



ČÁST D.2

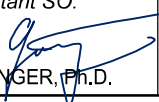

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
00	-	-
01	-	-
02	-	-

Objednatel:	 SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
-------------	---	---

Generální projektant:	 SUDOP PRAHA	SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 00 Praha 3 tel.: +420 267 094 111 fax: +420 224 230 316 e-mail: praha@sudop.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. MARTIN VLASÁK Garant profese: ING. MARTIN VLASÁK
-----------------------	--	--	---

Středisko: SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ			
Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant SO:	Vypracoval:	Kontroloval:
ING. DANA WANGLER	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D. 	ING. RADEK BROKL	ING. TOMÁŠ MARTINEK 

Název akce: REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK	Číslo smlouvy: 17 186 209	
	Projektový stupeň: DUSP+PDPS	
Část: INŽENÝRSKÉ OBJEKTY MOSTY, PROPUSTKY A ZDI SO 20-01 ŽELEZNIČNÍ MOST PŘES VD ORLÍK	Datum: 10/2019	
	Číslo částí: D.2.1.4	
Název přílohy: STATICKÝ VÝPOČET ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍCH JAM	Měřítko: -	Počet formátů: 29 x A4
	Číslo přílohy: 009.1	

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek

GEOTECHNIKA – DOČASNÉ KONSTRUKCE

STATICKÝ VÝPOČET

PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY (PDPS)

OBSAH:

1. ÚVOD	2
1.1. Základní údaje	2
1.2. Podklady	2
1.3. Literatura, normy, předpisy	2
2. PŘEDMĚT STATICKÉHO VÝPOČTU	2
3. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	2
4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	3
4.1. Zajištění stavebních jam – pažení v úrovni mostních opěr mezi stávajícím a novým mostem	3
4.2. Zajištění stavebních jam – pažení stavebních jam pro nové pilíře	3
4.3. Zajištění stavebních postupů – kotvení zpětných lan	4
5. VSTUPNÍ ÚDAJE	4
5.1. Geotechnické parametry zemin a hornin	4
5.2. Přetížení pažení od železničního provozu	4
5.3. Zatížení pilířů zpětnými lany	5
5.4. Plošné přetížení skalního svahu pod opěrou OP2	5
6. VÝPOČET - POPIS	5
6.1. Pažení stavebních jam pěr OP1 a OP2	5
6.2. Zajištění stavebních postupů – kotvení zpětných lan	5
6.3. Posouzení stability skalní stěny mezi pilíři P2 a P3	5
7. VÝPOČET - VÝSLEDKY	5
8. ZÁVĚR	5
9. PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU	5

1. ÚVOD

1.1. Základní údaje

Název stavby:	Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek
Místo stavby:	TÚ 1811 Tábor – Písek, v úseku Červená nad Vltavou – Vlastec, v km 41,791.
Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
Generální projektant:	SUDOP PRAHA a.s.. Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
Stupeň dokumentace:	Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS)
Část dokumentace:	Geotechnika - dočasné konstrukce
Zpracovatel části:	Ing. Radek Brokl Husova 525, 506 01 Jičín

1.2. Podklady

- [1] „Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek; Záměr projektu, průvodní zpráva“; SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3, 06/2018
- [2] „Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek; Podrobný geotechnický průzkum“; SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 80 Praha 3, 10/2019
- [3] Pracovní výkresová dokumentace, poskytnuto GP, 10/2019-03/2020
- [4] Zatížení pilířů od zpětných lan, poskytnuto GP, 02/2020

1.3. Literatura, normy, předpisy

- 1) ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- 2) Masopust J. a kol., Rizika prací speciálního zakládání staveb, IC ČKAIT, 2011
- 3) ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
- 4) Klein, Mišove – Únosnost koreňa injektovanej kotvy v hornine, Inženýrské stavby 5 -1986
- 5) ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací - Mikropiloty
- 6) ČSN 73 1001 - Základová půda pod plošnými základy
- 7) ČSN 73 3050 - Zemné práce, všeobecné ustanovenia
- 8) ČSN 73 0037 - Zemní tlak na stavební konstrukce
- 9) Statické tabulky - technický průvodce 51, SNTL, 1987

2. PŘEDMĚT STATICKÉHO VÝPOČTU

Předmětem této části projektu jsou dočasné geotechnické konstrukce (pažení stavebních jam pro opěry OP1 a OP2, dočasné zajištění stavebních ostatních stavebních jam a kotvení pilířů zatížených reakcemi od zpětných lan pro výstavbu nového mostu).

3. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Popis základových poměrů vychází z inženýrskogeologického průzkumu [2].

Geologický profil stavebních jam je tvořen předkvartérním podkladem a pokryvnými útvary.

Kvartérní vrstvy jsou zastoupeny navážkami (GT typ Y1) v horní části (stávající železniční těleso) a svahovými sedimenty (GT typ D). Zastižené svahové sedimenty byly charakteru kamenitých a blokových sutí s hlinitopísčitou mezní výplní, u paty svahů s velikostí úlomků až 2 m, případně svahově přemístěné eluviální zvětraliny podložních hornin. Z geotechnického hlediska se jedná o kamenité až balvanité sedimenty s hlinitopísčitou hrubozrnnou mezní výplní tvořené málo zvětralými, rozpukavými podložními horninami, s velikostí úlomků decimetrových až metrových rozměrů o nízké až střední pevnosti.

Skalní podloží je tvořeno převážně moldanubickými metamorfity (ruly, pararuly, migmatity), místy pak vyvřelými žulami a granodiority. Pevnost hornin je proměnná od R6/R5 až po R2 v závislosti na hloubce a vzdálenosti od povrchu svahu.

Srážkové vody infiltrují v celém rozsahu území. Proudění podzemních vod ve svrchních kolektorech je určováno zejména morfologií terénu a místně je usměrňováno průběhem puklinových systémů, případně vložek hornin s odlišnými propustnostními parametry. K drenáži mělkého oběhu podzemní vody dochází nejčastěji v úrovni drenážních bází prameny s nízkou a rozkolísanou vydatností, nebo pozvolnými výrony podzemní vody do povrchových toků prostřednictvím málo mocných fluviálních a deluviálních sedimentů. Regionální směry proudění podzemní vody vedou směrem k hlavnímu údolí Vltavy, které plní funkci drenážní báze vzhledem k okolnímu krystaliniku. Hladina vody v přípoверхovém kolektoru v údolní bází je ovlivňována výškou hladiny ve vodní nádrži Orlík. Úroveň zásobní hladiny vody v nádrži je 349,90 m n. m., úroveň maximální retenční hladiny je 353,60 m n. m. V místech morfologických depresí v širším okolí lze přirozeně očekávat výskyty podzemních vod v mělkých hloubkových úrovních. Vzhledem na charakter dočasných konstrukcí nebude mít podzemní voda na jejich funkci zásadnější vliv.

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

4.1. Zajištění stavebních jam – pažení v úrovni mostních opěr mezi stávajícím a novým mostem

Pro výstavbu opěr OP1 a OP2 nového mostu bude třeba vyhloubit stavební jámy hloubky o hloubkách 4,60 m u opěry OP1 a 8,60 m u opěry OP2, a to v těsné blízkosti stávající provozované koleje.

Z tohoto důvodu bude v nezbytně nutných úsecích provedeno pažení z mikrozáporových stěn kotvených dočasnými kotvami za účelem zajištění provozu na stávající trati po dobu výstavby mostu nového. Pro obě stavební jámy jsou navrženy mikrozápory HEB 200 v rozteči 1,50 m a kotvení v jedné (OP1) a dvou (OP2) úrovních pramencovými kotvami v roztečích 3,0 m.

Protokoly z návrhy těchto pažení jsou přílohou tohoto statického výpočtu.

4.2. Zajištění stavebních jam – pažení stavebních jam pro nové pilíře

Stavební jámy musí vytvořit bezpečný a dostatečný prostor pro výstavbu základových konstrukcí nového mostu. Zároveň musí zajistit základové spáry v požadovaných parametrech.

Vlastní způsob rozpojování hornin za pomoci trhacích je samostatnou částí návrhu (Ing. Augusta). Obecně při použití trhacích prací budou vznikat nadvylomy, které bude třeba sanovat betonovými plombami nebo vrstvou podkladního betonu. Před betonáží musí být základová spára řádně očištěna od rozvolněných úlomků, rozvolněné úlomky musí být odstraněny.

Na pravobřežní straně budou zakládány opěra OP1, pilíře P1 a P2, dočasná převázka nad pilířem P3 a pilíř P3. Zastiženy budou převážně horniny geotechnických typů MR2 a MR3. U pilíře P3 pak mohou být zastiženy jak vysoce únosné zdravé polohy hornin typu MR4, tak i zvětralé rozpukavé horniny typu MR1. V případě vysokého stupně rozpukání hornin lze uvažovat s výplňovou injektáží horninového prostředí.

Orientace skalních puklin je na pravém břehu nepříznivá, hrozí vyjíždění skalních bloků směrem do stavební jámy. Proto je nutno počítat s dočasnými opatřeními pro zajištění stěn stavebních jam za pomoci kotev, svorníků nebo síťování do doby provedení funkčního trvalého zajištění svahů.

Levobřežní patky oblouku P9 bude založena ve složitých základových poměrech. Budou se zde střídat zdravé horniny typů MR4 a MG1, částečně ale v kombinaci zvětralými polohami a v cca 1/2 polovině stavební jámy pak budou zastiženy svahově přemístěné balvany a bloky hornin s hlinitopísčitou výplní. Z těchto důvodů je nutné uvažovat s injektáží horninového masivu spolu s kotvením bloků horniny a výměnou menších balvanů za betonové plomby, vyloučena není významnější výměna podložních zemin a hornin za betonové plomby. Po

otevření stavební jámy je nutné provést detailní průzkum stavu podložních hornin a určit, zda jsou horniny svahově přesunuté nebo se jedná o významnější zvětralou polohu v rámci horninového masivu, na základě provedeného průzkumu bude určen následný postup sanace základové spáry,

Orientace skalních puklin je v místě piliř P9 místy nepříznivá, hrozí vyjždění skalních bloků směrem do stavební jámy. Proto je nutno počítat s dočasnými opatřeními pro zajištění stěn stavebních jam za pomoci kotev, svorníků nebo síťování do doby provedení funkčního trvalého zajištění svahů.

Na levobřežní straně budou dále zakládány piliře P10, P11 a opěra OP2. Zastíženy budou převážně horniny geotechnických typů MR3. V případě vysokého stupně rozpukání hornin lze uvažovat s výplňovou injektáží horninového prostředí.

4.3. Zajištění stavebních postupů – kotvení zpětných lan

Kotvení zpětných lan v základových patkách a převážce nad piliřem P3 bude provedeno za pomoci dočasných šikmých zemních kotev (pramencových nebo tyčových) a svislých tahových mikropilot. Profily a počty kotev a mikropilot budou pro jednotlivá místa značně odlišná z důvodu statického působení.

Jsou navrženy šestipramencové kotvy 6x L_p 15,5 mm /1770 MPa o délkách 16,0 m (7,0 m volná délka + 9,0 m injektovaný kořen) a mikropiloty Ø 108/16 mm o délkách 10,0 m (2,0 m volná délka + 8,0 m injektovaný kořen).

Navržené počty kotev a mikropilot pro jednotlivá místa:

Lokalizace	Počet kotev	Počet mikropilot
Piliř P1	10	16
Piliř P2	4	-
Převázka nad P3	4	2
Piliř P10	6	6
Piliř P11	12	18

5. VSTUPNÍ ÚDAJE

5.1. Geotechnické parametry zemin a hornin

Pro výpočet byly použity následující geotechnické parametry základových zemin dle [1]. V tabulce jsou uvedeny charakteristické hodnoty.

Popis (GT typ)	Označení dle ČSN 731001	Geotechnické parametry		
		g[kN/m ³]	j _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]
Navážky (Y1)	G3Y, G4Y	18,0	28	2
Navážky (Y2)	S3Y, S4Y	17,0	26	2
Svahové sutě (D)	Cb, B	18,0	30	0
Ruly zcela zvětralé (MR1)	R6/S3	20,5	29	2
Ruly silně zvětralé (MR2)	R6/R5	24,0	30	20
Ruly navětralé (MR3)	R4/R3	25,5	45	100
Ruly zdravé (MR4)	R3/R2	26,5	55	500
Žuly zdravé (MG1)	R2	26,5	60	600

5.2. Přetížení pažení od železničního provozu

Zemní tlak na pažící konstrukce stavebních jam opěr OP1 a OP2 je zvýšen o přetížení v oblasti koruny. Jedná se o nahodilé přetížení od provozu na stávající železniční trati. Ve výpočtech bylo uvažováno s hodnotou přetížení 52 kN/m² působícím v pásu šířky 3,0 m v úrovni 700 mm pod TK.

5.3. Zatížení pilířů zpětnými lany

Zatížení pilířů P1, P2, P10, P11 a převázky nad pilířem P3 bylo předáno jako podklad tohoto statického výpočtu [4] a je jeho přílohou.

5.4. Plošné přitížení skalního svahu pod opěrou OP2

Při posouzení stability této skalní stěny bylo uvažováno s přitížením o velikosti 400 kN/m^2 .

6. VÝPOČET - POPIS

6.1. Pažení stavebních jam pěr OP1 a OP2

Výpočty pažících mikrozáporových stěn byly provedeny metodou závislých tlaků programem MZT2013 ve 2 typických řezech (pro OP1 a OP2). V rámci výpočtu programem MZT2013 bylo provedeno posouzení únosnosti mikrozápor a kotev a byly stanoveny deformace konstrukcí.

6.2. Zajištění stavebních postupů – kotvení zpětných lan

Návrh zajištění pilířů P1, P2, P10, P11 a převázky nad pilířem P3 proti zatížení reakcemi zpětných lan byl proveden vyhodnocením vzájemného silového působení všech prvků systému (pilíř, zpětná lana a kotevní prvky – kotvy + mikropiloty). Statické schéma výpočtu i protokoly pro jednotlivá místa jsou přílohami tohoto statického výpočtu.

6.3. Posouzení stability skalní stěny mezi pilíři P2 a P3

Posouzení bylo provedeno pomocí programu GEO 5 – modul Skalní svah. Bylo provedeno posouzení stability na usmyknutí podél polygonální smykové plochy a posouzení na vytržení skalního bloku. Ve výpočtech nebyly uvažovány kotvy převázky nad P3 ani svorníky trvalého zajištění.

7. VÝPOČET - VÝSLEDKY

Všechny navržené prvky jak zajištění stavebních jam, tak i kotvení pilířů vůči reakcím od zpětných lan vyhovují na daná zatížení. Při event. dočasném zajišťování stavebních jam jednotlivých pilířů bude postupováno v souladu s kap. 4.2 dle aktuálně zastižených geologických poměrů.

8. ZÁVĚR

Statický výpočet byl zpracován podle platných předpisů na základě předaných podkladů a požadavků generálního projektanta stavby. Projektant si vyhrazuje právo být informován o všech změnách týkajících se projektové dokumentace objektu, zejména pokud by tyto změny měly dopad na statické působení navržených konstrukcí.

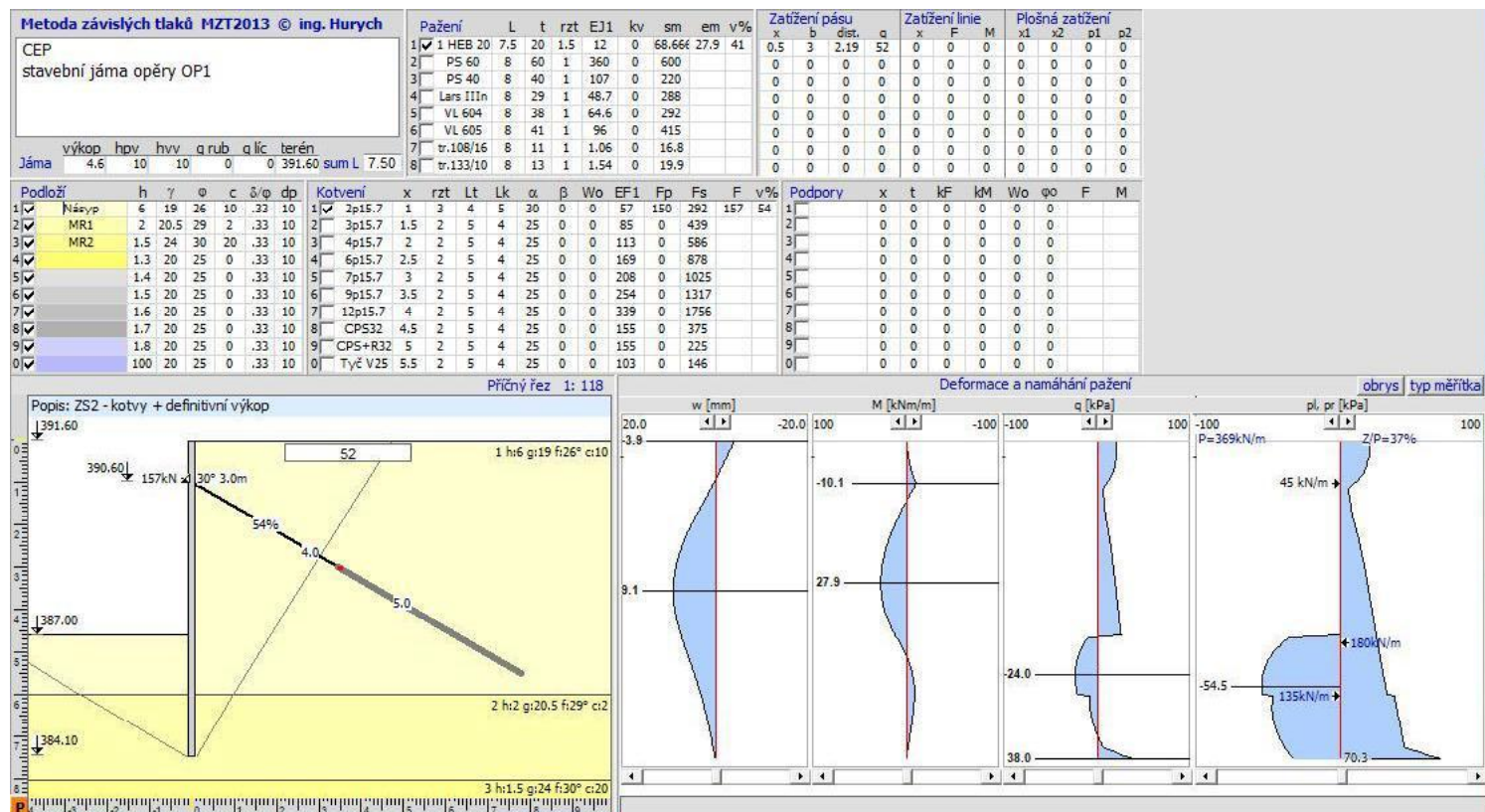
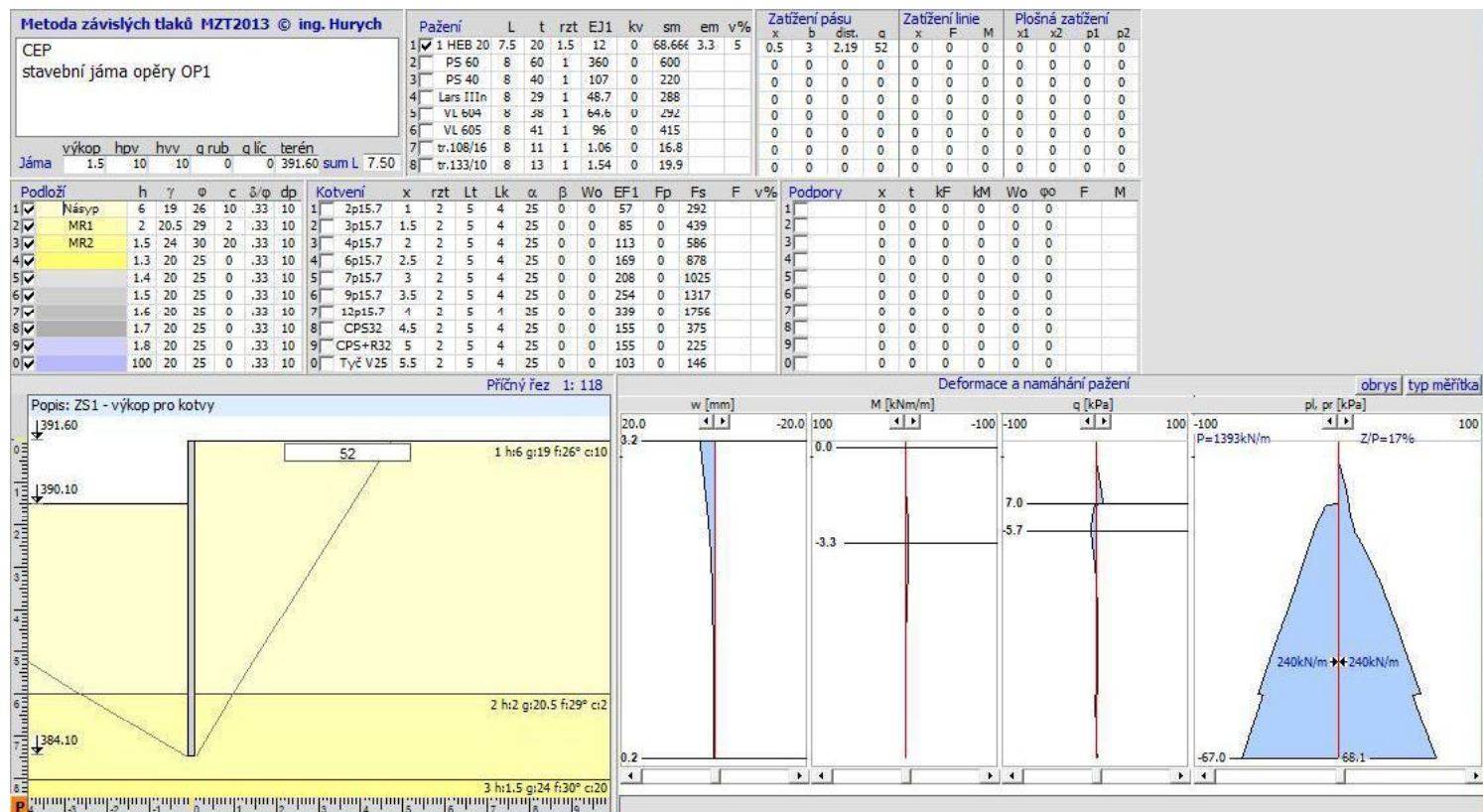
V případě, že budou při provádění odhaleny skutečnosti odchylné od podkladů tohoto projektu, popřípadě skutečnosti omezující jeho realizaci, je nutno okamžitě uvědomit autora tohoto projektu, TD investora a GP. Event. úpravy projektu pak provede autor tohoto po dohodě a schválení zástupci TDI a GP.

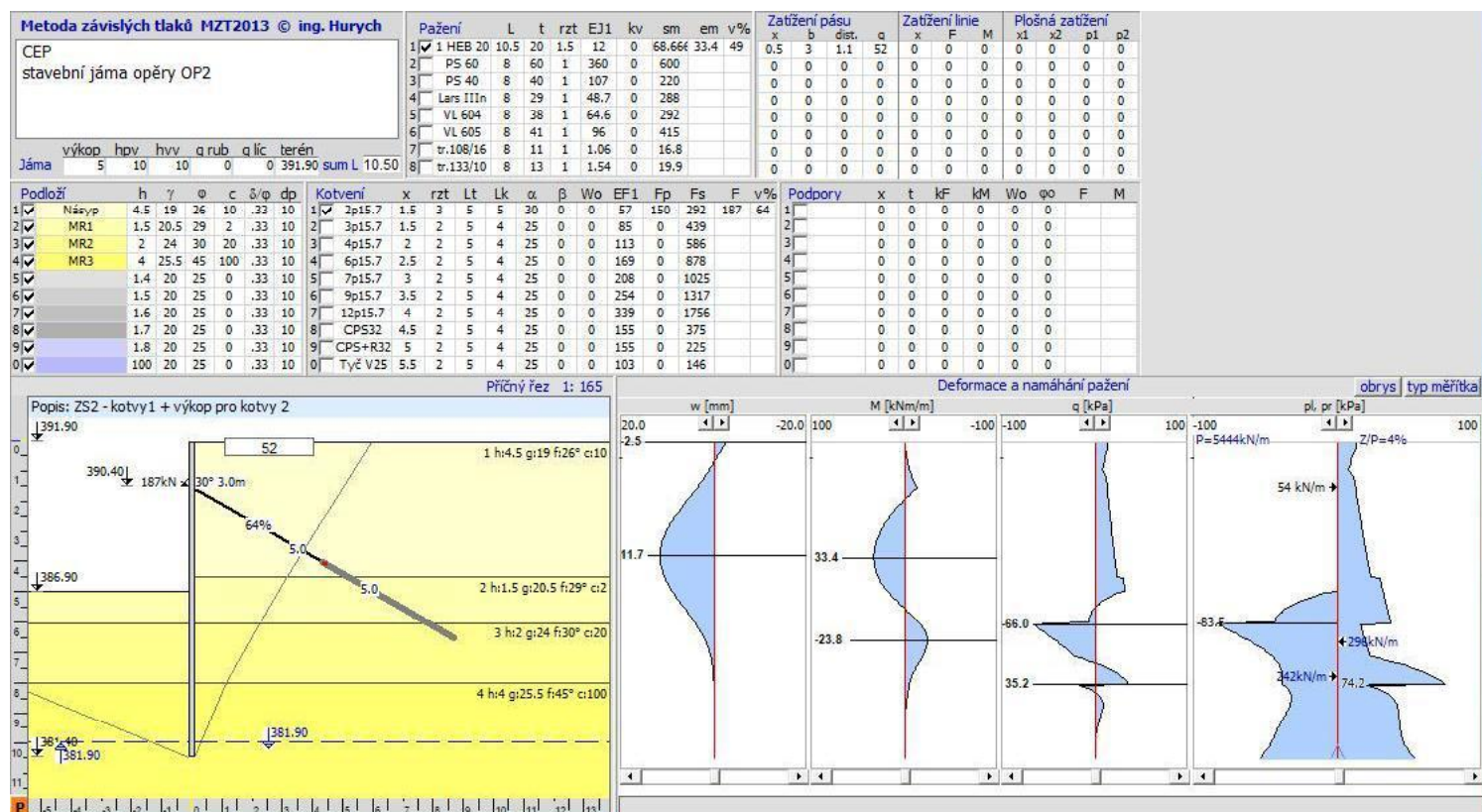
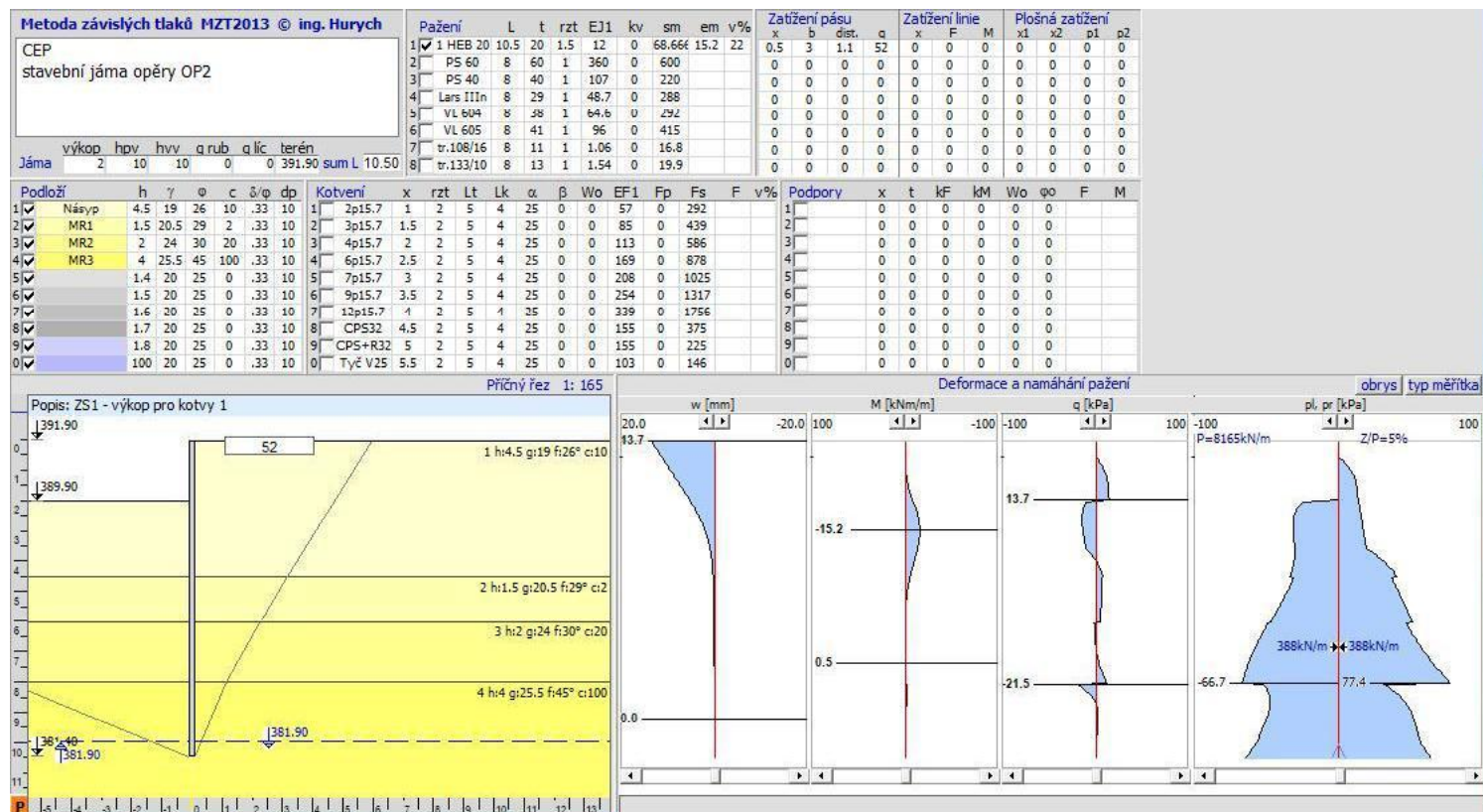
9. PŘÍLOHY STATICKEHO VÝPOČTU

Posouzení pažení pro opěru OP1 str. 6
Posouzení pažení pro opěru OP2 str. 7-8
Statické schéma pro dočasné kotvení pilířů a převázky str. 9
Zatížení od zpětných lan str. 10-14
Návrh kotvení dočasných kotvení pilířů a převázky str. 15-19
Posouzení kotevní mikropiloty str. 20-22
Posouzení stability svahu mezi pilíři P2 a P3 str. 23-28

Vypracoval: Ing. Radek Brokl

Jičín, 06/2020





Metoda závislých tlaků MZT2013 © ing. Hurych

CEP
stavební jáma opěry OP2

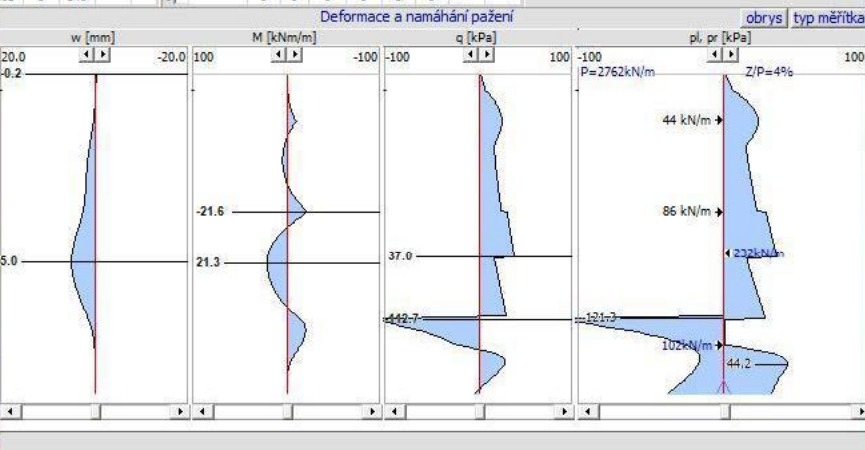
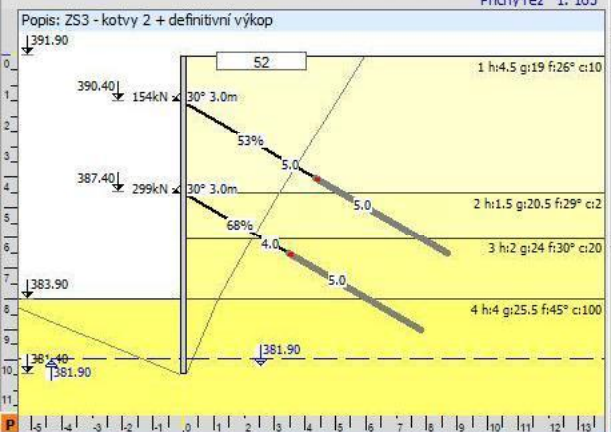
výkop	h _{pv}	h _{vv}	q _{rub}	q _{lic}	terén
Jáma	8	10	10	0	0 391.90 sum L 10.50

Pažení	L	t	rzt	EJ1	kv	sm	em	v%
1	1 HEB 20	10.5	20	1.5	12	0	68.66	21.6 31
2	PS 60	8	60	1	360	0	600	
3	PS 40	8	40	1	107	0	220	
4	Lars IIIIn	8	29	1	48.7	0	288	
5	VL 604	8	38	1	64.6	0	292	
6	VL 605	8	41	1	96	0	415	
7	tr.108/16	8	11	1	1.06	0	16.8	
8	tr.133/10	8	13	1	1.54	0	19.9	

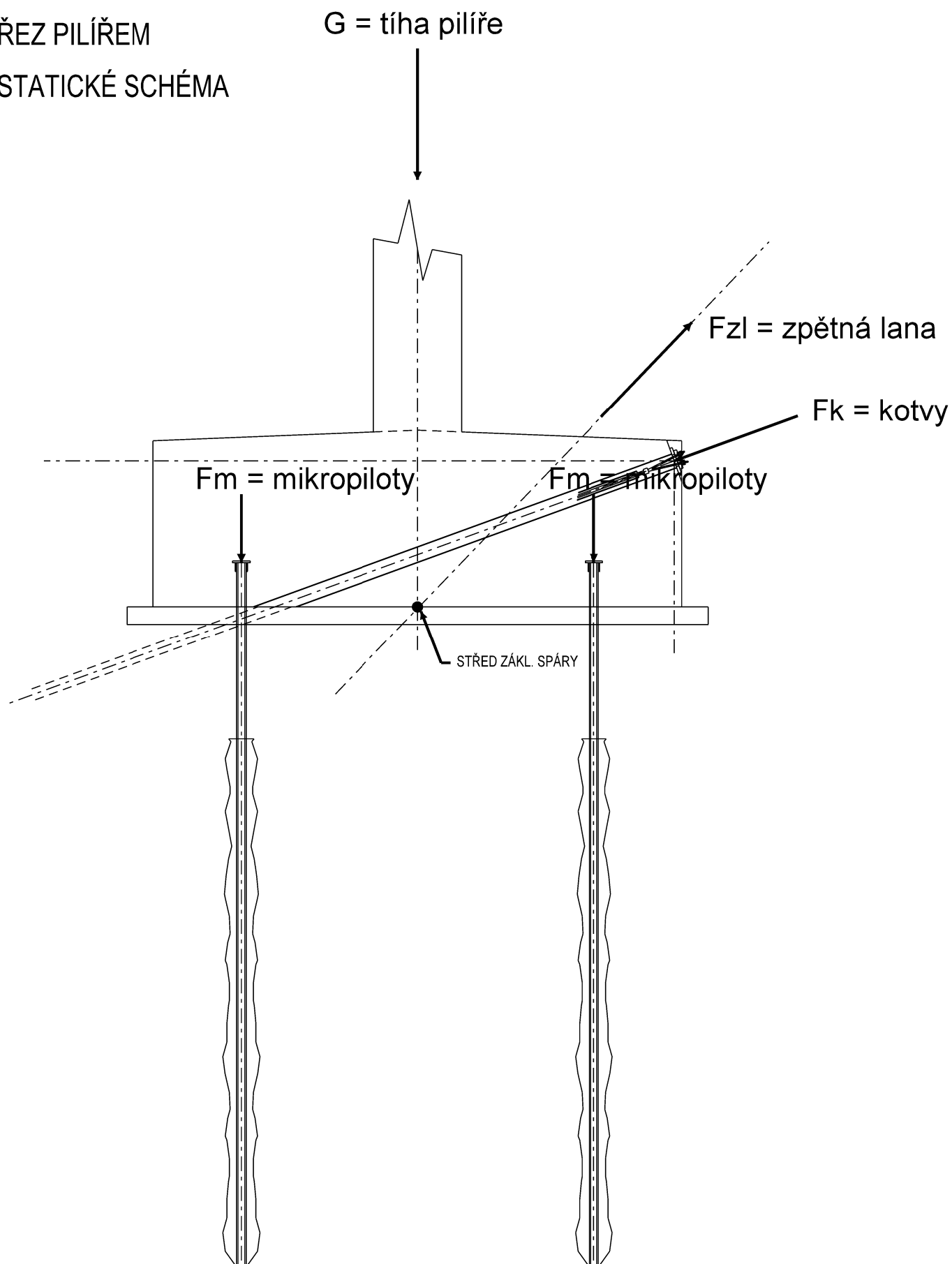
Zatížení pásu	x	b	dist.	q	x	F	M	Plošná zatížení	x1	x2	p1	p2
0.5	3	1.1	52	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Podloží		h	γ	φ	c	δ/φ	dp	Kotvení	x	rzt	Lt	Lk	α	β	Wo	EF1	Fp	Fs	F
1	Násyp	4.5	19	26	10	.33	10	1 2p15.7	1.5	3	5	5	30	0	0	57	150	292	154
2	MR1	1.5	20.5	29	2	.33	10	2 3p15.7	4.5	3	4	5	30	0	0	85	250	439	299
3	MR2	2	24	30	20	.33	10	3 4p15.7	2	2	5	4	25	0	0	113	0	586	
4	MR3	4	25.5	45	100	.33	10	4 6p15.7	2.5	2	5	4	25	0	0	169	0	878	
5		1.4	20	25	0	.33	10	5 7p15.7	3	2	5	4	25	0	0	208	0	1025	
6		1.5	20	25	0	.33	10	6 9p15.7	3.5	2	5	4	25	0	0	254	0	1317	
7		1.6	20	25	0	.33	10	7 12p15.7	4	2	5	4	25	0	0	339	0	1756	
8		1.7	20	25	0	.33	10	8 CPS32	4.5	2	5	4	25	0	0	155	0	375	
9		1.8	20	25	0	.33	10	9 CPS+R32	5	2	5	4	25	0	0	155	0	225	
0		100	20	25	0	.33	10	0 Tyč V25	5.5	2	5	4	25	0	0	103	0	146	

Podpory	x	t	kF	kM	Wo	φo	F	M
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0



ŘEZ PILÍŘEM
STATICKÉ SCHÉMA



Síly na základ P1								
ZS	R_{z_max}	R_{z_min}	R_{x_max}	R_{x_min}	r_x	r_z	M_{y_max}	M_{y_min}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Vlastí tíha	-3770.0	-3770.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 8	522.9	289.6	1190.2	659.2	0.5	0.5	856.6	474.4
Kabel 9	572.0	317.8	1222.8	679.3	0.5	0.5	897.4	498.6
Kabel 10	700.1	440.1	1410.9	886.8	0.5	0.5	1055.5	663.4
Kabel 11	813.2	406.6	1401.1	700.5	0.5	0.5	1107.2	553.6
Kabel 12	947.5	594.1	1589.0	996.3	1.5	0.5	2215.7	1389.3
Kabel 13	1064.2	762.4	1705.1	1221.6	1.5	0.5	2448.9	1754.4
Kabel 14	1245.2	983.1	1909.9	1507.8	1.5	0.5	2822.8	2228.5
Kabel 15	1529.2	1315.5	2249.5	1935.2	1.5	0.5	3418.5	2940.9

poznámka:

- kabely jsou vždy symetrická dvojice v příčném směru
- moment otáčení ve smyslu k oblouku (ve směru staničení)
- r_x = rameno v podélném směru
- r_z = rameno od působistě sil do základové spáry

Sily na základ P2								
ZS	R_{z_max}	R_{z_min}	R_{x_max}	R_{x_min}	r_x	r_z	M_{y_max}	M_{y_min}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Vlastí tíha	-4450.0	-4450.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 4	232.9	73.1	827.9	259.9	0.0	0.5	413.9	130.0
Kabel 5	366.6	171.1	1142.6	533.2	0.0	0.5	571.3	266.6
Kabel 6	572.9	221.1	1133.4	437.3	0.0	0.5	566.7	218.7
Kabel 7	727.7	316.2	1254.2	544.9	0.0	0.5	627.1	272.5

poznámka:

- kabely jsou vždy symetrická dvojice v příčném směru
- moment otáčení ve smyslu k oblouku (ve směru staničení)
- r_x = rameno v podélném směru
- r_z = rameno od působistě sil do základové spáry

Síly na základ převážku u P3								
ZS	R_{z_max}	R_{z_min}	R_{x_max}	R_{x_min}	r_x	r_z	M_{y_max}	M_{y_min}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Vlastí tíha	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 1	119.3	68.4	740.4	424.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 2	440.8	187.5	750.1	319.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 3	694.2	365.4	904.2	475.9	0.0	0.0	0.0	0.0

poznámka:

- kabely jsou vždy symetrická dvojice v příčném směru
- moment otáčení ve smyslu k oblouku (ve směru staničení)
- r_x = rameno v podélném směru
- r_z = rameno od působistě sil do základové spáry

Síly na základ P10								
ZS	R_{z_max}	R_{z_min}	R_{x_max}	R_{x_min}	r_x	r_z	M_{y_max}	M_{y_min}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Vlastí tíha	-5340.0	-5340.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 1	133.9	86.5	636.1	411.0	-1.0	-0.5	-451.9	-292.0
Kabel 2	319.4	178.3	798.5	445.7	-1.0	-0.5	-718.6	-401.1
Kabel 3	514.9	320.2	1072.8	667.1	-1.0	-0.5	-1051.4	-653.8
Kabel 4	702.9	308.3	897.5	393.6	-1.0	-0.5	-1151.7	-505.1
Kabel 5	932.8	514.0	1136.1	626.0	-1.0	-0.5	-1500.9	-827.0
Kabel 6	1066.6	558.0	1068.9	559.2	-1.0	-0.5	-1601.0	-837.6
Kabel 7	1106.6	569.7	1034.7	532.7	-1.0	-0.5	-1624.0	-836.1

poznámka:

- kabely jsou vždy symetrická dvojice v příčném směru
- moment otáčení ve smyslu k oblouku (proti směru staničení)
- r_x = rameno v podélném směru
- r_z = rameno od působíště sil do základové spáry

Síly na základ P11								
ZS	R _{z_max}	R _{z_min}	R _{x_max}	R _{x_min}	r _x	r _z	M _{y_max}	M _{y_min}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Vlastí tíha	-4180.0	-4180.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Kabel 8	677.7	356.4	1167.6	614.1	-0.5	-0.5	-922.6	-485.2
Kabel 9	712.5	379.6	1170.2	623.5	-0.5	-0.5	-941.3	-501.6
Kabel 10	897.5	558.9	1408.3	877.1	-0.5	-0.5	-1152.9	-718.0
Kabel 11	1006.4	497.3	1394.9	689.3	-0.5	-0.5	-1200.6	-593.3
Kabel 12	1272.7	846.5	1732.9	1152.6	-1.5	-0.5	-2775.4	-1846.0
Kabel 13	1327.6	963.9	1741.7	1264.5	-1.5	-0.5	-2862.3	-2078.1
Kabel 14	1525.1	1239.9	1930.2	1569.3	-1.5	-0.5	-3252.7	-2644.5
Kabel 5	1741.1	1500.5	2128.6	1834.5	-1.5	-0.5	-3676.0	-3168.0

poznámka:

- kabely jsou vždy symetrická dvojice v příčném směru
- moment otáčení ve smyslu k oblouku (proti směru staničení)
- rx = rameno v podélném směru
- rz = rameno od působistě sil do základové spáry

Lokalizace:

Pilíř P1

Namáhání základů

šířka

b = 6.00 m

délka

l = 11.00 m

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Tíha základu	-3770	-3770				
Lana	7394	5109	12678	8587	14822	10503
CELKEM	3624	1339	12678	8587	14822	10503

Návrh kotev a mikropilot

Kotvy 6xLp 15.5 /1770 Mpa	počet	sklon	únosnost U_z	únosnost U_x	rx	rz	M_y
	[ks]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
600	10	20	-2052	-5638	2.90	1.65	-3352

Mikropiloty 108/16 mm	počet	únosnost U_z
	[ks]	[kN]
600	16	-9600

Výslednice sil

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Základy + lana	3624	1339	12678	8587	14822	10503
Kotvy + MP	-11652	-11652	-5638	-5638	-3352	-3352
Tření			-5621	-5621		
Výslednice	-8028	-10313	1419	-2672	11471	7151
Napětí v Z.S. [kPa]	-122	-156				
excentricita [m]					1.43	0.69

Limitní hodnota

400

400

3000

3000

2.00

2.00

Lokalizace:

Pilíř P2

Namáhání základů

šířka

b = 6.00 m

délka

l = 11.00 m

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Tíha základu	-4450	-4450				
Lana	1900	781	4358	1775	2179	888
CELKEM	-2550	-3669	4358	1775	2179	888

Návrh kotev a mikropilot

Kotvy 6xLp 15.5 /1770 Mpa	počet	sklon	únosnost U_z	únosnost U_x	rx	rz	M_y
	[ks]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
600	4	20	-821	-2255	2.90	1.65	-1341

Mikropiloty 108/16 mm	počet	únosnost U_z
	[ks]	[kN]
600	0	0

Výslednice sil

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Základy + lana	-2550	-3669	4358	1775	2179	888
Kotvy + MP	-821	-821	-2255	-2255	-1341	-1341
Tření			-2360	-2360		
Výslednice	-3371	-4489	-257	-2840	838	-453
Napětí v Z.S. [kPa]	-51	-68				
excentricita [m]					0.25	0.10

Limitní hodnota

400

400

3000

3000

2.00

2.00

Lokalizace:

převázka nad P3

Namáhání základů

šířka

b = 2.00 m

délka

l = 6.00 m

výška

l = 2.00 m

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Tíha základu	-600	-600				
Lana	1254	621	2395	1219	0	0
CELKEM	654	21	2395	1219	0	0

Návrh kotev a mikropilot

Kotvy 4xLp 15.5 /1770 Mpa	počet	sklon	únosnost U_z	únosnost U_x	rx	rz	M_y
	[ks]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
400	4	20	-547	-1504	0.90	1.30	-1462

Mikropiloty 108/16 mm	počet	únosnost U_z
	[ks]	[kN]
400	2	-800

Výslednice sil

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Základy + lana	654	21	2395	1219	0	0
Kotvy + MP	-1347	-1347	-1504	-1504	-1462	-1462
Tření			-485	-485		
Výslednice	-693	-1326	406	-769	-1462	-1462
Napětí v Z.S. [kPa]	-173	-331				

Limitní hodnota

400

400

Lokalizace:

Pilíř P10

Namáhání základů

šířka

b = 6.00 m

délka

l = 11.00 m

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Tíha základu	-5340	-5340				
Lana	4777	2535	6645	3635	-8099	-4353
CELKEM	-563	-2805	6645	3635	-8099	-4353

Návrh kotev a mikropilot

Kotvy 6xLp 15.5 /1770 Mpa	počet	sklon	únosnost U_z	únosnost U_x	rx	rz	M_y
	[ks]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
600	6	20	-1231	-3383	2.90	1.65	2011

Mikropiloty 108/16 mm	počet	únosnost U_z
	[ks]	[kN]
600	6	-3600

Výslednice sil

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Základy + lana	-563	-2805	6645	3635	-8099	-4353
Kotvy + MP	-4831	-4831	-3383	-3383	2011	2011
Tření			-3777	-3777		
Výslednice	-5394	-7636	-515	-3524	-6088	-2342
Napětí v Z.S. [kPa]	-82	-116				
excentricita [m]					1.13	0.31

Limitní hodnota

400

400

3000

3000

2.00

2.00

Lokalizace:

Pilíř P11

Namáhání základů

šířka

b = 6.00 m

délka

l = 11.00 m

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Tíha základu	-4180	-4180				
Lana	9160	6343	12674	8625	-16784	-12035
CELKEM	4980	2163	12674	8625	-16784	-12035

Návrh kotev a mikropilot

Kotvy 6xLp 15.5 /1770 Mpa	počet	sklon	únosnost U_z	únosnost U_x	rx	rz	M_y
	[ks]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
600	12	20	-2463	-6766	2.90	1.65	4022

Mikropiloty 108/16 mm	počet	únosnost U_z
	[ks]	[kN]
600	18	-10800

Výslednice sil

	$R_{z,max}$ [kN]	$R_{z,min}$ [kN]	$R_{x,max}$ [kN]	$R_{x,mix}$ [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$M_{y,min}$ [kNm]
Základy + lana	4980	2163	12674	8625	-16784	-12035
Kotvy + MP	-13263	-13263	-6766	-6766	4022	4022
Tření			-5799	-5799		
Výslednice	-8282	-11099	109	-3940	-12762	-8013
Napětí v Z.S. [kPa]	-125	-168				
excentricita [m]					1.54	0.72

Limitní hodnota

400

400

3000

3000

2.00

2.00

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Projekt

Akce : Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek
 Část : Kotvení pilířů
 Vypracoval : Ing. Radek Brokl
 Datum : 05.03.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $g_{M0} = 1.00$

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
 Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho
 Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$g_{mj} =$	1.25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$g_{mc} =$	1.40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$g_{mf} =$	1.00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$g_{sc} =$	1.50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$g_{ss} =$	1.50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$g =$	1.50	[-]

Parametry zemin

MR3

Objemová tíha : $g = 25.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $j_{ef} = 45.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $g_{sat} = 26.00 \text{ kN/m}^3$

MR4

Objemová tíha : $g = 26.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $j_{ef} = 55.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 500.00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $g_{sat} = 27.00 \text{ kN/m}^3$

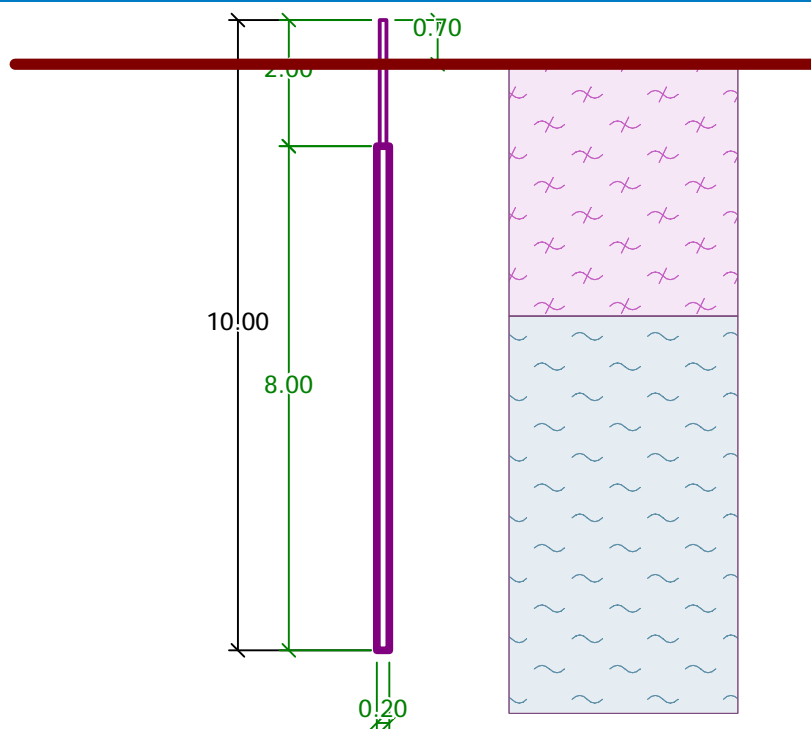
Geometrie

Průměr = 108.0 mm
 Tloušťka stěny = 16.0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 2.00 \text{ m}$
 Délka kořene $l_r = 8.00 \text{ m}$
 Průměr kořene $d_r = 0.20 \text{ m}$
 Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0.00^\circ$
 Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0.70 \text{ m}$

Název : Geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Materiál konstrukce

Objemová tíha $g = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

 $E_{cm} = 31000.00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu

 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

 $E = 210000.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4.00	MR3	
2	-	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	Ano		Zatížení č. 1	600.00	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 100.00 \text{ MN/m}^3$
Spočtený počet půlvln $n = 3.37$
Vzpěrná délka $l_{cr} = 1.24 \text{ m}$
Kritická normálová síla $N_{crd} = 7114.16 \text{ kN}$
Maximální normálová síla $N_{max} = 600.00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5.29E+03 \text{ mm}^2$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5.28E+06 \text{ mm}^4$
Štíhlost prutu $I = 39.273$
Součinitel vzpěrnosti $k = 0.962$
Napětí v oceli $= 122.15 \text{ MPa}$
Výpočtová pevnost oceli $= 156.67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.
Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$
Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 350.00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 1495.40 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 996.93 \text{ kN}$
Maximální normálová síla $N_{max} = 600.00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

Výpočet skalního svahu

Vstupní data

Projekt

Akce : Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek
 Část : Skalní svah u pilířů P2 a P3
 Vypracoval : Ing. Radek Brokl
 Datum : 23.06.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$g_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$g_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$g_W =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$g_{Rs} =$	1.10 [-]

Terén

Souřadnice

Číslo	Souřadnice	
	x [m]	z [m]
1	0.00	349.20
2	7.63	349.20
3	7.63	349.70
4	10.13	349.70
5	10.13	350.20
6	12.63	350.20
7	12.63	350.70
8	15.13	350.70
9	15.13	351.20
10	16.93	351.20

Číslo	Souřadnice	
	x [m]	z [m]
11	17.93	356.20
12	18.43	356.20
13	19.43	361.20
14	19.93	361.20
15	20.93	366.20
16	22.93	366.20
17	23.93	371.20
18	24.43	371.20
19	25.17	375.00
20	37.43	375.00
21	39.50	379.00
22	96.30	384.30

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	400.00		30.60	6.00	na terénu

Číslo	Název
1	opěra OP2

Smyková plocha

Číslo	Souřadnice		Úhel dělicích rovin j [°]
	x [m]	z [m]	
1	16.93	351.20	-
2	28.80	366.30	0.00
3	37.43	375.00	-

Parametry

Číslo	Síla od vody		Délka smykové plochy	
	F_v [kN/m]	U [kN/m]	l^* [m]	l [m]
1			19.21	8.70
2			12.25	

Typ výpočtu : polygonální smyková plocha
Metoda výpočtu : Goodman

Návrhová situace pro stabilitní výpočty : trvalá

Síla vzdorující	$T_{\text{res}} = 7963.81$	kN/m
Síla posouvající	$T_{\text{act}} = 3525.97$	kN/m
Využití	$= 44.27$	%

Stabilita skalního svahu VYHOVUJE

Rozhoduje stabilita bloku č. 1.

Číslo	Síla na vnitř. smyk. ploše [kN]	Úhel vnitřní síly [°]
1	0.00	29.79

Výpočet skalního svahu

Vstupní data

Projekt

Akce : Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek
Část : Skalní svah u pilířů P2 a P3
Vypracoval : Ing. Radek Brokl
Datum : 23.06.2020

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti		
Trvalá návrhová situace		
Stupeň bezpečnosti :	$SF_s =$	1.50 [-]

Geometrie klínu

Geometrie zadána úhly a azimuty.

Směr sklonu skalní stěny $j_1 = 240.00^\circ$

Sklon skalní stěny $a_1 = 37.00^\circ$

Směr sklonu horní stěny $j_2 = 240.00^\circ$

Sklon horní stěny $a_2 = 5.00^\circ$

Výška stěny $H = 29.80 \text{ m}$

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stálé	400.00		30.60	6.00	na terénu

Číslo	Název
1	opěra OP2

Smyková plocha

Geometrie zadané smykové plochy:

Směr sklonu smykové plochy 1 $j_{s1} = 300.00^\circ$

Sklon smykové plochy 1 $a_{s1} = 40.00^\circ$

Směr sklonu smykové plochy 2 $j_{s2} = 140.00^\circ$

Sklon smykové plochy 2 $a_{s2} = 40.00^\circ$

Parametry klínu

Měrná tíha horniny $g = 26.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření na smykové ploše $j_1 = 25.00^\circ$
 Úhel vnitřního tření na smykové ploše $j_2 = 25.00^\circ$
 Soudržnost smykové plochy $c_1 = 50.00 \text{ kPa}$
 Soudržnost smykové plochy $c_2 = 50.00 \text{ kPa}$

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : horninový klín

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace pro stabilitní výpočty : trvalá

Výpočet čís. 1**Výpočet horninového klínu**

Síla vzdorující $T_{\text{res}} = 2265494.63 \text{ kN}$
 Síla posouvající $T_{\text{act}} = 359644.01 \text{ kN}$

Stupeň bezpečnosti = $6.30 > 1.50$

Stabilita skalního svahu VYHOVUJE

