

D.1.3

INVESTOR:	Magistrát města Brna Odbor investiční Kounicova 67, 601 67 Brno	B R N O
-----------	--	----------------------

ZHOTOVITEL DOKUMENTACE:	SPOLEČNOST	"TT BYSTRC - KAMECHY"	ČLEN SPOLEČNOSTI
VEDOUcí SPOLEČNOSTI		ČLEN SPOLEČNOSTI	
			
PK OSSENDORF s.r.o. Tomešova 503/1, 602 00 Brno www.pk-ossendorf.cz tel.: +420 543 516 526 info@pk-ossendorf.cz	METROPROJEKT Praha a.s. Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7 www.metroprojekt.cz tel.: +420 296 154 105 info@metroprojekt.cz	AMBERG Engineering Brno a.s. Ptašinského 10, 602 00 Brno www.amberg.cz tel.: +420 541 432 611 amberg@amberg.cz	
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:	ING. PETR VYSKOČIL		Č.ZAKÁZKY: 2018 120.1
HLAVNÍ KOORDINÁTOR PROJEKTU:	ING. VLASTISLAV NOVÁK, Ph.D.		

VEDOUcí PROJEKTANT	ING. VLASTIMIL HORÁK		
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. VERONIKA KOČIČKOVÁ		
VYPRACOVAL	ING. VERONIKA KOČIČKOVÁ		
KONTROLOVAL	ING. VLASTIMIL HORÁK		
KRAJ: JIHO MORAVSKÝ	KAT. ÚZ.: BRNO-BYSTRC, ŽEBETÍN	DATUM	04/2022
STAVBA	PRODLOUŽENÍ TRAMVAJOVÉ TRATI BYSTRC - KAMECHY STAVEBNÍ ČÁST OPĚRNÉ A ZÁRUBNÍ ZDI	FORMÁT	A4
		MĚŘÍTKO	-
		ÚČEL	DUR
		ČÍS.ZAKÁZKY	259-2/2
ČÁST PD	PRŮKAZ DIMENZÍ	ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. PŘÍLOHY 09

Investor

Statutární město Brno

Stavba:

Prodloužení tramvajové trati Bystřec – Kamechy

D.1.3 Opěrné a zárubní zdi

D.1.3.09 PRŮKAZ DIMENZÍ

Obsah:

1.	Úvod.....	3
1.1	Identifikační údaje	3
1.1.1	Údaje o stavbě	3
1.1.2	Údaje o žadateli	3
1.1.3	Údaje o zpracovateli dokumentace	3
1.2	Podklady a literatura	4
2.	Geologické a hydrogeologické poměry	4
2.1	Geologie a zatřídění dle GT typů	4
2.1.1	Kvartérní pokryv – hlíny jílovité (GT 2)	4
2.1.2	Kvartérní pokryv – jílovité hlíny písčité (GT 3a).....	4
2.1.3	Kvartérní pokryv – jíly, jíly písčité (GT 4).....	4
2.1.4	Neogén – jíl vápnitý (GT 5)	5
2.2	Parametry do výpočtu	5
3.	Výpočetní software	5
4.	Zajištění zářezu pomocí stěny ze SB podél TT km 0,210 – 0,610.....	5
5.	Zárubní zeď podél tramvajové tratě km 0,774 – 0,864	7
6.	Pilotová stěna u PTO	8
7.	Opěrná zeď smyčka Kamechy	12
8.	Pilotová stěna smyčka Kamechy.....	14
9.	Závěr	16

1. Úvod

Průkaz dimenzí byl proveden pro trvalé zajištění zářezu podél tramvajové tratě (stěny ze stříkaného betonu, zárubní zeď), pro pilotovou stěnu u PTO, pro opěrnou zeď ve smyčce Kamechy a pro pilotovou stěnu ve smyčce Kamechy.

1.1 Identifikační údaje

1.1.1 Údaje o stavbě

Název stavby: Prodloužení tramvajové trati Bystrc – Kamechy

Skupina objektů: D.1.3 – Opěrné a zárubní zdi

Místo stavby: Kraj: Jihomoravský

Obec: Brno; MČ Bystrc, MČ Žebětín

K.ú.: Bystrc, Žebětín

Předmět dokumentace: Dokumentace pro rozhodnutí o umístění stavby – DUR

1.1.2 Údaje o žadateli

Název: Statutární město Brno

Adresa sídla: Dominikánské náměstí 196/1
602 00 Brno

IČO: 449 92 785

1.1.3 Údaje o zpracovateli dokumentace

Hlavní projektant:

Společnost „PK OSSENDORF + METROPROJEKT + AMBERG – TT Bystrc – Kamechy“

Zastoupený:

Obchodní název: PK Ossendorf s.r.o.

Adresa sídla: Tomešova 503/1, 602 00, Brno

IČO: 255 64 901

Zastoupený: Ing. Vlastislav Novák Ph.D., technický ředitel

Hlavní inženýr projektu: Ing. Petr Vyskočil, AI ČKAIT, ID00 č. 0010125

Hlavní koordinátor projektu: Ing. Vlastislav Novák Ph.D., AI ČKAIT, ID00 č. 1002774

Vedoucí projektu: Ing. Jan Charvát, AI ČKAIT, ID00 č. 1005810

Zhotovitel dokumentace objektu:

Obchodní název: AMBERG Engineering Brno, a.s.

Adresa sídla: Ptašínského 10, 602 00 Brno

IČO: 494 46 703

Zodpovědný projektant: Ing. Veronika Kočíčková, AI ČKAIT, IG00 č. 1007190

1.2 Podklady a literatura

- [1] GEOTest, a.s.: Prodloužení tramvajové trati Bystrc – Kamechy, předběžný geotechnický průzkum pro trasu a tunel, Brno, červen 2016
- [2] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (vč. změny A1)
- [3] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí (části 1-4)
- [4] ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [5] ČSN EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [6] ČSN EN 1991 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí
- [7] ČSN EN 1997–1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

2. Geologické a hydrogeologické poměry

2.1 Geologie a zatřídění dle GT typů

V zájmové lokalitě pro tramvajové tratě dominují horniny brněnského masívu (granodiority, diority, metabazalty), které jsou překryty neogenními sedimenty, na nichž spočívají kvartérní (eluvialní a splachové) sedimenty. Zeminy a horniny byly na základě stratigrafie, litologie a výsledcích fyzikálně-mechanických rozborů zemin a zkoušek hornin rozčleněny do charakteristických skupin – geotechnických typů zemin (dále pouze GT), reprezentujících fyzikálně a mechanicky kvazihomogenní celky.

Po trase prodloužení tramvajové tratě byly vymezeny GT 1, 2, 3a, 3b, 4, 5, 6, 7, 8 a 9.

2.1.1 Kvartérní pokryv – hlíny jílovité (GT 2)

Jedná se o zeminy, v jejichž složení převládá jemnozrnná složka. Mocnost vrstvy je až 8,10 m. Tyto zeminy náleží na základě zatřídění v laboratoři mechaniky zemin dle ČSN 73 6133 do třídy F6 CI (v archivních vrtech popisované jako spraš či sprašové hlíny). Konzistence zemin kolísá od pevné po tuhé v souvislosti s hladinou podzemní vody.

2.1.2 Kvartérní pokryv – jílovité hlíny písčité (GT 3a)

Do této skupiny patří především hlíny písčité, hlíny jílovito-písčité s podílem drobnozrnného štěrku tuhé konzistence a střední plasticity. Byly zastiženy lokálně v mocnosti do 2,00 m. Dle ČSN EN 73 6133 jsou zařazované do třídy F2 CG, F4 CS, F1 MG a F3 MS.

2.1.3 Kvartérní pokryv – jíly, jíly písčité (GT 4)

Jedná se o přechodovou vrstvu mezi kvartérními a neogenními sedimenty. Tato vrstva má místy mocnost až 7,00 m a má proměnlivé složení. Souvrství budují vápnité jíly, proměnlivě písčité až jílovité písky s lokální příměsí drobnozrnných úlomků granodioritu, převážně tuhé, tuhé až pevné, pevné konzistence a charakteristickou

vysokou plasticitou jemnozrnné komponenty. Písčítá frakce je proměnlivě zrnitá. Vrstva je ulehlá, vlhká. Dle klasifikace ČSN EN 73 6133 spadají do třídy F8 CH, písčitéjší části do F4 CS a S5 SC.

2.1.4 Neogén – jíl vápnitý (GT 5)

Jedná se o jednotky tvořené neogenními jíly. Povrch souvrství byl zastižen v hloubce 8,00 – 13,20 m. Tyto zeminy náleží na základě zatřídění v laboratoři mechaniky zemin dle ČSN 73 6133 do třídy F8 CV – jíly s velmi vysokou plasticitou.

2.2 Parametry do výpočtu

Geotechnické parametry byly přebrány z Předběžného IGP [1].

Tabulka 1 Parametry zemin

GT	Zatřídění dle ČSN 73 6133	ρ [Mg/m ³]	c'_{ef} [kPa]	φ'_{ef} [°]	E_{def} [MPa]	ν [-]
2	F6 CI	1990	17	24	5	0,40
3a	F4 CS	2000	18	21	4	0,35
4	F8 CH	2002	8	17	5	0,42
5	F8 CV	1990	20	21	7	0,42

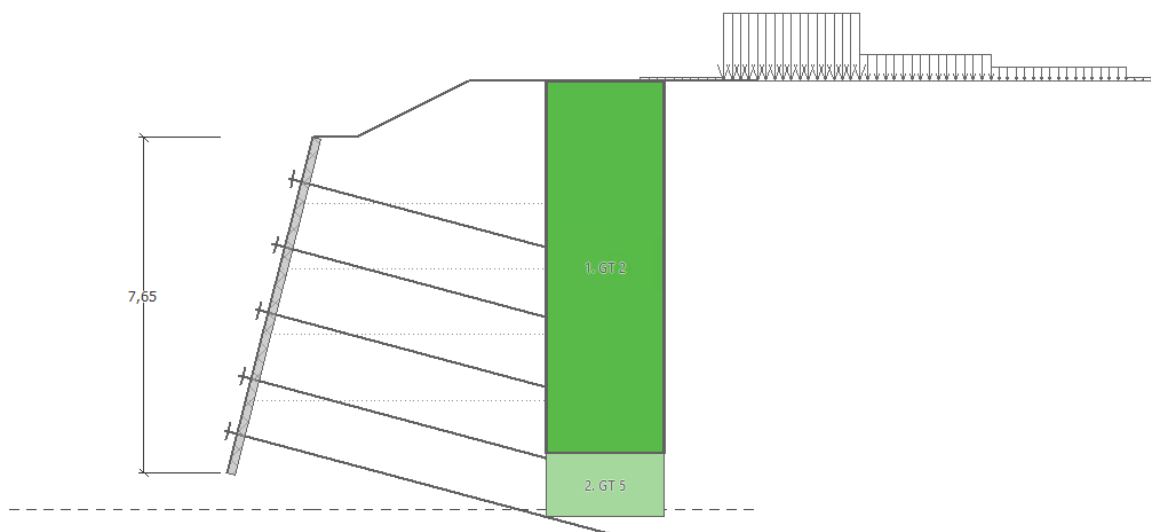
ρ	Objemová hmotnost
c'_{ef}	Efektivní soudržnost
φ'_{ef}	Efektivní úhel vnitřního tření
E_{def}	Modul přetvárnosti
ν	Poissonovo číslo

3. Výpočetní software

Pro výpočet byl použit program Geo5 – moduly Pažení posudek, Úhlová zeď a Hřebíkový svah.

4. Zajištění zářezu pomocí stěny ze SB podél TT km 0,210 – 0,610

Pro ověření zajištění zářezu byl vybrán řez v km cca 0,35 m vpravo. Zářez zde má hloubku cca 7,65 m, za horní hranou se nachází svah 1:2 vedoucí k silnici Vejrostova. Ve výpočtu bylo uvažováno s přitížením od dopravy na ulici Vejrostova. Zářez zde prochází zeminami typu GT 2 a GT 5, jejich rozhraní bylo uvažováno v hloubce 8,50 m. Hladina podzemní vody je uvažována v hloubce 9,50 m pod úrovní terénu.

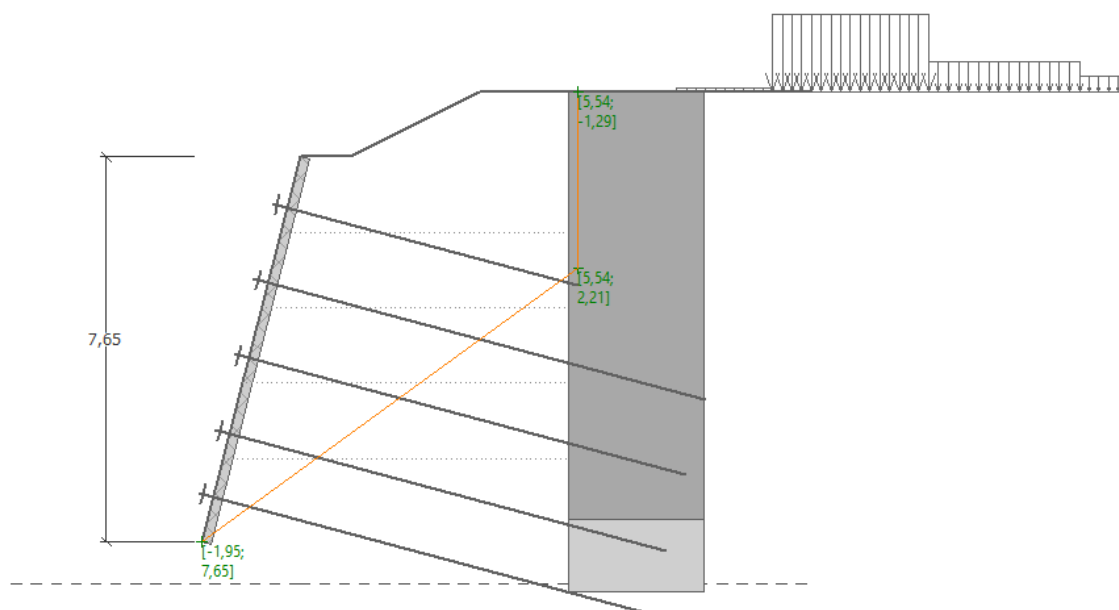


Obrázek 1 Výpočetní řez

Tabulka 2 Parametry konstrukce

Beton	C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Hřebíky	průměr	$d_s = 25 \text{ mm}$
	výpočtová pevnost	$f_y = 500 \text{ MPa}$
	průměr vrtu	$d = 133 \text{ mm}$

Výsledky:



Obrázek 2 Vnitřní stabilita

Lomená smyková plocha po optimalizaci :

Úhel smykové plochy = 36,00 °
Počátek smykové plochy v hloubce = 7,65 m

Posouzení :

Tíhová síla = 904,14 kN/m
Celková síla v hřebících za sm. pl. = 280,66 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tíh.síla) = 531,44 kN/m
Síly na sm. ploše posun. (tlak) = 44,36 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (zemina) = 525,20 kN/m
Síly na sm. ploše vzdor. (hřeby) = 176,62 kN/m
Vzdorující síla = 701,82 kN/m > 575,80 kN/m = posouvající síla.
Stabilita smykové plochy **VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti hřebů

Redukční součinitel aktivního tlaku pro posouzení únos. hřebů $k_n = 0,85$.

Hřeb	Hloubka h [m]	Typy hřebů	Únosnost hřebu [kN]	Síla v hřebu [kN]	Posouzení
1	1,00	Typ hřebu č. 1	61,99	0,00	Vyhovuje
2	2,50	Typ hřebu č. 2	145,29	7,80	Vyhovuje
3	4,00	Typ hřebu č. 3	187,00	69,74	Vyhovuje
4	5,50	Typ hřebu č. 4	213,42	107,15	Vyhovuje
5	6,75	Typ hřebu č. 5	213,42	153,72	Vyhovuje

Maximálně využitý je hřeb č. 5

Únosnost hřebu = 213,42 kN > 153,72 kN = Síla v hřebu

Únosnost hřebů **VYHOVUJE**

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 6548,60$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 683,46$ kNm/m

Zed' na překlpení **VYHOVUJE**

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 728,39$ kN/m

Vodor. síla posouvající $H_{act} = 272,27$ kN/m

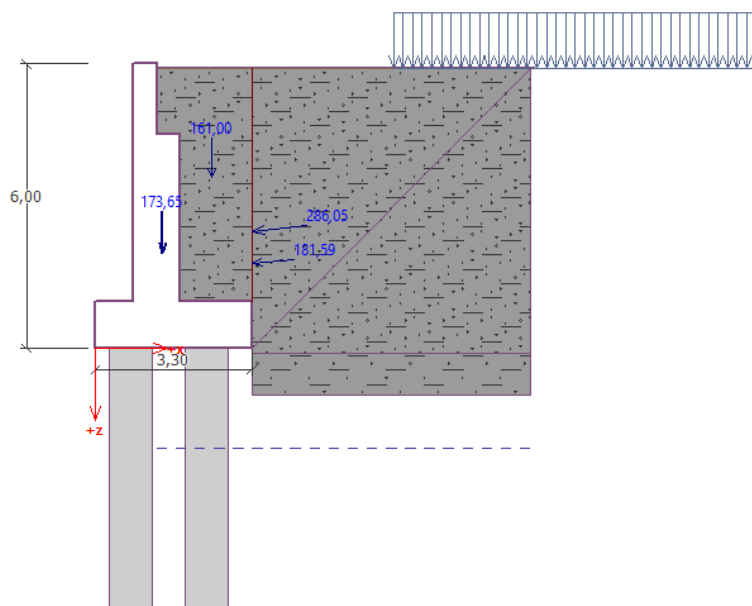
Zed' na posunutí **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 246,59 kPa

5. Zárubní zed' podél tramvajové tratě km 0,774 – 0,864

Zárubní zed' byla uvažována jako monolitická železobetonová, založená na dvou řadách pilot Ø900 mm á 1,50 m, dl. 11,00 m. Zed' je založena na zemině typu GT 5, jako zpětný zásyp byla uvažována zemina typu GT 3a, jež se nachází v místě konstrukce. Za konstrukcí se má nacházet parkovací dům, jež není součástí této projektové přípravy. Zjednodušeně bylo za konstrukcí uvažováno přetížení 100 kN/m². Hloubka podzemní vody byla uvažována 8,00 m pod terénem.


Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-2,01	173,65	1,43	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,60	161,00	2,46	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	180,92	-1,79	15,62	3,30	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-5,90	0,00	3,30	1,000	1,000	1,350
Přít.1 - pásové	284,06	-2,46	33,65	3,30	1,350	1,350	1,350

Posouzení celé zdi

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop : Využití = 77,6 % VYHOVUJE
Fellenius / Petterson : Využití = 95,5 % VYHOVUJE
Spencer : Využití = 75,7 % VYHOVUJE
Janbu : Využití = 75,6 % VYHOVUJE
Morgenstern-Price : Využití = 75,6 % VYHOVUJE

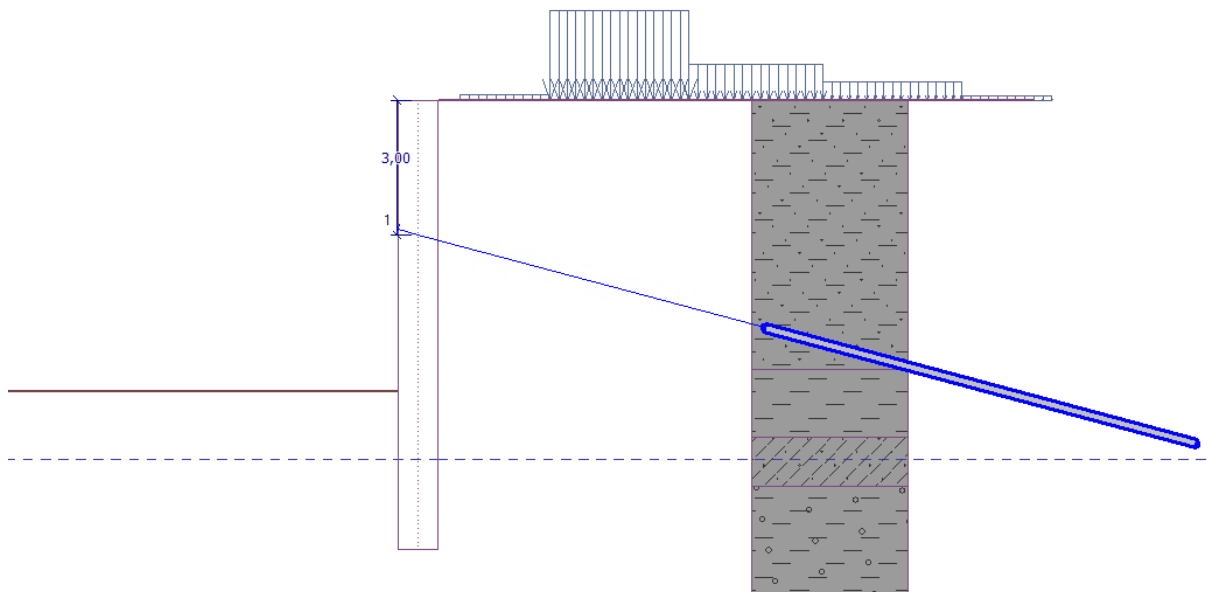
6. Pilotová stěna u PTO

Délka pilot v místě výpočtového řezu je 10,00 m, maximální hloubka odkopu 6,50 m. Stěna je kotvena v jedné úrovni trvalými pramencovými kotvami. Rozhraní zemin bylo zvoleno dle podélného řezu v Předběžném IGP [1]. Nachází se zde zeminy typu GT3a, GT 2, GT 4 a GT 5. Hloubka podzemní vody je uvažována 8,00 m pod terénem. Za konstrukcí je uvažováno s přetížením od dopravy na ulici Vejrostova.

Tabulka 3 Parametry pažící konstrukce

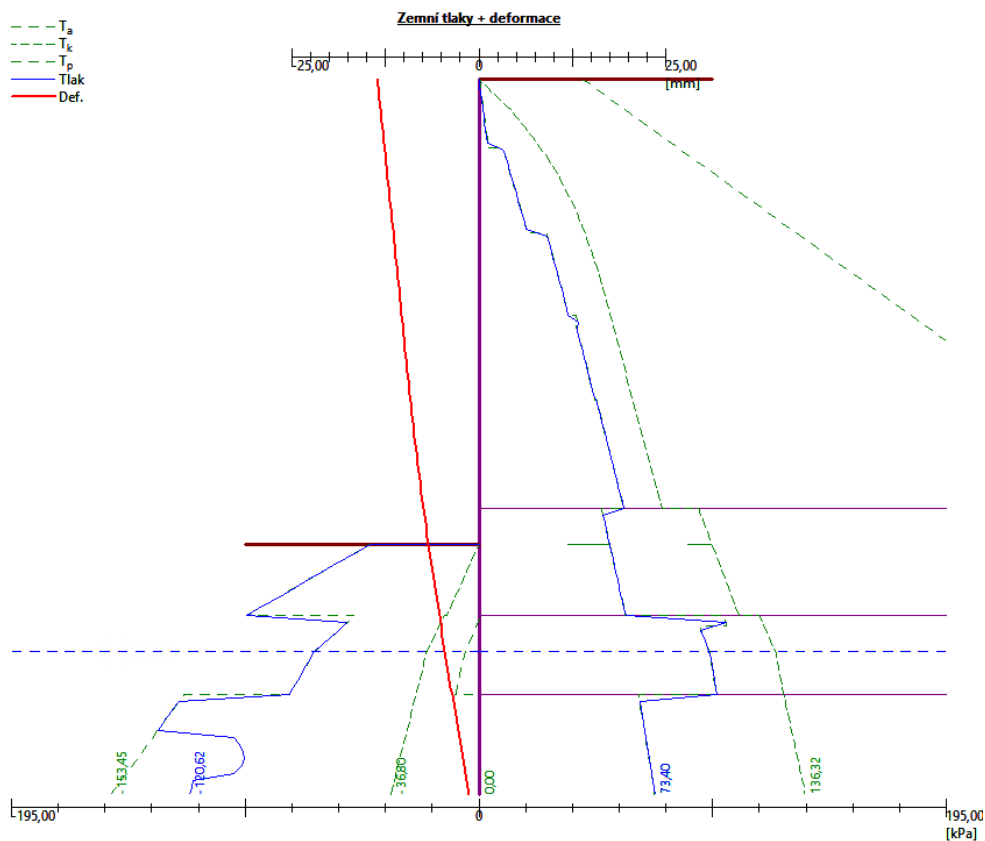
Piloty	Ø 900 mm á 1,20 m	beton C25/30 betonářská výztuž – ocel B500B
Kotvy	3-pramencové á 2,40 m výpočtová pevnost materiálu:	$f_u = 1860 \text{ MPa}$

únosnost kořene na bm:	$R_e = 70 \text{ kN/m}$
hloubka / volná délka / délka kořene:	3,00 / 8,00 / 10,00
sklon:	15°

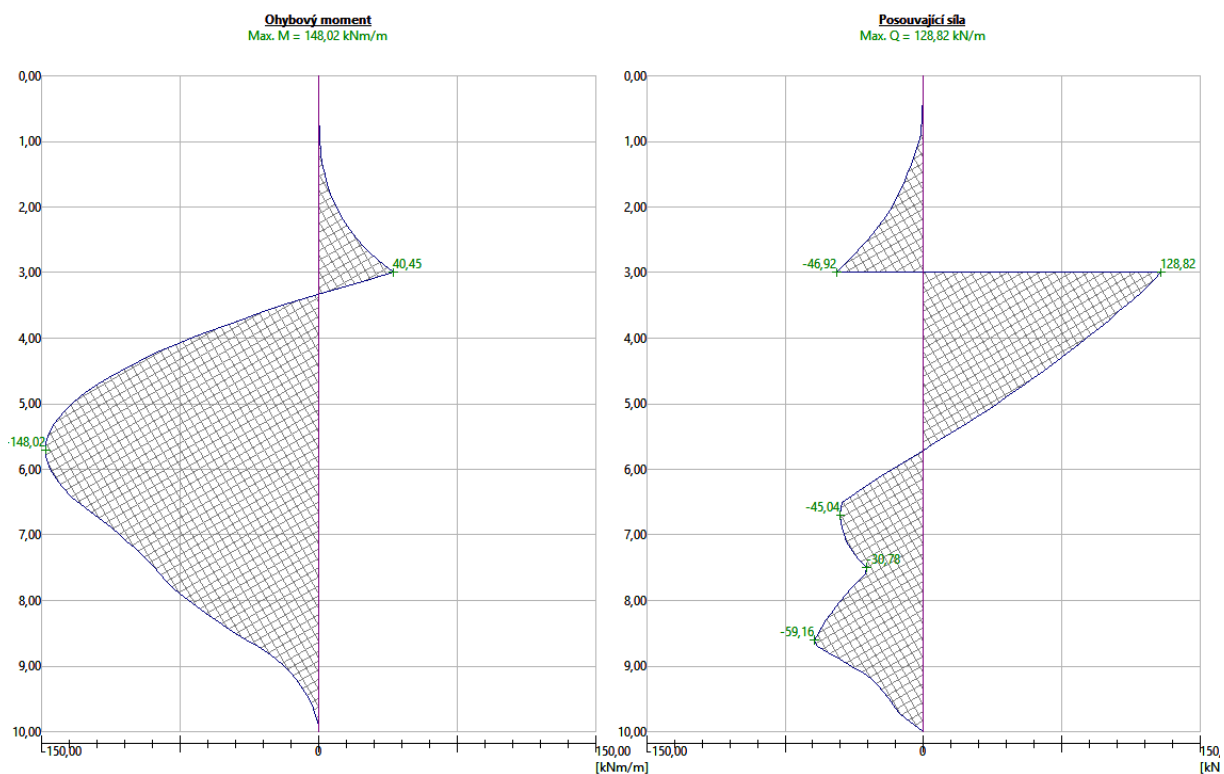


Obrázek 3 Výpočetní řez

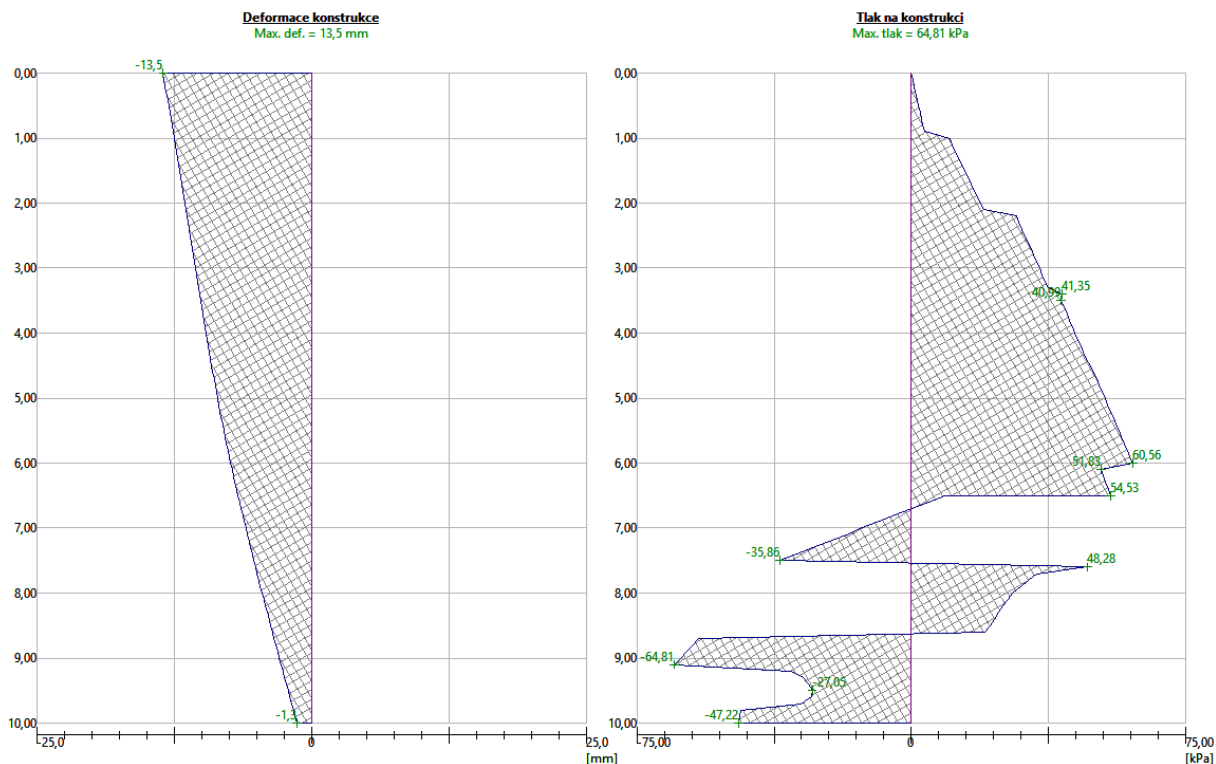
Výsledky:



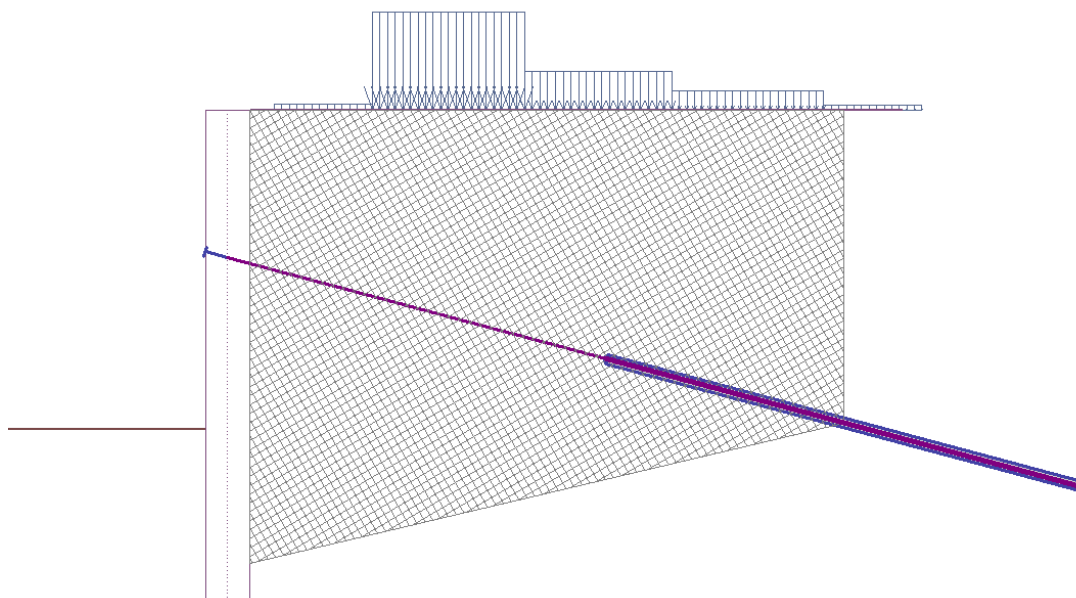
Obrázek 4 Zemní tlaky a deformace



Obrázek 5 Vnitřní síly na konstrukci



Obrázek 6 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci



Obrázek

7 Vnitřní stabilita

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

 $E_A = 355,65 \text{ kN/m}$ $\delta = 23,10^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,73 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	117,98	42,12	2189,36	182,95	12,85		1922,12	719,28	1726,28

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	436,64	1569,34	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1569,34 \text{ kN} > 436,64 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability **VYHOVUJE**

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,90 \text{ m}$; $a = 1,20 \text{ m}$)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 14,0 mm; krytí 80,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,145 \% > 0,135 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 177,63 \text{ kNm}$

Únosnost : $M_{Rd} = 302,62 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty **VYHOVUJE**

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 10,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

 $A_{sw} = 785,4 \text{ mm}^2$

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 553,19 \text{ kN} > 154,58 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez **VYHOVUJE**.

pouze konstrukční smyková výztuž

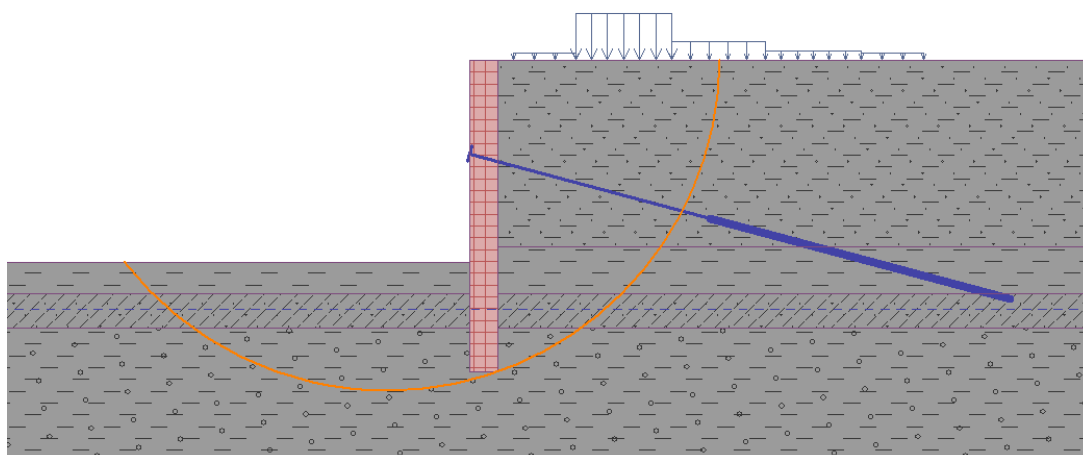
Celkové posouzení: Průřez **VYHOVUJE**

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využitá je kotva č. 1.

Využití je 84,21 %

Únosnost kotev **VYHOVUJE**



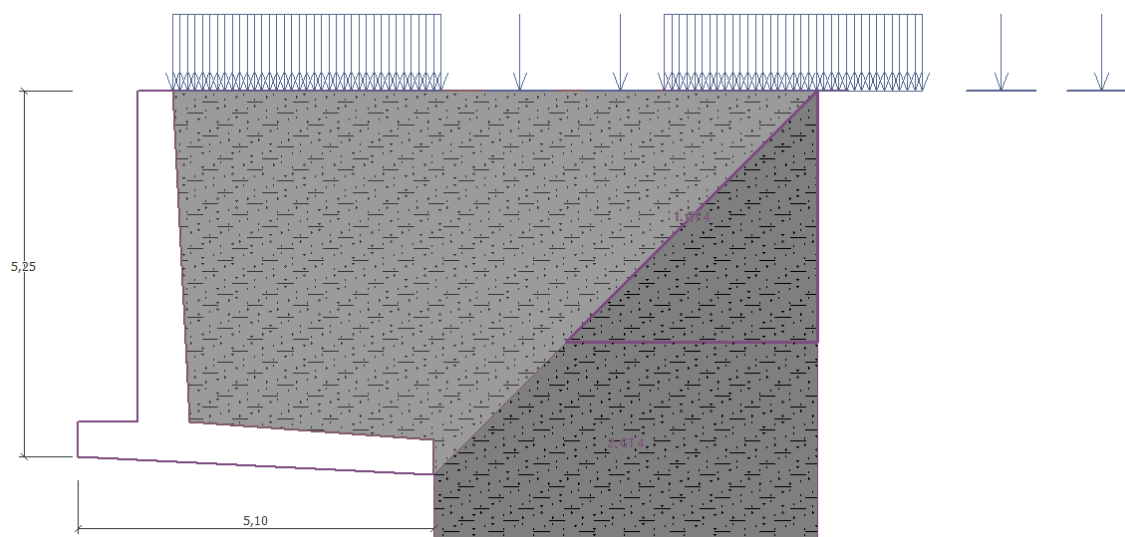
Obrázek 8 Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop :	Využití = 74,1 %	VYHOVUJE
Fellenius / Petterson :	Využití = 87,3 %	VYHOVUJE
Spencer :	Využití = 73,1 %	VYHOVUJE
Janbu :	Využití = 73,1 %	VYHOVUJE
Morgenstern-Price :	Využití = 73,1 %	VYHOVUJE

7. Opěrná zeď smyčka Kamechy

Pro posouzení byl použit řez odpovídající staničení cca km 1,45 – 1,51 s nejvyšší možnou výškou zdi (5,25 m). Za korunou zdi se nachází výstupní plocha, tramvajová kolej, druhá výstupní plocha a druhá tramvajová kolej. Zídka je založena na zemině typu GT 4, zásyp je uvažován z téže zemině. Hladina podzemní vody byla uvažována v hloubce 9,00 m pod korunou zdi.



Obrázek 9 Výpočetní řez

Výsledky:

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop : Využití = 77,8 % **VYHOVUJE**
 Fellenius / Petterson : Využití = 94,6 % **VYHOVUJE**
 Spencer : Využití = 78,0 % **VYHOVUJE**
 Janbu : Využití = 77,5 % **VYHOVUJE**
 Morgenstern-Price : Využití = 77,5 % **VYHOVUJE**

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,48	131,53	1,82	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,84	326,64	3,30	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	99,81	-1,36	11,42	5,10	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-5,25	0,00	5,10	1,000	1,000	1,350
nástupní hrana	0,02	-5,10	0,03	5,10	1,500	0,000	1,500
Tram 1	13,75	-4,12	1,20	5,10	1,500	1,500	1,500
Přít.3 - bodové	6,96	-3,03	0,89	5,10	1,500	1,500	1,500
Přít.4 - pásové	5,40	-1,99	1,08	5,10	1,500	1,500	1,500
Tram 2	1,09	-1,04	0,15	5,10	1,500	1,500	1,500
Přít.6 - bodové	0,62	-0,79	0,05	5,10	1,500	1,500	1,500
nástupní hrana	0,00	-5,25	18,75	3,23	0,000	0,000	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 1422,93$ kNm/m
 Moment klopící $M_{ovr} = 318,77$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 258,44$ kN/m
 Vodor. síla posunující $H_{act} = 152,82$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 137,55 kPa

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	67,07	675,01	143,24	0,019	137,55
2	138,55	486,75	152,43	0,056	107,29

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	41,63	497,40	103,14
2	54,29	478,67	104,04

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,056$
 Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

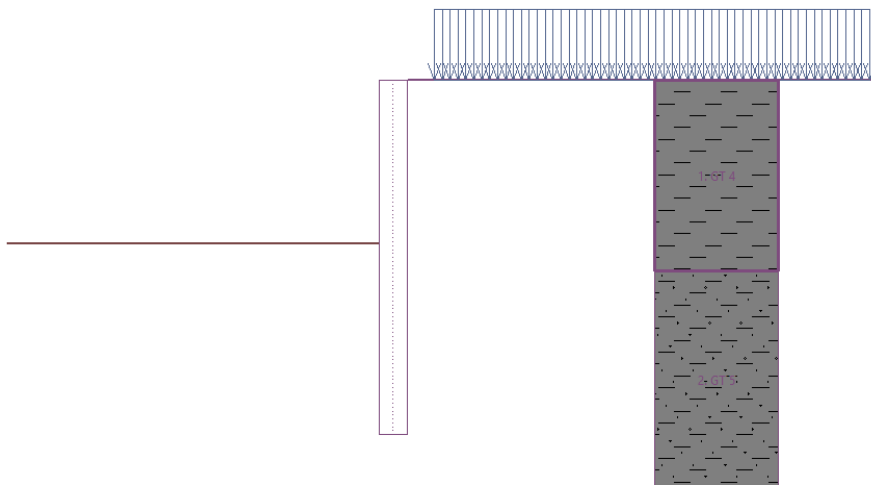
Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 224,00$ kPa
 Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$
 Max. napětí v základové spáře $\sigma = 137,55$ kPa
 Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 160,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

8. Pilotová stěna smyčka Kamechy

Délka pilot v místě výpočtového řezu je 6,50 m, maximální hloubka odkopu 3,50 m. Rozhraní zemin bylo zvoleno dle podélného řezu v Předběžném IGP [1]. Nachází se zde zeminy typu GT4 a GT 5. Podzemní voda zde není uvažována. Za konstrukcí je uvažováno s přitížením od parkoviště.



Obrázek 10 Výpočetní řez

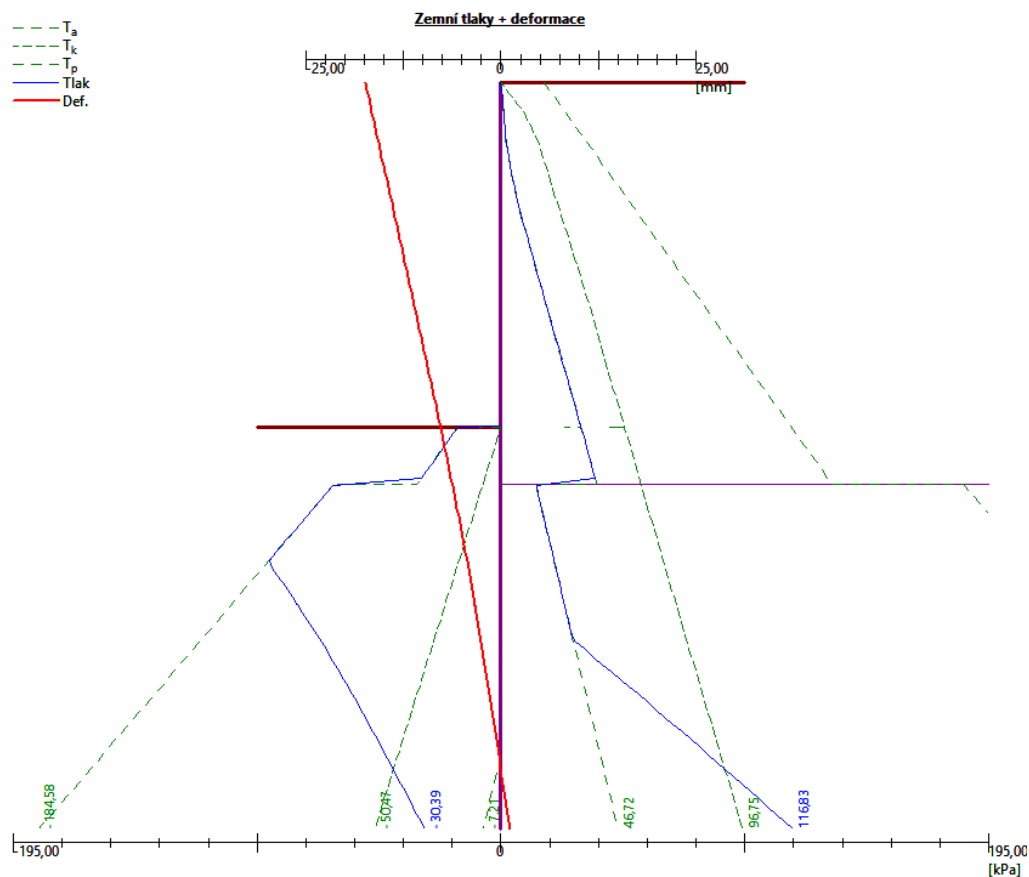
Tabulka 4 Parametry pažící konstrukce

Piloty	Ø 520 mm á 0,65 m	beton C25/30 betonářská výztuž – ocel B500B
--------	-------------------	--

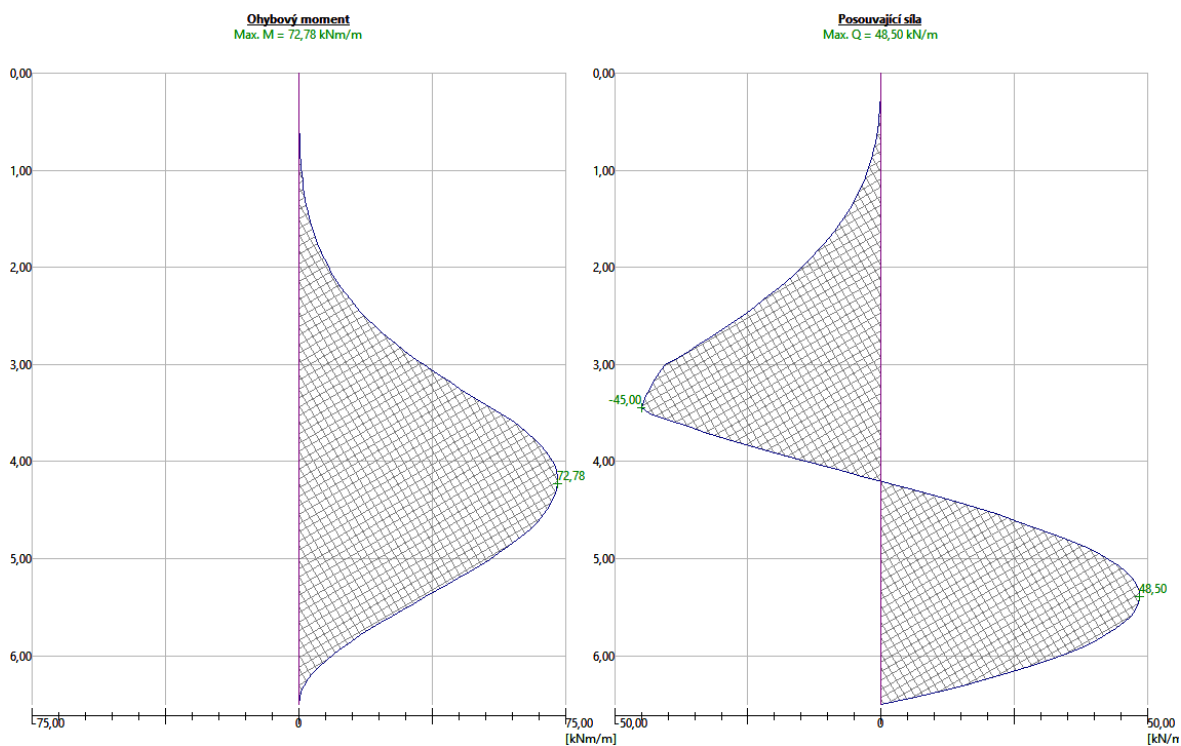
Výsledky:

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 48,50 kN/m
Maximální moment = 72,78 kNm/m
Maximální deformace = 17,4 mm



Obrázek 11 Zemní tlaky a deformace



Obrázek 12 Vnitřní síly na konstrukci

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,52 \text{ m}$; $a = 0,65 \text{ m}$)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 12,0 mm; krytí 80,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,320 \% > 0,135 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 47,30 \text{ kNm}$

Únosnost : $M_{Rd} = 112,33 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

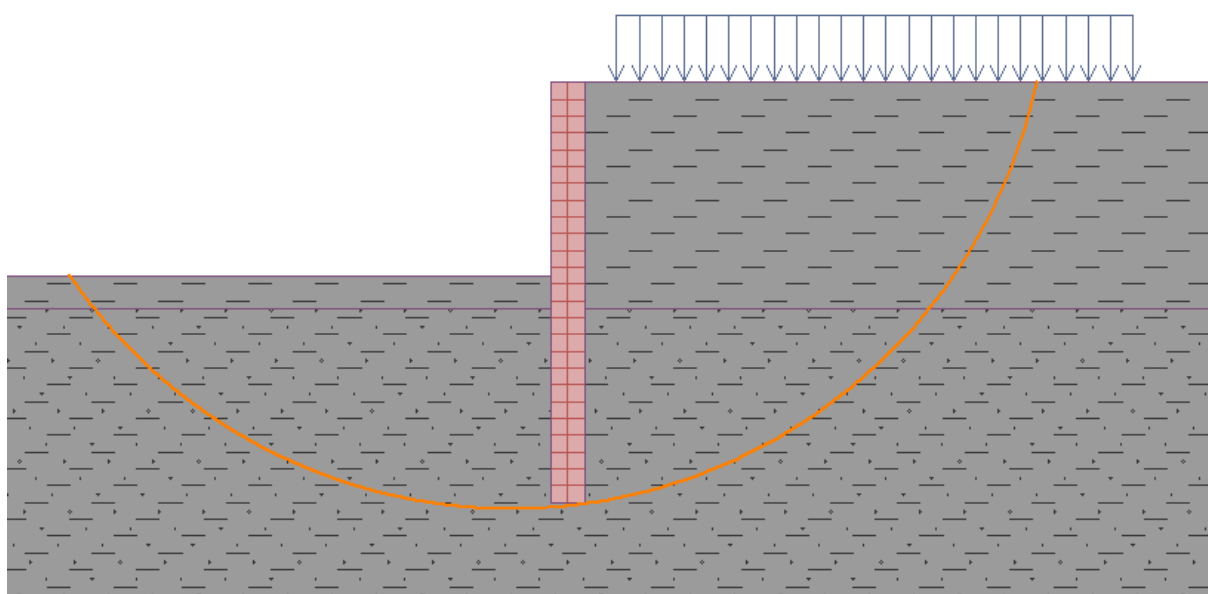
$A_{sw} = 502,7 \text{ mm}^2$

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 204,56 \text{ kN} > 31,52 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE



Obrázek 13 Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop : Využití = 42,2 % VYHOVUJE

Fellenius / Petterson : Využití = 49,5 % VYHOVUJE

Spencer : Využití = 42,2 % VYHOVUJE

Janbu : Využití = 42,2 % VYHOVUJE

Morgenstern-Price : Využití = 42,2 % VYHOVUJE

9. Závěr

Tato dokumentace je zpracována ve stupni a rozsahu nezbytném pro tento stupeň projektové dokumentace. Průkaz dimenzí byl zhotoven na základě předběžného IGP [1]. Rozměry konstrukcí budou upřesněny v dalších stupních projektové dokumentace na základě podrobného geologického a hydrogeologického průzkumu a na základě dalších požadavků vyplívajících z projekčních prací. Související konstrukce

v dokumentaci neuvedené budou taktéž řešeny v dalších stupních projektové dokumentace.

Statický výpočet prokazuje, že navržené a posouzené konstrukce vyhovují na mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti. Výpočet byl proveden dle platných norem, jejichž výčet je uveden v úvodu.

V Brně, duben 2022

Vypracovali: Ing. Veronika Kočíčková, AI ČKAIT, IG00 č. 1007190

Kontrola: Ing. Vlastimil Horák, AI ČKAIT, IG00 č. 1001102