
Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách			
G_{1K}	29,98	29,98	29,98
G_{2K}	31,5	31,50	31,5
G_3	16,06	14,41	16,06
Aktivní zemní tlak			
K_{a1}	0,319	0,390	0,319
$S_{a1,k}$	8,52	8,40	8,52
$S_{a1h,k}$	4,39	4,67	4,39
$S_{a1v,k}$	7,30	6,98	7,30
K_{a2}	0,321	0,399	0,321
$S_{a2,k}$	0,53	1,31	0,53
$S_{a2h,k}$	0,50	1,26	0,50
$S_{a2v,k}$	0,17	0,34	0,17
Zatížení dopravou			
K_{af}	0,321	0,399	0,321
f_a	16,7	16,7	16,7
ΔS_a	11,70	14,53	11,70
$\Delta \sigma_{fs}$	5,37	6,66	5,37
$\Delta \sigma_{fi}$	5,37	6,66	5,37
b) Výslednice sil v základové spáře			
N_d	114,75	83,20	114,75
H_d	24,14	24,82	24,14
M_d	34,97	38,47	34,97
c) Napětí v základové spáře:			
e	0,305	0,462	0,305
σ_d	76,99	70,79	76,99
d) Svislá únosnost v základové spáře			
N_q	7,82	5,06	7,82
N_c	16,88	12,79	16,88
N_γ	5,51	2,57	5,51
s_q	1,56	1,36	1,56
s_c	1,64	1,44	1,64
s_γ	0,55	0,65	0,55
m_B	1,40	1,46	1,40
i_q	0,82	0,75	0,82
i_c	0,79	0,68	0,79
i_γ	0,71	0,61	0,71
R_d	652,64	309,67	466,17
e) Vodorovná únosnost v základové spáře:			
$R_{h,d}$	46,36	26,39	42,15

Deformace opěrné stěny

Není uvažováno zatížení od dopravy. Zatížení jsou převzata z NP1a.

a) Výslednice v základové spáře jsou následující

$$N_d = 85,40 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 6,39 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 3,94 \text{ kN/m}$$

b) Napětí v základové spáře

- Napětí od zatížení

$$\sigma_1 = \frac{N_d}{B} + \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 46,03 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_d}{B} - \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 35,30 \text{ kPa}$$

- Původní geostatické napětí v základové spáře

$$\sigma_{or,0} = \gamma_2 \cdot D = 19 \cdot 1,2 = 22,80 \text{ kPa}$$

- Napětí na krajích základové spáry s ohledem na původní geostatické napětí

$$\sigma_a = \sigma_2 - \sigma_{or,0} = 12,50 \text{ kPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_1 - \sigma_{or,0} = 10,73 \text{ kPa}$$

c) deformační vlastnosti základové půdy a tuhost základu

Tabulka 4.16 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 – zohlednění původního geostatického napětí σ_{or}

Číslo vrstvy	Mocnost h_i (m)	z_i (m)	D/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	$Zr_i = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z_i$	$\sigma_{or,i}$ (kPa)	$0,2 \cdot \sigma_{or,i}$ (kPa)
1	0,5	0,25	4,80	1,83	19,60	1	0,46	31,51	6,30
2	0,5	0,75	1,60	1,62	6,53	1	1,21	45,85	9,17
3	0,5	1,25	0,96	1,47	3,92	0,99	1,81	57,28	11,46
4	1	2	0,60	1,33	2,45	0,97	2,58	71,81	14,36
5	1	3	0,40	1,23	1,63	0,92	3,40	87,41	17,48
6	1	4	0,30	1,18	1,23	0,81	3,82	95,30	19,06

Tabulka 4.17 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a

Sedání pro konstantní napětí $\sigma_a=13,77$ kPa						
Číslo vrstvy	z_i/B	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,12	0,88	11,00	4,70	10,71	0,219
2	0,36	0,54	6,80	-2,42	10,71	

Tabulka 4.18 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b

Sedání pro konstantní napětí $\sigma_b=24,30$ kPa									
		Sedání pod nezatíženou hranou			Sedání pod zatíženou hranou				
Číslo vrstvy	z_i/l	$l_{A,1}$	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$s_{A,i}$ (mm)	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,12	0,037	-5,51		0,23	11,66	-1,37	10,71	

Celkové sedání pod bodem A je $s_A=0,219$ mm.

Celkové sedání pod bodem B je $s_B=0,219$ mm.

Průměrné sedání je $s = (s_A+s_B)/2=0,219$ mm

Naklonění základové desky je $\Delta s/B=0/2,1=0,0$. Naklonění základové spáry je vyhovující, jelikož nepřevyšuje hodnotu 0,005

4.3.2.3.4 Typ opěrné stěny 4

Opěrná úhlová stěna má dřík široký 0,550 m a vysoký 1,68 m. Je založená na plošném základu o šířce 1,7 m a výšce 0,6 m. Pro úhlovou zeď je navržen beton C20/25. Modul deformace E_b pro beton C20/25 je 26,5 GPa.

Úroveň základové spáry je +305,305 m n. m. Upravený terén na lícni straně opěrné zdi je 1,2 metru nad úrovní základové spáry (+306,505 m n.m.). Sklon terénu na rubu opěrné zdi je 0° .

Za rubem zdi je navržená zemina S3 s parametry $\varphi_{1,ef} = 28^\circ$, $\gamma_1 = 17,5$ kN/m³, $c_{1,ef} = 0$ a pod základovou spárou je zemina F5, F6 s parametry jsou $\varphi_{2,ef} = 22^\circ$, $\gamma_2 = 19$ kN/m³, $c_{2,ef} = 18$ kPa.

Charakteristické zatížení od dopravy f_a je 16,7 kN/m².

Dále následuje výpočet dle kapitol 4.3.2.1 a 4.3.2.2. Pro výpočet byl použit program Excel 2016.

Tabulka 4.19 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 4

	NP1a	NP1b	NP2
a) Zatížení			
Vlastní tíha konstrukce a zemního klínu v charakteristických hodnotách			
G _{1K}	23,10	23,10	23,10
G _{2K}	25,5	25,50	25,5
G ₃	10,52	9,44	10,52
Aktivní zemní tlak			
K _{a1}	0,319	0,390	0,319
S _{a1,k}	5,58	5,51	5,58
S _{a1h,k}	2,88	3,06	2,88
S _{a1v,k}	4,79	4,58	4,79
K _{a2}	0,321	0,399	0,321
S _{a2,k}	0,20	0,59	0,20
S _{a2h,k}	0,19	0,57	0,19
S _{a2v,k}	0,06	0,15	0,06
Zatížení dopravou			
K _{af}	0,321	0,399	0,321
f _a	16,7	16,7	16,7
ΔS _a	9,01	11,19	9,01
Δσ _{fs}	5,37	6,66	5,37
Δσ _{fi}	5,37	6,66	5,37
b) Výslednice sil v základové spáře			
N _d	86,36	62,77	86,36
H _d	17,66	18,18	17,66
M _d	25,05	26,31	25,05
c) Napětí v základové spáře:			
e	0,290	0,419	0,290
σ _d	77,12	72,85	77,12
d) Svislá únosnost v základové spáře			
N _q	7,82	5,06	7,82
N _c	16,88	12,79	16,88
N _γ	5,51	2,57	5,51
s _q	1,42	1,26	1,42
s _c	1,48	1,32	1,48
s _γ	0,66	0,74	0,66
m _B	1,47	1,54	1,47
i _q	0,82	0,74	0,82
i _c	0,79	0,67	0,79
i _γ	0,71	0,61	0,71
R _d	588,70	281,60	420,50
e) Vodorovná únosnost v základové spáře:			
R _{h,d}	34,89	19,91	31,72

1) Deformace opěrné stěny

Není uvažováno zatížení od dopravy. Zatížení jsou převzata z NP1a.

a) Výslednice v základové spáře jsou následující

$$N_d = 64,37 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 4,57 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 4,14 \text{ kN/m}$$

b) Napětí v základové spáře

- Napětí od zatížení

$$\sigma_1 = \frac{N_d}{B} + \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 46,45 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_d}{B} - \frac{M_d}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = 39,28 \text{ kPa}$$

- Původní geostatické napětí v základové spáře

$$\sigma_{or,0} = \gamma_2 \cdot D = 19 \cdot 1,2 = 22,80 \text{ kPa}$$

- Napětí na krajích základové spáry s ohledem na původní geostatické napětí

$$\sigma_a = \sigma_2 - \sigma_{or,0} = 6,48 \text{ kPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_1 - \sigma_2 = 17,17 \text{ kPa}$$

c) deformační vlastnosti základové půdy a tuhost základu

Tabulka 4.20 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 – zohlednění původního geostatického napětí σ_{or}

Číslo vrstvy	Mocnost h_i (m)	z_i (m)	D/z_i	κ_1	z_c/z_i	κ_2	$Z_{ri} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z_i$ (m)	$\sigma_{or,i}$ (kPa)	$0,2 \cdot \sigma_{or,i}$ (kPa)
1	0,5	0,25	4,80	1,83	19,60	1	0,46	31,51	6,30
2	0,5	0,75	1,60	1,62	6,53	1	1,21	45,85	9,17
3	0,5	1,25	0,96	1,47	3,92	0,99	1,81	57,28	11,46
4	1	2	0,60	1,33	2,45	0,97	2,58	71,81	14,36
5	1	3	0,40	1,23	1,63	0,92	3,40	87,41	17,48
6	1	4	0,30	1,18	1,23	0,81	3,82	95,30	19,06

Tabulka 4.21 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a

		Sedání pro konstantní napětí $\sigma_a=13,77$ kPa				
Číslo vrstvy	z_i/B	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,15	0,88	11,00	4,70	10,71	0,2193
2	0,44	0,54	6,80	-2,42	10,71	

Tabulka 4.22 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b

		Sedání pro konstantní napětí $\sigma_b=24,30$ kPa							
		Sedání pod nezatíženou hranou			Sedání pod zatíženou hranou				
Číslo vrstvy	z_i/l	$l_{A,1}$	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$s_{A,i}$ (mm)	l_2	σ_{zi} (kPa)	$\sigma_{zi}-0,2\sigma_{or,i}$ (kPa)	$E_{oed,i}$ (MPa)	s_i (mm)
1	0,15	0,037	-5,03		0,23	7,90	1,60	10,71	0,0745
2	0,44				0,20	6,87	-2,30	10,71	

Celkové sedání pod bodem A je $s_A=0,000$ mm.

Celkové sedání pod bodem B je $s_B=0,075$ mm.

Průměrné sedání je $s = (s_A+s_B)/2=0,037$ mm

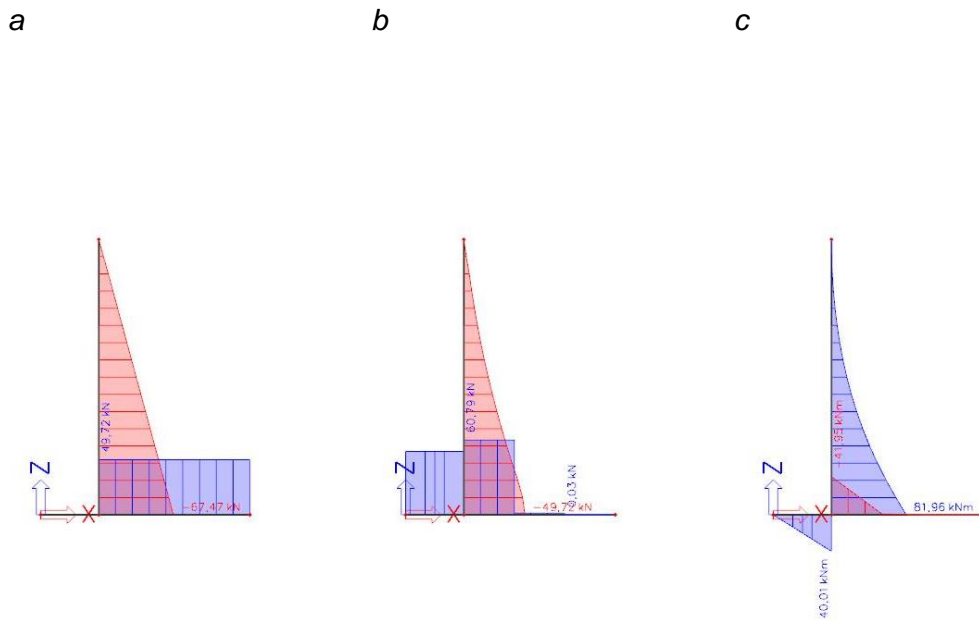
Naklonění základové desky je $\Delta s/B=0,00004$. Naklonění základové spáry je vyhovující, jelikož nepřevyšuje hodnotu 0,005.

4.3.2.3.5 Návrh výztuže

Pro výpočet vnitřních byl použit program SCIA Engineer 18.1 a výztuž byla posouzena v programu FIN EC 2018 – Beton.

Základ byl uvažovaný jako tuhý bez možnosti deformace., podpory základu byly voleny jako tuhé. Průběh vnitřních sil byl zjištěn pro typ opěrné stěny 1 a zatížení bylo převzato z NP1a (viz. kapitola 4.3.2.3.1).

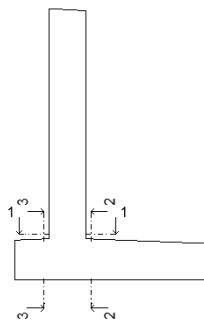
Zatížení bylo použito v návrhových hodnotách (viz. Tabulka 4.30).



Obrázek 4.10 Průběh vnitřních sil v návrhových hodnotách a – N (kN); b – V (kN); c – M (kN.m).

Opěrná stěna byla posuzována ve třech průřezech:

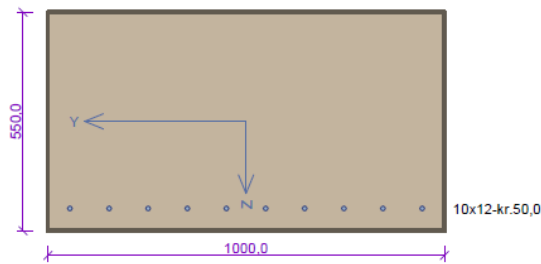
- Průřez 1 – řez 1-1
- Průřez 2 – řez 2-2
- Průřez 3 – řez 3-3



Obrázek 4.11 Místa posouzení opěrné stěny

Ohybová výztuž byla navržena se stejným průměrem a osovou vzdáleností profilů. Profil výztuže byl navržena na 12 mm po 100 mm.

Smyková výztuž byla navržena pouze jako konstrukční výztuž.



Typ prvku: stěna
Prostředí: XF2
Beton: C 25/30
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

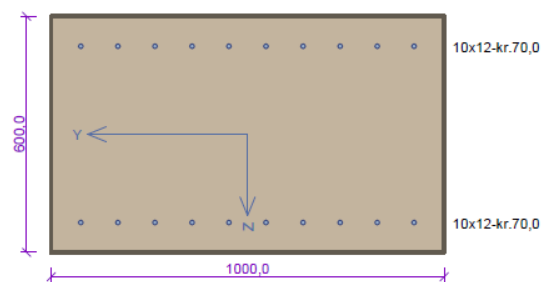
Stěna (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,00206 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,00206 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,min} = 550 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-67,47	-9619,06	81,96	264,79	-49,72	-190,04	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Obrázek 12 Průřez 1, opěrná zed' – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton



Typ prvku: deska
Prostředí: XF2
Beton: C 25/30
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

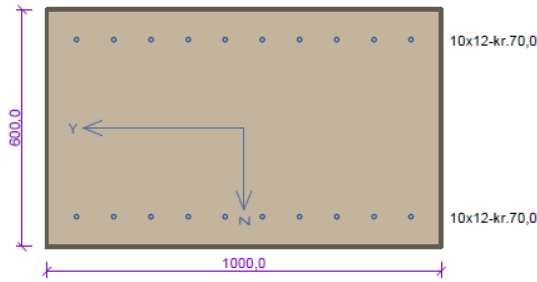
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
 $\rho_{s,t} = 0,00216 \geq \rho_{s,min} = 0,00135$
 $\rho_{s,t,CSN} = 0,00188 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,00377 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	0,00	40,01	270,28	51,62	188,69	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Obrázek 13 Průřez 2, opěrná zed' – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton



Typ prvku: deska
 Prostředí: XF2
 Beton: C 25/30
 $f_{ck} = 25,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,6$ MPa; $E_{cm} = 31000$ MPa
 Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
 Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)

Vzpěr
 Vzpěr není uvažován
 S tlačnou výztuží je počítáno.
 Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00216 \geq \rho_{s,min} = 0,00135$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00188 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00377 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	49,72	1053,91	-41,95	-258,88	60,79	182,18	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Obrázek 14 Průřez 3, opěrná zed' – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton

4.4 Návrh založení mostních opěr

Pro mostní opěry bylo navrženo hlubinné založení, přesněji založení na vrtaných pilotách. Tento návrh byl volen z důvodu výskytu nedostatečně únosné zeminy pod základovým blokem mostní opěry, která by nebyla vhodná pro plošné založení z důvodu velkého příčného namáhání a namáhání od ohybového momentu pod základovým blokem. Je nevhodné volit jako hlubinné založení tryskovou injektáž nebo mikropiloty, které by nebyly schopny přenést zatížení. Pro založení nebyla volena ražená pilota z důvodu, že by průřez se nepodařilo dostatečně vyztužit, a protože se v geologickém profilu vyskytuje soudržná zemina, která je pro ražené piloty nevhodná.

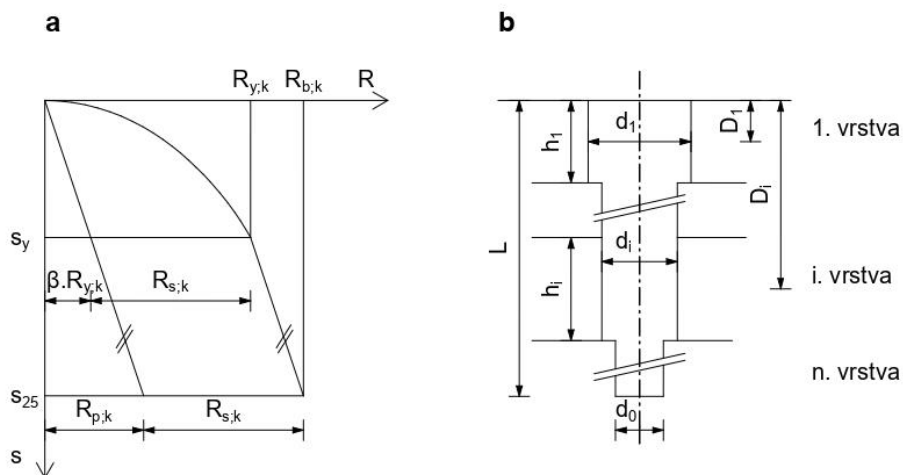
4.4.1 Posouzení piloty

Paty piloty se nachází ve stlačitelném podloží, proto bude posudek svislé únosnosti proveden dle mezní zatěžovací křivky vrtaných pilot. Vodorovná únosnost bude zjištěna pomocí Winklerova modelu podloží. Postup výpočtu byl převzat z publikací [1] a [8].

Osová vzdálenost pilot je větší než $1,5 \cdot d$ (kde d je průměr piloty), je tedy možné řešit pilotu jako osamělou. [1]

4.4.1.1 Svislá únosnost piloty ve stlačitelném podloží

Svislá únosnost vrtaných pilot ve stlačitelném podloží se stanovuje 2. mezním stavem. K posouzení slouží mezní zatěžující křivka vrtaných pilot podle Obr. 4.15. Mezní zatěžující křivka vychází z toho, že svislé zatížení působící na pilotu se přenáší do půdy třením na plášti a patou. Pokud dřík neobaluje materiál, který by zabraňoval tření mezi dříkem a zeminou, bývá přenášeno zatížení převážně plášťovým třením, které se postupným sedáním zvětšuje. Po plné mobilizaci plášťového tření již narůstání plášťového tření nenastává, dochází pouze ke zvětšování únosnosti paty piloty, kde nárůst je lineární. Mobilizace plášťového tření závisí na druhu základové zeminy a na použité technologii provádění. Obvykle piloty prochází různě vrstevnatým podložím a průměr piloty se mění. [1]



Obr. 4.15 a - mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b - schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [1]

První větev mezní zatěžovací křivky má parabolický průběh, průběh sedání je dle vztahu

$$s = s_y \cdot \left(\frac{R}{R_y} \right)^2 \quad 4.38$$

Parabolický průběh je do doby, než nastane mobilizace plášťového tření zatížením v hlavě piloty. Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace plášťového tření R_y se určí dle rovnice 4.39, odpovídající sedání s_y se zjistí z rovnice 4.40.

$$R_y = \frac{R_{su}}{1 - \beta} \quad 4.39$$

$$s_y = \frac{I \cdot R_y}{d \cdot E_s} \quad 4.40$$

kde R_{su} je mezní únosnost na plášti,

β je koeficient přenosu zatížení do paty,

I je příčinkový koeficient sedání,

d je průměr piloty a

E_s je sečnový modul deformace.

Pro stanovení mezní únosnost na plášti R_{su} je rovnice

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$$

kde m_1 je dílčí koeficient dle druhu zatížení, pro zatížení provozní je rovno 0,7 a pro zatížení extrémní je rovno 1,0,

m_2 je dílčí koeficient, který určuje vliv povrchu dřívku podle tabulky 4.23,

d_i je průměr piloty v jednotlivých vrstvách základové zeminy,

h_i je mocnost jednotlivých vrstev základové zeminy,

q_{si} je mezní plášťové tření v i -té vrstvě piloty.

4.23 Dílčí koeficient m_2 vyjadřující vliv dřívku

koeficient m_2	
fólie PVC, PE tl. Přes 0,7 mm	0,7
fólie a pletiva B-systému	0,5
ponechaná ocel. výpažnice	0,15
betonáž do suchého vrtu a pod vodou	1

Mezní plášťové tření v i -té vrstvě piloty q_{si} je dáno regresivními koeficienty a a b podle tabulky 4.24, průměrem piloty v i -té vrstvě a vzdálenosti od hlavy piloty do poloviny i -té vrstvy D_i podle Obr. 4.15b. Regresivní koeficienty se určují podle toho, zda zemina v i -té vrstvě je soudržná, nesoudržná anebo se jedná o poloskalní horninu. Pro určení koeficientu je zapotřebí znát u horniny její třídu, u soudržných zemin index relativní ulehlosti I_D a u soudržných zemin stupeň konzistence (např. soudržná zemina $I_c = 0,5$ má regresivní koeficient $a = 46,39$ kPa a $b = 20,81$). Vztah pro mezní plášťové tření v i -té vrstvě piloty je dán rovnicí

$$q_{si} = a - \frac{b}{\frac{D_i}{d_i}} \quad 4.42$$

4.24 Velikosti regresivních koeficientů

Zemina		Regresní koeficienty (kPa)			
Hornina		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1298,96
	R 4	169,98	139,45	1616,22	1155,34
	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
	$I_D = 1$	154,03	115,88	1596,7	1399,88
Soudržné	$I_c = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_c \geq 1,0; R6$	97,31	108,59	987,6	1084,26

Pro zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizace pláště R_y , jak vyplývá z rovnice 4.39, je zapotřebí zjistit koeficient přenosu zatížení do paty piloty β . β je dán rovnicí

$$\beta = \frac{q_0}{q_0 + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_0}} \quad 4.43$$

kde q_0 je velikost napětí na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření,

q_s je průměrná velikost plášťového tření podél dřívku,

L je délka piloty,

d_0 je průměr piloty v patě.

Velikost napětí na patě piloty q_0 je dáno regresivními koeficienty e a f , délkou pilotou L a průměrem piloty v patě d_0 . Vztah q_0 je

$$q_0 = e - \frac{f}{\frac{L}{d_0}} \quad 4.44$$

Průměrná velikost plášťového tření q_s je podle vztahu

$$q_s = \frac{\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}}{\sum d_i \cdot h_i} \quad 4.45$$

Pro odpovídající velikost sedání s_y je zapotřebí zjistit příčinkový koeficient sedání piloty I , který se zjistí rovnicí 4.46, kde je I rovno součinu základního příčinkového koeficientu I_1 a korekčnímu součiniteli R_k . I_1 je stanovený podle Obrázek 4.16, kde je vodorovná osa podíl délky piloty L ku průměru piloty d a svislá osa je I_1 . R_k je stanoveno dle Obrázek 4.17., kde vodorovná osa je tuhost piloty K , která je dána vztahem 4.47, svislá osa R_k a nelineární křivky jsou podíly délky piloty L ku průměru piloty d .

$$I = I_1 \cdot R_k \quad 4.46$$

$$K = \frac{E_b}{E_s} \quad 4.47$$

Ze vztahu tuhosti piloty K je vidět, že tuhost závisí na poměru modulu deformace betonu E_b a sečnového modulu deformace E_s . Sečnový modul deformace E_s se zjistí váženým průměrem dle rovnice

$$E_s = \frac{\sum E_{si} \cdot h_i}{\sum h_i} \quad 4.48$$

kde E_{si} je sečnový modul deformace pro jednotlivé vrstvy, které jsou dány pro horniny poloskalní, nesoudržné zeminy a soudržné zeminy.

Tabulka 4.25 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro horniny poloskalní

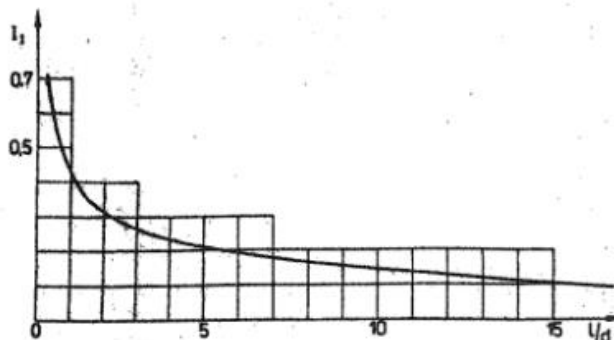
h (m)	d (m)								
	0,6			1			1,5		
	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41	138,3	58,8	41,2
5	-	58,2	41,3	-	15,3	54,8	-	87,9	63,7
10	-	87,5	61,6	-	114,5	83,2	-	133	97

Tabulka 4.26 Sečnové moduly deforma E_s (MPa) pro zeminy nesoudržné

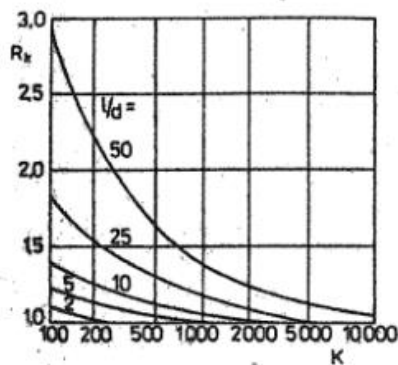
h (m)	d (m)								
	0,6			1			1,5		
	l_D								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13	15,3	29
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54	107,3

Tabulka 4.27 Sečnový modul deformace E_s (MPa) pro zeminy soudržné

h (m)	d (m)					
	0,6		1		1,5	
	l_c					
	0,5	≥ 1	0,5	≥ 1	0,5	≥ 1
1,5	6,9	13,2	7,9	13,4	8,6	12,3
3	10	22	12,5	23,9	13,7	23
5	12,5	31,2	15,9	35,4	18,4	36,7
10	15,5	44,3	21,3	51,3	24,6	57,4



Obrázek 4.16 Příčinkový koeficient sedání I_1 [8]



Obrázek 4.17 Korekční součinitel R_k [8]

Druhá větev je lineární a nastává po bodu $[R_y; s_y]$ a probíhá až do bodu $[R_{bu}; s_{25}]$. Druhá větev je rovnoběžná se zatížením na patě. Koncový bod druhé větve R_{bu} je dán vztahem

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} \quad 4.49$$

kde R_{pu} je mezní zatížení na patě při sedání 25 mm, jehož vztah je

$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot \frac{s_{25}}{s_y} \quad 4.50$$

Průběh sedání pro druhou větev je

$$s = s_y + (s_{25} - s_y) \cdot \frac{R - R_y}{R_{bu} - R_y} \quad 4.51$$

4.4.1.2 Vodorovná únosnost piloty

U mostních konstrukcí vzniká velké příčné a ohybové namáhání, proto je důležité posoudit u piloty, zda navržené dimenze vyhoví pro 2. mezní stav v příčném směru. Pilota se modeluje jako nosník vetknutý do pružného prostředí. Model vychází z Winklerovy hypotézy, která je dána vztahem

$$\sigma_z = k_{h,z} \cdot u_z \quad 4.52$$

kde $k_{h,z}$ je modul vodorovné reakce podloží v hloubce z

u_z je příslušná vodorovná deformace piloty

Modul $k_{h,z}$ v soudržných zeminách a poloskalních horninách se předpokládá, že má konstantní velikost v celé hloubce a je dán vztahem

$$k_h = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_{def}}{d} \quad 4.53$$

kde za d se dosazuje průměr piloty, pokud průměr piloty nepřesahuje hodnotu jedna, jinak se za d dosazuje hodnota 1.

Tuhost lineární pružiny v soudržných zeminách a poloskalních horninách $c_{h,lin}$ je podle rovnice

$$c_{h,lin} = k_h \cdot d \quad 4.54$$

V nesoudržných zeminách se předpokládá, že modul $k_{h,z}$ roste lineárně s přibývající hloubkou. Rovnice modulu v nesoudržných zeminách je

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d} \quad 4.55$$

Kde n_h je konstanta dle tabulky (viz.4.28)

z je hloubka od upraveného terénu

d je průměr piloty

4.28 konstanta n_h (MN/m³) pro nesoudržné zeminy

Zemina	n_h (MN.m ⁻³)		
Relativní ulehlost I_D	0,33	0,5	0,9
Suchý písek a štěrk	1,5	7	18
Vlhký písek a štěrk	2,5	4,5	11

Tuhost pružiny c_h jako bodová pružná podpora v nesoudržných zeminách se určí dle vzorce

$$c_h = k_h \cdot d \cdot \Delta z \quad 4.56$$

kde Δz je délka piloty L či jedné nebo více vrstev h_i nesoudržné zeminy podělené počtem dílku n, na kterou L nebo h_i rozděluje. Vztah pro Δz je dán rovnicí

$$\Delta z = \frac{L}{n} \text{ nebo } \Delta z = \frac{h_i}{n} \quad 4.57$$

4.4.1.3 Výpočet únosnosti piloty

Pilota má délku $L = 6$ m s průměrem $d = 750/630$ mm, průměr $d_1 = 750$ mm od hlavy piloty je do délky $L_1 = 4,15$ m. Pro pilotu je navržený beton C25/30. Modul

deformace E_b pro beton C25/30 je 30,5 GPa. Hloubka hlavy piloty od upraveného terénu je 1,61 m. Charakteristiky geologického profilu viz. kapitoly 4.4.1.3.2 a 4.4.1.3.3. Zatížení na v hlavě piloty je dle tabulky 4.30

4.4.1.3.1 Zatížení na pilotu

Zatížení pro pilotu je převzato z podkladů (viz. Pro 2. mezní stav jsou použity hodnoty $\max R_{z,k}$ a pro 1. mezní stav jsou použity hodnoty $\max R_{z,d}$.

Zatížení na spodní stavbu						Ložisko - opěra					
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ_{sup}	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	N	V_y	V_z	M_y	M_z
							[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Mastní tíha	1,35				-188	0	0	0	0
2		ostatní stálé zatížení	1,35				-18	0	0	0	0
3		zemní tlak	1,35				-66	125	67	107	189
4	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ	Model zatížení LM1 - gr1a - TS	1,35	0,75	0,75	0,00	-134	8	17	31	19
5		Model zatížení LM1 - gr1a - UDL	1,35	0,40	0,40	0,00	-25	1	3	6	4
6		Příčné a odstředivé síly	1,35	0,00	0,00	0,00	-82	8	31	32	22
7		Model zatížení LM3	1,35	0,00	-	0,00	-78	5	10	20	14
8		Teplota	1,50	0,60	0,60	0,50	-30	21	21	27	40
min $R_{z,k}$ - minimální charakteristická reakce							-272	125	67	107	189
max $R_{z,k}$ - maximální charakteristická reakce							-449	146	99	160	236
min $R_{z,d}$ - minimální návrhová reakce (komb. - tab.A2.4(B) výraz 6.10 dle ČSN EN 1990/A1)							-367	169	90	144	255
max $R_{z,d}$ - maximální návrhová reakce (komb. - tab.A2.4(B) výraz 6.10 dle ČSN EN 1990/A1)							-738	222	190	278	376

Obrázek 18 Zatížení na spodní stavbu dle podkladů

Tabulka 4.29 Reakce na spodní stavbu

	$\max R_{z,k}$	$\max R_{z,d}$
N (kN)	-449	-738
V_y (kN)	146	222
V_z (kN)	99	190
M_y (kN.m)	160	278
M_z (kN.m)	236	376

Pro zjednodušení byl vytvořený 2D model, kde síly V_y a V_z byly dosazeny jako vektor V a momenty M_y a M_z jako vektor M . Reakce na spodní stavbu pro 2D model jsou v tabulce 4.30

Tabulka 4.30 Reakce na spodní stavbu pro 2D model

	$\max R_{z,k}$	$\max R_{z,d}$
N (kN)	-449	-738
V (kN)	177	292
M (kN.m)	285	467

4.4.1.3.2 Geologický profil pro výpočet

Geotechnický profil pro výpočet stanovený dle Tabulka 4.1. Pro zjednodušení byly zanedbány vrstvy zeminy R6 – R5 z důvodu malé mocnosti. Geotechnický profil pro pilotu je podle tabulky níže (viz. Tabulka 4.31).

Tabulka 4.31 Geotechnický profil pro pilotu

Vrstva	Třída	l_i	h_i
		(m)	(m)
1	F5, F6	1,15	1,15
2	S3	1,15	0,95
		2,1	
3	G3, G4	2,1	2,05
		4,15	
4	R5 – R4	6	1,85

kde l_i je hloubka od hlavy piloty

h_i je mocnost vrstvy

4.4.1.3.3 Geotechnické charakteristiky pro výpočet

Geotechnické charakteristiky jsou následující:

Tabulka 4.32 Geotechnické charakteristiky pro výpočet piloty

Vrstva	Třída	E_{def}	I_c	I_D
		(MPa)	(-)	(-)
1	F5, F6	4	0,5 - 1	-
2	S3	8	-	0,85 - 1
3	G3, G4	70	-	0,85 - 1
4	R5 – R4	600	-	-

kde E_{def} je modul přetvárnosti

I_c je stupeň konzistence

I_D je index relativní ulehlosti

Z laboratorních výsledků byl stanoven stupeň nasycení $S_r = 85,57\%$ ve vrstvě

1.

4.4.1.3.4 Svislá únosnost piloty

Výpočet provedený dle kapitoly 4.4.1.1. Pro výpočet byl použitý program Excel 2016.

Tabulka 4.33 Parametry pro výpočet R_{su} , q_s

Vrstva	typ	l_i (m)	h_i (m)	D_i (m)	d_i (m)	a (kPa)	b (kPa)	q_{si} (kPa)	$d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$ (kN)	$d_i \cdot h_i$ (m ²)
1	F5, F6	1,15	1,15	0,58	0,75	46,39	20,81	19,25	16,60	0,86
2	S3	2,1	0,95	1,63	0,75	122,63	82,16	84,71	60,35	0,71
3	G3, G4	4,15	2,05	3,13	0,75	122,63	82,16	102,91	158,22	1,54
4	R5 – R4	6	1,85	5,08	0,63	150,95	117,21	136,40	158,97	1,17
Σ									394,15	4,28

Tabulka 4.34 Parametry pro výpočet E_s

Vrstva	typ	h_i	E_{si}	$E_{si} \cdot h_i$
		(m)	(MPa)	(MPa.m)
1	F5, F6	1,15	6,90	7,94
2	S3	0,95	13,30	12,64
3	G3, G4	2,05	22,49	46,09
4	R5 – R4	1,85	27,18	50,27
Σ			69,86	116,94

$$R_{su} = m_1 \cdot m_2 \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} = 0,7 \cdot 1 \cdot \pi \cdot 394,15 = 866,77 \text{ kPa}$$

$$q_s = \frac{\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}}{\sum d_i \cdot h_i} = \frac{394,15}{4,28} = 92,13 \text{ kPa}$$

$$q_0 = e - \frac{f}{\frac{L}{d_0}} = 1616,22 - \frac{1155,34}{\frac{6}{0,63}} = 1494,91 \text{ kPa}$$

$$\beta = \frac{q_0}{q_0 + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_0}} = \frac{1494,91}{1494,91 + 4 \cdot 92,13 \cdot \frac{6}{0,63}} = 0,299$$

$$R_y = \frac{R_{su}}{1 - \beta} = \frac{866,77}{1 - 0,299} = 1235,95 \text{ kPa}$$

$$E_s = \frac{\sum E_{si} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{116,94}{6} = 19,49 \text{ MPa}$$

$$I = I_1 \cdot R_k = 0,16 \cdot 1,1 = 0,176$$

$$I_1 = 0,16; R_k = 1,1; \frac{l}{d} = \frac{6}{0,63} = 9,52; K = \frac{E_b}{E_s} = \frac{30500}{20,09} = 1564,93$$

$$s_y = \frac{I \cdot R_y}{d \cdot E_s} = \frac{0,176 \cdot 1235,95}{0,63 \cdot 20090} = 0,0177 \text{ m}$$

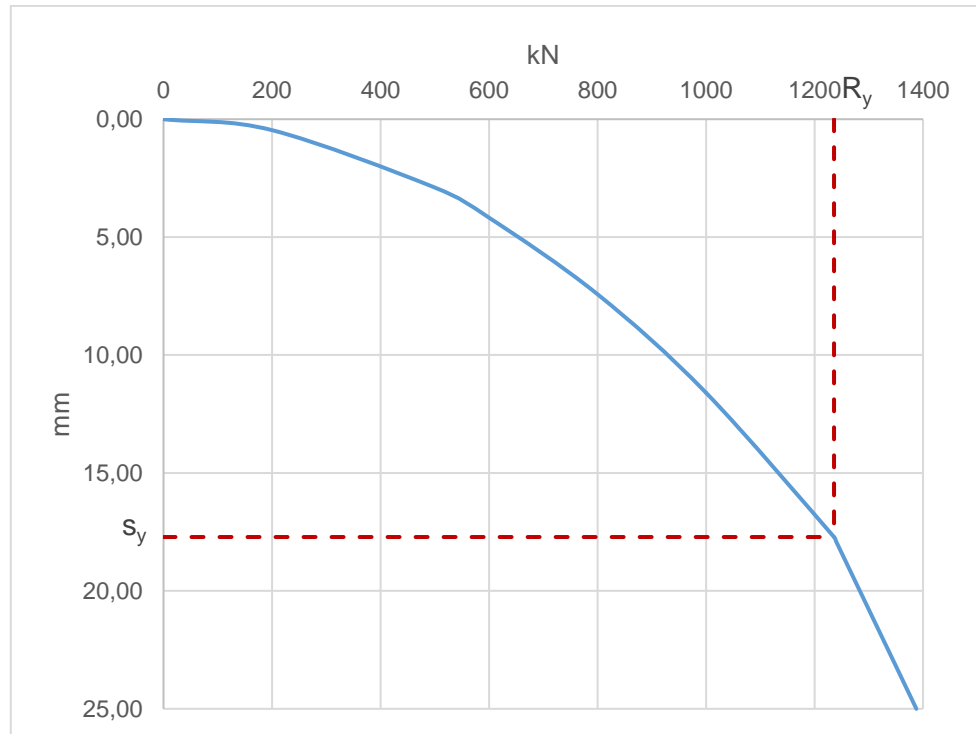
$$R_{pu} = \beta \cdot R_y \cdot \frac{s_{25}}{s_y} = 0,299 \cdot 1235,95 \cdot \frac{0,025}{0,0177} = 520,96 \text{ kN}$$

$$R_{bu} = R_{su} + R_{pu} = 866,77 + 520,96 = 1387,73 \text{ kN}$$

Tabulka 4.35 Hodnoty pro vykreslení mezní zatěžovací křivky piloty, vykreslenou v Obrázek 4.19

	Zatížení	Výpočet sedání
	(kN)	(mm)
R ≤ R _y	0,00	0,00
	200,00	0,46
	499,00	2,89
	600,00	4,18
	800,00	7,42
	1000,00	11,60
	1235,95	17,72
R _y ≤ R ≤ R _{bu}	1240,00	17,91
	1350,00	23,19
	1387,73	25,00

V rozmezí R ≤ R_y je sedání vypočteno dle vztahu 4.38 a v rozmezí R_y ≤ R ≤ R_{bu} je sedání vypočteno dle vztahu 4.51.



Obrázek 4.19 Mezní zatěžovací křivka piloty

Výsledné sedání charakteristickou sílu $N = 499$ kN je $s = 2,34$ mm. Hodnota je menší 25 mm → svislá únosnost 2. mezního stavu je vyhovující.

4.4.1.3.5 Vodorovná únosnost piloty

Výpočet je provedený dle kapitoly 4.4.1.2. Pro výpočet byli použity programy Excel 2016 a SCIA Engineer 18.1.

- Vrstva 1 – soudržná zemina

$$k_{h1} = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_{def}}{d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{4}{0,75} = 3,56 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$c_{h,lin1} = k_h \cdot d = 3,56 \cdot 0,75 = 2,67 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

- Vrstva 2 a 3 – nesoudržná zemina

- Zemina je vlhká, hodnoty n_h jsou z řádku vlhké písky a štěrky tabulka (viz. 4.28)
- Hloubka od původního terénu je

$$\text{od } z_1 = z + l_1 = 1,61 + 1,15 = 2,76 \text{ m}$$

$$\text{do } z_{11} = z + l_{11} = 1,61 + 4,15 = 5,76 \text{ m}$$

- Počet dílku, na které je rozdělena vrstva 2 a 3, je $n = 10$

Tabulka 4.36 Výpočet pružiny c_h pro vrstvu 1 a 2

i	z_i	l_i	h_i	k_h	Δz	c_h
(-)	(m)	(m)	(m)	(MN.m ⁻³)	(m)	(MN.m ⁻¹)
1	2,76	1,15	0	28,52	0,00	0,00
2	2,91	1,3	0,15	30,07	0,30	6,77
3	3,21	1,6	0,45	33,17	0,30	7,46
4	3,51	1,9	0,75	36,27	0,30	8,16
5	3,81	2,2	1,05	39,37	0,30	8,86
6	4,11	2,5	1,35	42,47	0,30	9,56
7	4,41	2,8	1,65	45,57	0,30	10,25
8	4,71	3,1	1,95	48,67	0,30	10,95
9	5,01	3,4	2,25	51,77	0,30	11,65
10	5,31	3,7	2,55	54,87	0,30	12,35
11	5,61	4	2,85	57,97	0,30	13,04
12	5,76	4,15	3	59,52	0,00	0,00

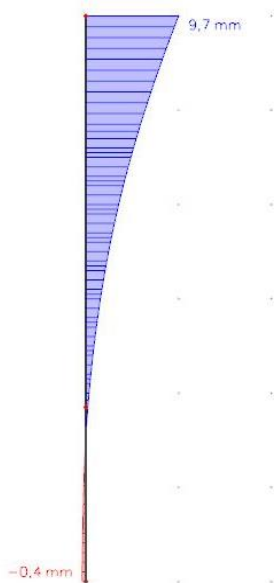
Vrstva 4 – poloskalní hornina

$$k_{h4} = \frac{2}{3} \cdot \frac{E_{def}}{d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{600}{0,63} = 634,92 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$c_{h,lin4} = k_h \cdot d = 634,92 \cdot 0,63 = 400 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Tuhosti c_h a $c_{h,lin}$ byly použity do programu SCIA Engineer 18.1 jako pružné podpory. Z programu SCIA Engineer 18.1 byly zjištěny vnitřní síly a deformace.

Maximální vodorovná deformace byla zjištěna $u_x = 9,7 \text{ mm}$ v 2. mezním stavu. Hodnota je menší 25 mm → svislá únosnost 2. mezního stavu je vyhovující.



Obrázek 4.20 Vodorovná deformace u_x (mm) pro 2. mezní stav

4.4.1.3.6 Návrh výztuže

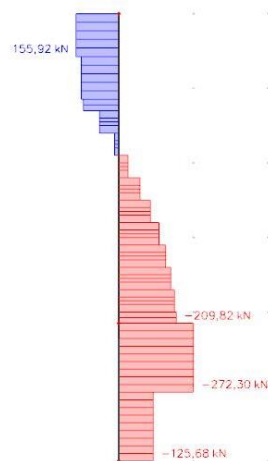
Pro výpočet vnitřních sil byl použit program SCIA Engineer 18.1 a výztuž byla posouzena v programu FIN EC 2018 – Beton.

Zatížení bylo použito v návrhových hodnotách viz. Tabulka 4.30.

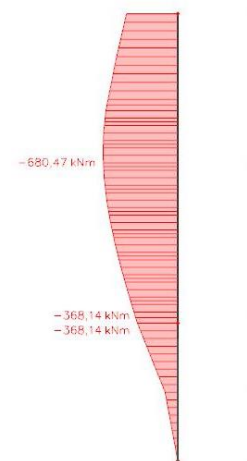
a



b



c



Obrázek 4.21 Průběh vnitřních sil v návrhových hodnotách a – N (kN); b – V (kN); c – M (kN.m).

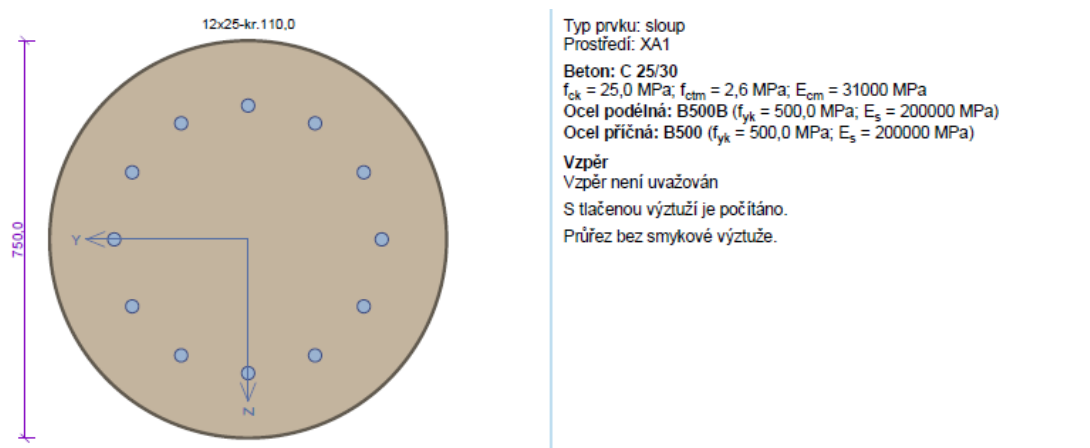
Průřez byl posuzován ve třech průřezech:

- Průřez 1 – v hlavě piloty
- Průřez 2 – v místě maximálního momentu
- Průřez 3 – v přechodu z průměru piloty 750 mm na 630 mm.

Ohybová výztuž byla navržena po celé délce piloty se stejným průměrem a počtem. Profil výztuže byl navržen na 25 mm s počtem 12 ks.

Smyková výztuž byla navržena též po celé délce piloty se stejným průměrem a počtem. Smyková výztuž byla navržena jako spirála s profilem výztuže 8 mm se stoupáním po 140 mm.

Návrh armokoše vrtané piloty je blíže specifikovaný v samostatné Příloze 3.



Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$\rho_s = 0,0134 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ Vyhovuje

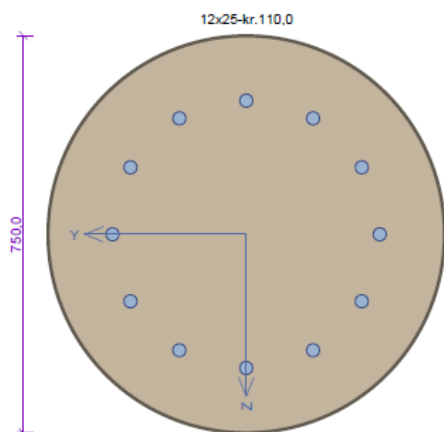
$\rho_s = 0,0134 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ Vyhovuje

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-813,01	-9681,98	-368,14	-728,84	-209,82	-254,84	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Obrázek 22 Průřez 1, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton



Typ prvku: sloup
Prostředí: XA1
Beton: C 25/30
 $f_{ck} = 25,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,6$ MPa; $E_{cm} = 31000$ MPa
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Krytí: 102,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,0134 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,0134 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

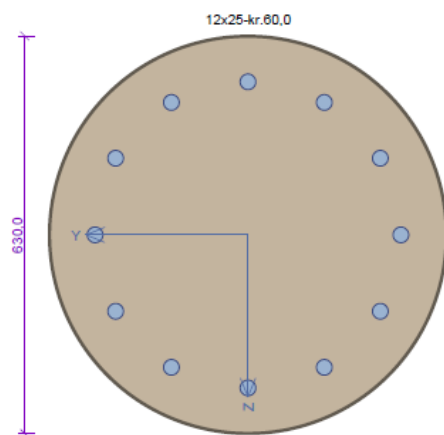
Minimální průměr třmínků $d = 6,25$ mm \Rightarrow **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 300,0$ mm \Rightarrow **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-813,01	-9681,98	-680,47	-728,84	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Obrázek 23 Průřez 2, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton



Typ prvku: sloup
Prostředí: XA1
Beton: C 25/30
 $f_{ck} = 25,0$ MPa; $f_{ctm} = 2,6$ MPa; $E_{cm} = 31000$ MPa
Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
Ocel příčná: B500 ($f_{yk} = 500,0$ MPa; $E_s = 200000$ MPa)
Vzpěr
Vzpěr není uvažován
S tlačnou výztuží je počítáno.
Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 140,0 mm; Krytí: 52,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,019 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,019 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení konstrukčních zásad třmínků

Minimální průměr třmínků $d = 6,25$ mm \Rightarrow **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{cl,max} = 300,0$ mm \Rightarrow **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-813,01	-7525,27	-368,14	-610,17	-272,30	-296,32	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Obrázek 24 Průřez 3, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton

4.5 Technická zpráva

4.5.1 Identifikační údaje

Stavba::	I/11 Postřelmov - Chromeč
Název objektu:	SO 240 – most na silnici II/369 přes Hraniční strouhu v km 0,100
Obec:	Postřelmov
Okres:	Šumperk
Kraj:	Olomoucký
Objednatel:	Ředitelství silnic a dálnic ČR
Stavbu zajišťuje:	Ředitelství silnic a dálnic ČR, správa Olomouc
Projektant:	Anežka Brejchová
Vedoucí diplomové práce:	doc. Ing. Jan Masopust, CSs.
Stupeň dokumentace:	PDSP
Datum:	05/2019

4.5.2 Základní údaje

Mostní objekt SO 240 se nachází mezi obcí Chromeč a Vyšehoří a převádí silnici II/369 přes Hraniční strouhu (dříve Mlýnský náhon), která je součástí SO 120. Dokumentace se zabývá návrhem založení mostních opěr a založení opěrných zdí.

Druh převáděné komunikace:	Pozemní komunikace
Překračovaná překážka:	Vodoteč Hraniční strouha
Počet mostních polí:	1
Počet mostovkových podlaží:	Jednopodlažní most

Výšková poloha:	Horní mostovka
Měnitelnost základní polohy:	Nepohyblivý most
Doba trvání:	Trvalý most
Průběh trasy na mostě:	Směrově v pravotočivém oblouku o poloměru 150 m Výškově v klesání 5,8 %
Situativní uspořádání:	Šikmý levý 60°
Projektovaná zatížitelnost:	ČSN EN 1991-2
Nosná konstrukce:	Masivní železobetonová
Volná výška na mostě	neomezená
Délka přemostění:	4,523 m
Délka mostu:	44,5 m
Šířka mostu	9,8 m
Volná šířka mostu	8,2 m
Výška mostu	3,01 m
Stavební výška	0,63 m
Plocha mostu	5,8.9,3=54 m ²

4.5.3 Přehled výchozích podkladů

1. Inženýrskogeologický průzkum

- Přehled laboratorních výsledků – mostní objekt SO240, Závěrečná zpráva, Geologický pasport D5.1
- zhotovitel INSET s.r.o., březen 2018

2. Výkresy

- Podélný řez, příčný řez, půdorys, tvar spodní stavby
- zhotovitel Dopravoprojekt Ostrava, září 2018

3. Reakce na spodní stavbu

4.5.4 Geologické a hydrogeologické podmínky

V prostoru mostu S0240 provedeny sondy HJ166 (8,2 m p.t.) a J167 (11,5 m p.t.). Celkově bylo nalezeno 5 geotechnických typů.

Geologické poměry:

Kvartérní pokryv:

- GT2A – deluvofluviální jíly s nízkou plasticitou, tuhé konzistence
- GT2 – fluviální, velmi ulehle hrubozrnné štěrkopísky (místy balvanité)
- GT3 – jemnozrnná frakce vyskytující se proměnlivě v GT2, sediment
- GT4 – písky

Proterozoikum:

- GT5A – eluvium pararul pevnostní třídy R6 – R5 s charakterem štěrkovitých a písčitých hlín.
- GT5B – pararuly pevnostní třídy R5 – R4

Tabulka 4.37 Geotechnický profil

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída - symbol ČSN 73 6133	Max. do hloubky (m)	Max. mocnost (m)
GT2A	Kvartér	F5, F6	5	4,6
GT3	Kvartér	G3, G4	6,9	1,9
GT4	Kvartér	S3	6,6	1,1
GT5A	Proterozoikum	R6 – R5	7,3	0,4
GT5B	Proterozoikum	R5 – R4	>8,2	>0,9

Hydrogeologické poměry:

- Ustálená hladina podzemní vody byla nalezena na kótě cca 301,2 m n. m. Zvodeň charakteristická mírně napjatou hladinou.

Agresivní poměry:

- V místě stavby nebyla nalezena agresivní voda vůči betonu.

Bližší popis geologickým poměru v kapitole 4.2.

4.5.5 Technické řešení

4.5.5.1 Založení mostních opěr

Mostní opěry budou založeny na 20 vrtaných pilotách o stejné délce. Piloty budou dlouhé 6 m s průměrem 750/630 mm. Hlavy pilot budou v úrovni 304,580 m. Piloty budou pažené až cca do 4,9 m p. t. GT5, kde se nachází poloskalní podloží z pararuly. Piloty budou provedeny s betonu C 25/30 XA1. Jako výztuž bude použita ocel B500B.

Rozmístění pilot je dle Přílohy 1 a vyztužení dle přílohy 3.

4.5.5.2 Opěrné zdi

Opěrné zdi budou oddílatované od mostních křídel objektu SO240. Opěrné zdi budou založené na plošném základu. Rozměry základu se dle výšky dříku opěrné zdi budou měnit. Jsou navrženy čtyři typy opěrných zdí dle rozměru základu. Typ 1 se šířkou dříku 0,550 m a výškou od 2,843 do 3,390 m dle skonu stoupání přeložky silnice a výškou základového pasu 0,6 m a šířkou 2,8 m. Typ 2 se šířkou dříku 0,550 m a výškou od 2,278 do 2,850 m dle skonu dle skonu stoupání přeložky silnice a výškou základového pasu 0,6 m, šířkou 2,5 m. Typ 3 se šířkou dříku 0,550 m a výškou od 1,728 až 2,180 dle skonu stoupání přeložky silnice a výškou základového pasu 0,6 m, šířkou 2,1 m. Typ 4 se šířkou dříku 0,550 m a výškou od 1,410 až 1,628 dle skonu stoupání přeložky silnice a výškou základového pasu 0,6 m, šířkou 1,7 m. Opěrná zeď bude provedená s betonu C25/30 XF2 a vyztužená ocelí B500B.

Úroveň základové spáry a bližší rozměry viz Příloha 1 a 2.

4.5.6 Technický postup provádění

4.5.6.1 Založení mostních opěr

4.5.6.1.1 Vrtání

Piloty budou prováděny z pracovní plošiny na výškové úrovni 304,580 m n.m. pro obě mostní opěry. Vrtání bude provedeno bez hluchého vrtu.

Před vrtáním budou provedeny šablony s kruhovými otvory o průměru 800 mm pro umístění vrtů z betonu C 12/15 v tl. 150 mm.

Vrty budou prováděny technologií rotačně náběrového vrtání a budou paženy do hloubky, kde se bude nacházet poloskalní podloží z pararuly (cca 4,9 m p. t.). Průměr paženého vrtu bude 750 mm, průměr nepaženého vrtu pak 630 mm.

Předpokládané pažení je pomocí dvouplášťových spojovatelných ocelových pažnic. Úroveň hlavy piloty je 304,480 m n. m. a minimální délka 6 m. Pilota musí být vetknutá v min. délce 1,85 m do skalního podloží o min. pevnosti R5.

4.5.6.1.2 Přípravné práce před betonáží

Po dokončení vrtání bude vrt očištěn. Před betonáží bude vložen armokoš.

Armokoš má podélnou výztuž o profilu 25 mm s počtem kusů 12 a délkou 7,2 m. Příčná výztuž je ve formě spirály s profilem 8 mm, která stoupá po 140 mm po celé délce vrtu. Armokoš je opatřen distančními kruhy, které mají profil 16 mm a jsou rozmístěny minimálně po 2 m. Krytí výztuže bude zajištěno betonovými distančními kolečky o průměru 200 mm se třemi kusy v každé úrovni. Betonová distanční kolečka budou rozmístěna min. po 2 m a v každé úrovni budou prostřídána. Kotevní výztuž do základového bloku bude mít od hlavy piloty min. délku 1,3 m. Výztuž bude provedena z oceli B500B.

Krytí výztuže v nepaženém vrtu bude min. 60 mm a v paženém vrtu min. 110 mm.

4.5.6.1.3 Betonáž

Betonáž se bude provádět betonem C25/30 XA1. Předpoklad je, že bude provedena do sucha a bude použita betonážní roura. Pokud se ve vrtu vyskytne voda, bude použita metoda Contractor. Beton bude lit do vrtu pomocí licí roury. Licí roura se před betonáží osadí na dno vrtu. V průběhu betonáže se licí roura bude pomalu vytahovat, musí být ponořena min. 1,5 m. Ihned po betonáži budou ocelové pažnice vytaženy. Následně bude hlava piloty dobetonována.

4.5.6.1.4 Dokončovací práce

Po dokončení betonáže, je zapotřebí hlavy piloty očistit. V případě zohýbání výztuže je třeba ji narovnat.

4.5.6.1.5 Povolené výrobní tolerance

Povolené výrobní tolerance jsou:

- Odchyly osy vrtu v hlavě piloty od projektované polohy max. 70 mm.
- Odchylna ve sklonu piloty max. 1%.
- Výšková odchylna hlavy piloty $\pm 0,20$ mm.
- Výškové sazení armokoše ± 50 mm.

4.5.6.2 Založení opěrných zdí

V průběhu výkopových prací bude základová spára ručně očištěna a bude následně zaveden podkladní beton. Výšková úroveň základové spáry bude dle Přílohy 1. Po dokončení podkladního betonu bude provedeno armování pro základovou desku s kotevní výztuží pro dřík.

Po dokončení armování bude následně provedena betonáž s pracovní spárou mezi základovou deskou a dříkem. Po dostatečné pevnosti betonu bude následovat armování pro dřík a poté bude bedněn. Do armování bude vloženo odvodnění opěrných zdí. Plochy, které budou viditelné, budou z hoblovaných prken spojených na perodrážku a svisle kladených. Neviditelné prvky budou obloženy vodovzdornou překližkou a všechny styčné dílce bednění překližky budou muset na sebe vzájemně navazovat bez výškových či směrových odskoků. Je třeba zajistit, aby povrch betonu byl jednotný a jednobarevný. Bednění bude odstraněno poté, co beton nabyde dostatečné pevnosti.

Výztuž bude provedeno Přílohy 2. Podélná výztuž v dříku a základové desky bude provedena z profilů 12 mm po 100 mm. Smyková výztuž bude pouze jako konstrukční s profily 12 mm po 250 mm. Minimální krytí výztuže bude 50 mm.

Dokončovací práce budou zahrnovat obsyp z nenamrzavého materiálu, odvodnění rubu a úpravu terénu okolo opěrné stěny.

4.5.7 Bezpečnost při užívání stavby

Staveniště bude zařízeno tak, aby se stavba mohla řádně a bezpečně provádět. Nesmí docházet k ohrožování a nadměrnému obtěžování okolí, zvláště hlukem, prachem a staveništní dopravou vč. Ohrožování bezpečnosti provozu na pozemních komunikacích.

4.5.8 Závěr

Dokumentace byla zpracována dle podkladů uvedených v kapitole 4.5.3 a provedena dle platných norem a stavebních předpisů platných v České republice. V případě, že se během provádění vyskytnou odchylky od dokumentace, je třeba vše konzultovat s autorem dokumentace.

5 Závěr

Tématem bakalářské práce bylo založení mostních opěr a opěrných zdí. Pro návrh založení jsem vycházela z podkladů uvedených v kapitole 4.5.3. Mostní opěry byly založeny na vrtaných pilotách o průměru 750/630 mm s délkou 6 m. Opěrné zdi byly navrženy jako úhlové železobetonové opěrné zdi, založené na plošném základu. Jednotlivé šířky základové desky jsou 2,8 m, 2,5 m, 2,1 m a 1,7 m a výšky 0,6 m.

Na začátku má práce pojednává o možnostech založení mostních opěr a opěrných zdí a popsáním vhodnosti jednotlivých typů založení. Následně se práce už věnuje SO 240 most Postřelmov, kde je popsána konstrukce mostu, geotechnické poměry na staveništi a návrh založení.

Opěrné zdi byly posouzeny dle MSP a MSU, kde bylo zhodnoceno, že není potřeba provádět hlubinné založení. Návrh založení mostních opěr vrtanými pilotami byl posuzován dle výpočtů J. Masopusta. Piloty byly posuzovány jako osamělé a posouzené ve svislém a vodorovném směru na MSP a následně byla posouzena výztuž na MSU. Na výsledné posouzení byla zpracovaná technická zpráva a výkresová část.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] MASOPUST, J., Navrhování základových a pažících konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1997, Praha: ČKAIT, 2012.
- [2] ŠAFÁŘ, R., Betonové mosty 2, Přednášky, Praha: ČVUT, 2014.
- [3] TURČEK, P. a kol., Zakládání staveb, Bratislava: JAGA, 2005.
- [4] „Mapy,“ Seznam, [Online]. Available: <https://mapy.cz/zakladni?x=16.8929902&y=49.9321181&z=15&source=muni&id=432>. [Přístup získán 19 04 2019].
- [5] „Geologická mapa 1:25 000,“ Česká geologická služba, [Online]. Available: http://mapy.geology.cz/geocr_25/. [Přístup získán 26 04 2019].
- [6] „Online nápověda GEO5,“ FINE, [Online]. Available: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/znamenkova-konvence-01/>. [Přístup získán 19 04 2019].
- [7] „Online nápověda GEO5,“ FINE, [Online]. Available: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/zemni-klin-01/>. [Přístup získán 19 04 2019].
- [8] MASOPUST, J., Vrtané piloty, Praha: Čeněk a Ježek, 1994.

SEZNAM POUŽITÝCH OBRÁZKŮ

Obrázek 3.1 a - vyztužené stěny z velkých prefabrikátů, b - vyztužené stěny z malých prefabrikátů [3].....	13
Obrázek 4.1 Mapa umístění mostního objektu [4].....	14
Obr. 4.2 Geologická mapa [5]	15
Obrázek 4.3 Legenda k geologické mapě [5]	16
Obrázek 4.4 Znaménková konvence pro výpočet zemních tlaků [6].....	19
Obrázek 4.5 Tvar zemního klínu pro aktivní zemní tlak [7].....	20
Obrázek 4.6 Průběh příčinkového součinitele sedání I_2 pro charakteristický pod obdélníku [1]	26
Obrázek 4.7 Průběh součinitele κ_1 [1]	27
Obrázek 4.8 Průběh součinitele κ_2 [1]	27
Obrázek 4.9 Statické schéma pro výpočet konečného sedání [1]	28
Obrázek 4.10 Průběh vnitřních sil v návrhových hodnotách a – N (kN); b – V (kN); c – M (kN.m).....	52
Obrázek 4.11 Místa posouzení opěrné stěny	52
Obrázek 12 Průřez 1, opěrná zeď – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton.....	53
Obrázek 13 Průřez 2, opěrná zeď – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton.....	53
Obrázek 14 Průřez 3, opěrná zeď – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton.....	54
Obr. 4.15 a - mezní zatěžovací křivka vrtané piloty, b - schéma piloty uložené ve vrstevnaté zemině [1].....	56
Obrázek 4.16 Příčinkový koeficient sedání I_1 [8].....	60
Obrázek 4.17 Korekční součinitel R_k [8]	61
Obrázek 18 Zatížení na spodní stavbu dle podkladů	63
Obrázek 4.19 Mezní zatěžovací křivka piloty	67
Obrázek 4.20 Vodorovná deformace u_x (mm) pro 2. mezní stav	69

Obrázek 4.21 Průběh vnitřních sil v návrhových hodnotách a – N (kN); b – V (kN); c – M (kN.m).....	70
Obrázek 22 Průřez 1, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton...	70
Obrázek 23 Průřez 2, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton...	71
Obrázek 24 Průřez 3, pilota – výstup posudku z programu FIN EC 2018 – Beton...	71

SEZNAM POUŽITÝCH TABULEK

Tabulka 4.1 Geologický profil.....	17
Tabulka 4.2 Geotechnické charakteristiky.....	17
Tabulka 4.3 Dílčí součinitele zatížení γ_G nebo účinků zatížení γ_Q [1].....	22
Tabulka 4.4 Dílčí součinitele parametrů základové půdy γ_M [1]	22
Tabulka 4.5 Dílčí součinitele únosnosti γ_R [1]	22
Tabulka 4.6 Geotechnické charakteristiky pro výpočet úhlové stěny.....	28
Tabulka 4.7 Geologický profil pro úhlovou zeď	29
Tabulka 4.8 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 – zohlednění původního geostatického napětí $\sigma_{or,i}$	41
Tabulka 4.9 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a	41
Tabulka 4.10 Výpočet sedání opěrné stěny typ 1 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b	42
Tabulka 4.11 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 2.....	43
Tabulka 4.12 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 – zohlednění původního geostatického napětí $\sigma_{or,i}$	44
Tabulka 4.13 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a	45
Tabulka 4.14 Výpočet sedání opěrné stěny typ 2 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b	45
Tabulka 4.15 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 2.....	46
Tabulka 4.16 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 – zohlednění původního geostatického napětí σ_{or}	47
Tabulka 4.17 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a	48
Tabulka 4.18 Výpočet sedání opěrné stěny typ 3 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b	48
Tabulka 4.19 Posouzení mezního stavu porušení opěrné stěny typu 4.....	49
Tabulka 4.20 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 – zohlednění původního geostatického napětí σ_{or}	50

Tabulka 4.21 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 - zatížení v základové spáře konstantním napětím σ_a	51
Tabulka 4.22 Výpočet sedání opěrné stěny typ 4 - zatížení v základové spáře s lineárním průběhem σ_b	51
4.23 Dílčí koeficient m_2 vyjadřující vliv dřívku	57
4.24 Velikosti regresivních koeficientů	57
Tabulka 4.25 Sečnové moduly deformace E_s (MPa) pro horniny poloskalní.....	60
Tabulka 4.26 Sečnové moduly deforma E_s (MPa) pro zeminy nesoudržné	60
Tabulka 4.27 Sečnový modul deformace E_s (MPa) pro zeminy soudržné	60
4.28 konstanta n_h (MN/m ³) pro nesoudržné zeminy	62
Tabulka 4.29 Reakce na spodní stavbu	63
Tabulka 4.30 Reakce na spodní stavbu pro 2D model	63
Tabulka 4.31 Geotechnický profil pro pilotu	64
Tabulka 4.32 Geotechnické charakteristiky pro výpočet piloty	64
Tabulka 4.33 Parametry pro výpočet R_{su} , q_s	65
Tabulka 4.34 Parametry pro výpočet E_s	65
Tabulka 4.35 Hodnoty pro vykreslení mezní zatěžovací křivky piloty, vykreslenou v Obrázek 4.19	66
Tabulka 4.36 Výpočet pružiny c_h pro vrstvu 1 a 2	68
Tabulka 4.37 Geotechnický profil.....	74

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1

Příloha 2

Přílohy 3