

Opatření Zátor- Loučky, OHO
Dílčí stavba 02.030 Opatření pod přehradní
hrází Nové Heřminovy

Projektová dokumentace pro provádění stavby

D.1.1.4

SO 030.23.1 Nový pevný jez v km 0,664 50
(TPE km 83,940)

SO 030.11.5 Přeložka náhonu na MVE

23.1_2 Statické posouzení

Objednatel: Povodí Odry, státní podnik

Opatření Zátor- Loučky, OHO**Dílčí stavba 02.030 Opatření pod přehradní hrází Nové Heřminovy**

Projektová dokumentace pro provádění stavby

**D.1.1.4 SO 030.23.1 Nový pevný jez v km 0,664 50
(TPE km 83,940)****D.1.1.4 SO 030.11.5 Přeložka náhonu na MVE****23.1_2 Statické posouzení****OBSAH**

1	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	2
1.1	Použité normy	2
1.2	Použité programy	2
1.3	Posuzované konstrukce	2
1.4	Materiály	3
1.5	Geologické poměry	3
2	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL A DIMENZOVÁNÍ - SO 030.23.1	4
2.1	Popis konstrukce	4
2.1.1	Zatížení	4
2.1.2	Stabilita jezového tělesa	5
2.1.3	Stabilita proti posunutí v základové spáře	6
2.1.4	Návrh a posouzení výztuže jezu	10
2.1.5	Posouzení dilatačního celku na objemové změny	10
2.2	Štětová stěna u jezu	11
2.2.1	Stav v době výstavby, štětovnice 3 m pod základovou spárou	15
2.2.2	Stav v době výstavby, štětovnice 3,5 m pod základovou spárou	19
2.2.3	Stav v době výstavby, štětovnice 3,0 m pod základovou spárou, zatvrdnutá deska	25
2.3	Závěr	29
3	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL A DIMENZOVÁNÍ - SO 030.11.5	30
3.1	Náhon	30
3.2	Štětové stěny	38
3.2.1	Štětová stěna – pravý břeh vedle náhonu	38
3.2.2	Štětové stěny – pravý břeh u zavazovací stěny	45
3.3	Závěr	49

1 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

1.1 Použité normy

ČSN P ENV 206-A1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,

ČSN EN 1991-1-3 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem,

ČSN EN 1991-1-4 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem,

ČSN EN 1991-1-5 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou,

ČSN EN 1991-1-6 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění,

ČSN EN 1991-1-7 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení,

ČSN EN 1991-3 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 3: Zatížení od jeřábů a strojního vybavení,

ČSN 73 0210 - Geometrická přesnost ve výstavbě – podmínky provádění

ČSN EN 1997-1 - Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla,

ČSN EN 1992-1-1 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

ČSN 73 1208 - Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb

ČSN EN 1991-2 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou,

ČSN 75 0250 - Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb

1.2 Použité programy

GEO 5; Analysis of geotechnical structures; © FINE 2010; moduly Zemní tlaky, Tížná zeď, verze 5.9.42.0, FINE, spol. s r.o., Praha

SCIA Engineer 21 – výpočet stěnodeskových konstrukcí metodou konečných prvků

RIB RTcdesign, Design of Concrete Sections, verze 10.0, ©2010

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

1.3 Posuzované konstrukce

Ve statických výpočtech jsou posouzeny tyto hlavní konstrukce:

- opěrné zdi
- pažení

Výpočet vnitřních sil a dimenzování byl proveden pro různé kombinace zatěžovacích stavů a bylo provedeno posouzení stability objektů.

Uvažovaná zatížení stavebních konstrukcí:

- vlastní hmotnost
- zemní tlak
- hydrostatický tlak
- zatížení provozem vozidel
- technologická zatížení

Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace.

Navrženo: Beton C30/37..... $f_{cd} = f_{ck}/c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$

Výztuž 10 505 (R)..... $f_{yk}=490 \text{ MPa}$, $f_{yd} = f_{yk}/s = 490/1,15 = 426,10 \text{ MPa}$

krytí výztuže: 50 mm

Dilatační spáry budou těsněny.

1.4 Materiály

- železobeton C30/37- XC4 - XF3 – XA1 (dle ČSN EN 206+A2)
- výztuž 10 505 (R) - B500B
- ocel S235
- VL 604 E

1.5 Geologické poměry

Podrobný inženýrskogeologický průzkum staveniště provedlo středisko Průzkum firmy AQUATIS a.s. jako zpracovatel podrobný inženýrskogeologický průzkum pro projekt Opatření pod přehradní hrází Nové Heřminovy. Kopané sondy byly vyhloubeny v prosinci 2022, jádrové vrtý v lednu 2023.

Agresivita podzemní vody na stavební materiály – slabá uhlíčitá na beton, vysoká na ocel (uhlíčitá, vodivost).

Geotechnické hodnoty zemin a hornin

Štěrk písčité

	kyprý	středně ulehlý - ulehlý
Dle penetrace		
E_{def} (MPa)	40	240
I_d	0,23	0,82
R_d (MPa)	0,3	1,8
Tabulkové hodnoty		
φ' (°)	33	35
c' (kPa)	0	0
γ (kNm ⁻³)	19	19,5

Geotechnické hodnoty štěrků a sutí:

Dle dynamické penetrace:	štěrky kypré	štěrky středně ulehlé až ulehlé	sutě
E_{def} (MPa)	2-20	80-150	200-300
I_d	0,11-0,14	0,8	0,9-1,0
R_d (MPa)	0,1-0,2	1,5	2,0
Tabulkové hodnoty			
φ' (°)	33	35	38-40
c' (kPa)	0	0	2-5
γ (kNm ⁻³)	19	19,5	20

Kulmské droby

	zvětralé-navětralé, hustě rozpukané (R5)	navětralé, R4
E_{def} (MPa)	400-500	600-1000
γ (kNm ⁻³)	23	25
R_d	0,5	0,8-1,0

Agresivita podzemní vody – na beton je agresivní: XA1, na ocel - rozhodující je nalezená hodnota konduktivity, která je hodnocena stupněm III a koncentrace agresivního oxidu uhlíčitého, která je hodnocena stupněm IV.

2 VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL A DIMENZOVÁNÍ - SO 030.23.1

2.1 Popis konstrukce

Konstrukce jsou dimenzovány na zatížení od násypu, tlg. zařízení, vody, pojezdu mechanizace a hutnicí techniky. Výstupem jsou deformace a vnitřní síly v konstrukci, podle kterých je předběžně určena výztuž. Posudkem bylo potvrzeno, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a následného provozu nemělo za následek poškození nebo neúměrné přetvoření stávajících i nově budovaných konstrukcí.

2.1.1 Zatížení

Konstrukce jezu je navržena jako železobetonová monolitická.

Štětová stěna u jezu má funkci statickou pro stabilitu jezu, ochrannou funkci stavební jámy a proti prolomení základové půdy pod jezem. Štětová stěna musí být zabírána do nepropustného podloží a staticky se uvažuje jako vetknutá, nerozepřená.

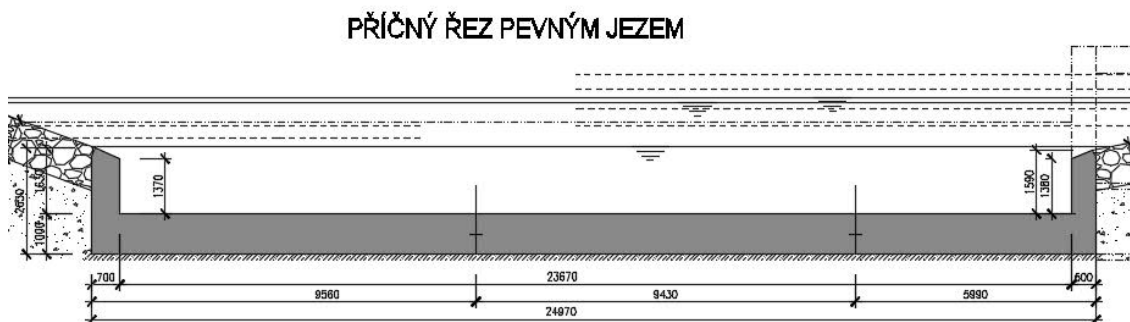
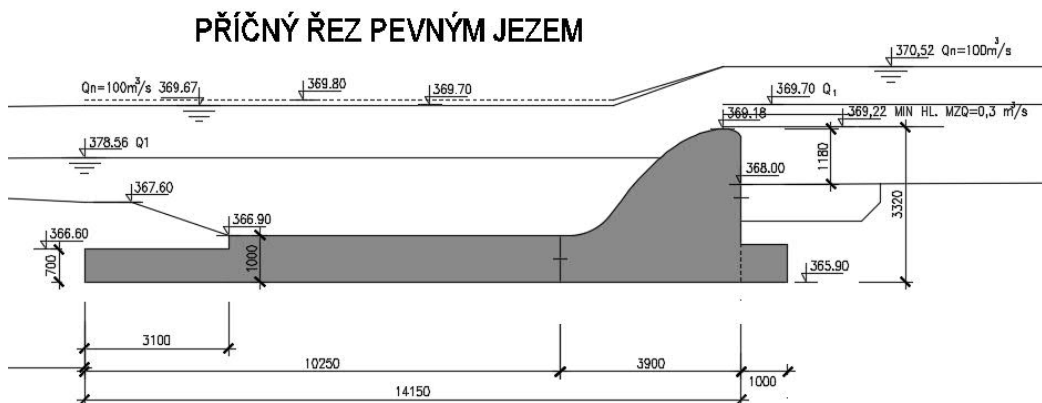
Zatížení

svislé se uvažuje:

- Tíhou jezu vč. vystrojení a vaku objemová tíha 24 kN/m^3
- Vodou na jezu
- Hydrostatickým vztlakem od dolní vody ve výškových polohách
- Hydrodynamickým vztlakem, redukovaným vlivem utěsnění do podloží

vodorovné se uvažuje:

- Tlak od horní vody, zmenšený o tlak od dolní vody
- Zeminou z návodní strany



Statické schéma zatížení



Vztlak vodou: $W = 1\,344 \text{ kN}$ $F_{VZ} = 1\,344 \cdot 1,1 = 1\,479 \text{ kN}$ $Q_b = 2\,223 \text{ kN} > F_{VZ} = 1\,479 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{VYHOVUJE}$ **2.1.3 Stabilita proti posunutí v základové spáře**Je posuzována stabilita bloku jezu, posunutí v zemině tř. F3 (dle IGP) s úhlem vnitřního tření $\varphi=26,5^\circ$.

V průběhu zpracování byly vypočteny 3 zatěžovací stavy.

Zatěžovací schéma je stejná jako pro výpočet vztlaku.

$$H_{neg} \cdot \gamma_{dst} \cdot \gamma_1 \leq (V \cdot tg\varphi_d) \cdot \gamma_{stb}$$

 H_{neg} ... vodorovná složka negativního zatížení V ... svislá složka zatížení $tg\varphi_d$... tangens úhlu vnitřního tření

Vodorovné síly - hydrostatický tlak					pro Q100		
	plocha	délka	kN				
H1	9	9,4	846				
H2	7,4	9,4	696				
Vodorovné síly - zemní tlak							
objemová tíha zeminy Z			9				
			1,1	zemní tlak je aktivní složka			
Výpočtová hodnota obj. tíhy			9,9				
úhel vnitřního tření G3			26,5	jen pro výpočet zemního tlaku			
			1				
výpočtová hodnota			26,5				
koeficient zemního tlaku v klidu			0,554012038				
	plocha	délka	kN				
Z1	1,3	9,4	44	vodorovný zemní tlak - nadjezí - tlak v klidu			
Vmax	10,9	9,4	1024,6	svislá složka na celé šířce			
W	19,5	9,4	1833	vztlak celkem, rozdíl mezi dolní a horní vodou			
Vlastní tíha konstrukce							
	plocha m2	délka					
G	9,7	9,4	2188 kN	vlastní hmotnost betonu jezu			
Posouzení stability:							
V	Svislé síly (G+Vmax-W)		1380 kN				
Hneg	Vodorovné (H1+Z1-H2)		194 kN				
Posouzení skoefficienty dst 1,2 + stb 0,9				redukce	pro výpočet v základové spáře		
	úhel tření v základové spáře		26,5	1,25	21,2		
	tg				0,387659		
Posouzení bez koeficientů							
	Pasivní síly		534,94 kN			svislé*tg	
	Aktivní síly		194 kN			vodorovné	
2,757907798 ≥1			PROSTÝ POMĚR PASIVNÍCH A AKTIVNÍCH SIL BEZ ZAPOČTENÍ KOHEZE NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE				

Vodorovné síly - hydrostatický tlak				pro Q1			
	plocha	délka	kN				
H1	5,9	9,4	555				
H2	3,7	9,4	348				
Vodorovné síly - zemní tlak							
objemová tíha zeminy Z			9				
			1,1	zemní tlak je aktivní složka			
Výpočtová hodnota obj. tíhy			9,9				
úhel vnitřního tření G3			26,5	jen pro výpočet zemního tlaku			
			1				
výpočtová hodnota			26,5				
koeficient zemního tlaku v klidu			0,554012038				
	plocha	délka	kN				
Z1	1,3	9,4	44	vodorovný zemní tlak -nadjezí - tlak v klidu			
V	3,0	9,4	282	svislá složka na celé šířce			
W	14,3	9,4	1344,2	vztlak celkem, rozdíl mezi dolní a horní vodou			
Vlastní tíha konstrukce							
	plocha m2	délka					
G	9,7	9,4	2188 kN	vlastní hmotnost betonu jezu			
Posouzení stability:							
V	Svilé síly (G+Vmax-W)			1126 kN			
Hneg	Vodorovné (H1+Z1-H2)			250 kN			
Posouzení skoefficienty dst 1,2 + stb 0,9				redukce	pro výpočet v základové spáře		
	úhel tření v základové spáře			26,5	1,25	21,2	
	tg					0,387659	
Posouzení bez koeficientů							
	Pasivní síly			436,55 kN		svislé*tg	
	Aktivní síly			250 kN		vodorovné	
1,743654049 ≥1				PROSTÝ POMĚR PASIVNÍCH A AKTIVNÍCH SIL BEZ ZAPOČTENÍ KOHEZE NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE			

Vodorovné síly - hydrostatický tlak				pro Qmin	
	plocha	délka	kN		
H1	4,4	9,4	414		
H2	1,5	9,4	141		
Vodorovné síly - zemní tlak					
objemová tíha zeminy Z			9		
			1,1	zemní tlak je aktivní složka	
Výpočtová hodnota obj. tíhy			9,9		
úhel vnitřního tření G3			26,5	jen pro výpočet zemního tlaku	
			1		
výpočtová hodnota			26,5		
koeficient zemního tlaku v klidu			0,554012038		
	plocha	délka	kN		
Z1	1,3	9,4	44	vodorovný zemní tlak -nadjezí - tlak v klidu	
V	2,6	9,4	244,4	svislá složka na celé šířce	
W	10,1	9,4	949,4	vztlak celkem, rozdíl mezi dolní a horní vodou	
Vlastní tíha konstrukce					
	plocha m2	délka			
G	9,7	9,4	2188 kN	vlastní hmotnost betonu jezu	
Posouzení stability:					
V	Svilé síly (G+Vmax-W)		1483 kN		
Hneg	Vodorovné (H1+Z1-H2)		316 kN		
Posouzení skoefficienty dst 1,2 + stb 0,9				redukce	pro výpočet v základové spáře
	úhel tření v základové spáře		26,5	1,25	21,2
	tg				0,387659
Posouzení bez koeficientů					
	Pasivní síly		575,02 kN		svislé*tg
	Aktivní síly		316 kN		vodorovné
1,818738974 ≥ 1 PROSTÝ POMĚR PASIVNÍCH A AKTIVNÍCH SIL BEZ ZAPOČTENÍ KOHEZE NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					

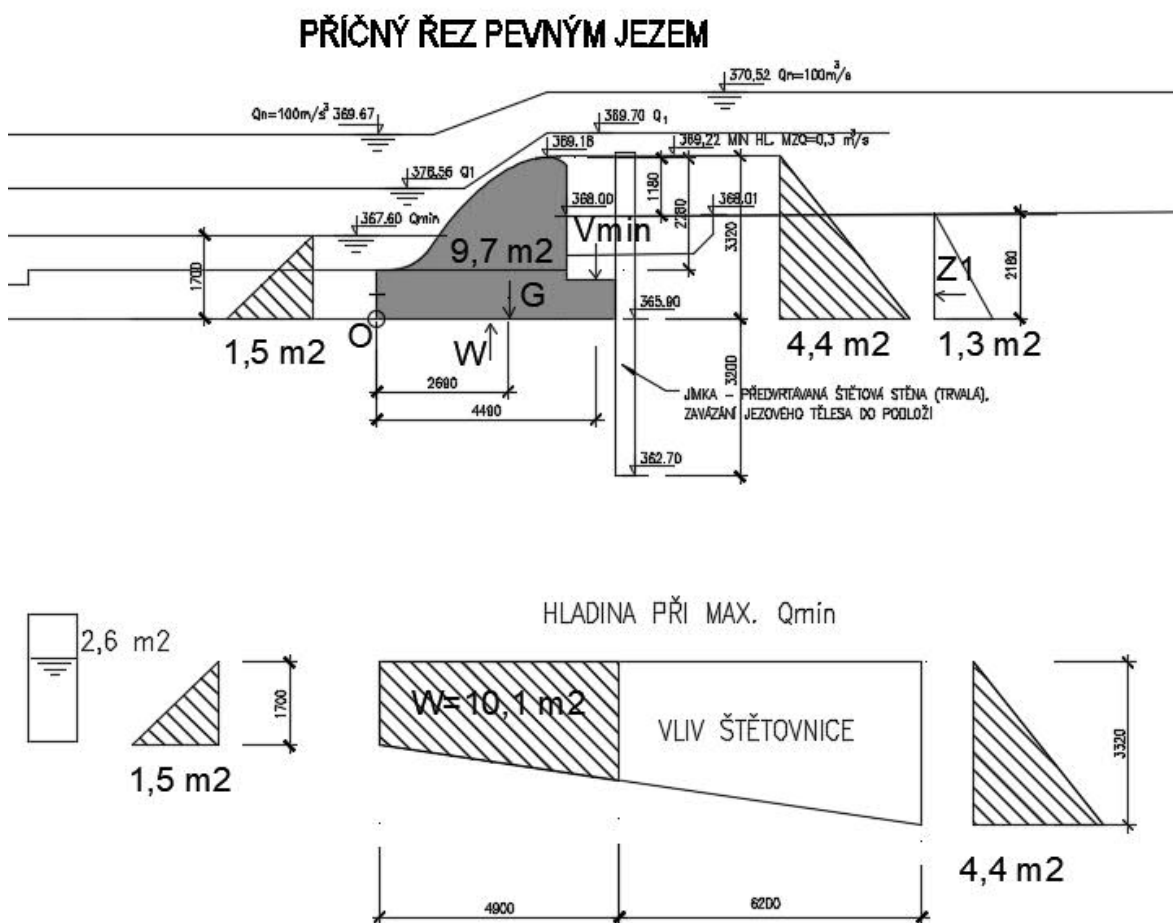
2.1.3.1 Stabilita proti překlpení

- určena osa (bod) otáčení objektu. Momenty se vztahují k této ose (bod) otáčení.

$$M_{dst} * \gamma_{dst} * \gamma_1 \leq M_{stb} * \gamma_{stb}$$

M_{dst} ... návrhová hodnota aktivního momentu sil způsobující překlpení konstrukce kolem osy

M_{stb} ... návrhová hodnota pasivního momentu sil působícího proti překlpení konstrukce kolem osy



Posouzení při Q_{min}

$$M_{dst} = W * 2,33 + Z1 * 2,18/3 + H1 * 3,32/3 = 2\,703 \text{ kNm} * 1,2 = 3\,244 \text{ kNm}$$

$$M_{st} = G * 2,69 + V_{min} * 4,49 + H2 * 1,7/3 = 7\,063 \text{ kNm} * 0,9 = 6\,356 \text{ kNm}$$

$$6\,356 \text{ kNm} \gg 3\,244 \text{ kNm} \dots\dots \textbf{VYHOVÍ}$$

2.1.4 Návrh a posouzení výztuže jezu

Kontrola minimálního stupně vyztužení

pro C 30/37, ocel 10 505

$$\min A_{s,\min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot 2,9 \text{ MPa} / 490 \text{ MPa} = 0,001538 \cdot b_t \cdot d$$

výška průřezu: $h = 1000 \text{ mm}$

účinná výška: $d = 1000 - 50 - 13 = 937 \text{ mm}$

$$\min A_{sld} = 0,0013 \cdot 1 \cdot d = 12,181 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Phi 16/150 \text{ mm} \quad 13,40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

výška průřezu: $h = 1200 \text{ mm}$

účinná výška: $d = 1200 - 50 - 13 = 1137 \text{ mm}$

$$\min A_{sld} = 0,0013 \cdot 1 \cdot d = 14,781 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Phi 20/150 \text{ mm} \quad 20,95 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržená výztuž na únosnost:

$$\Phi \text{ R25 á } 150 \text{ mm} (32,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2) > 30,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Pozn.:

Jednotlivé bloky nad sebou budou mít u vodorovné pracovní spáry výztuž a budou vzájemně výškově propojeny smykovou výztuží („stoličkami“) R20 – 1ks/m² z důvodu usmyknutí na pracovní spáře.

2.1.5 Posouzení dilatačního celku na objemové změny

Posouzení délky 9,4 m dilatačního celku na roztažnost (objemové změny)

Navržená šířka dilatační spáry: 20 mm – z každé strany 10 mm.

Součinitel teplotní roztažnosti max.: $\alpha_b = 13,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Rozdíl teplot: zimní -15°C , letní s osluněním konstrukce $+40^\circ\text{C}$

$$\Delta t = 40 + 15 = 55^\circ\text{C}$$

$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta t \cdot l = 13,5 \cdot 10^{-6} \cdot 55 \cdot 9,4 = 0,0069 \text{ m}$$

Změna délky vlivem působení rozdílných teplot je 7 mm.

Celkem 7 mm < 20 mm VYHOVÍ

2.2 Štětová stěna u jezu

Štětová stěna má funkci statickou pro stabilitu jezu, ochrannou funkci stavební jámy a proti prolomení základové půdy pod jezem. Štětová stěna musí být zabírána do nepropustného podloží a staticky se uvažuje jako vetknutá, nerozepřená.

Výpočet byl řešen pro 1bm příčného řezu. Zvolený typ: VL 604 E, konstrukce je uvažována u přepadu jezu jako *trvalá*.

Délky štětovnic jsou stanoveny na základě statického výpočtu, který vycházel z údajů uvedených v geotechnickém průzkumu. Štětovnice jsou navrženy vzhledem k hloubce zapuštění proti povrchu skály jako předvrtávané - zabírané do předvrtaných otvorů vyplněných jílocementem.

štětovnice typu VL 604 E (600x390x12,3 mm) + ocel S235

Základní parametry jednotlivých typů štětovnic

Profil	Rozměry				Plocha průřezu stěny cm ² /m	Hmoty		Moment setrvačnosti cm ⁴ /m	Průřezový modul odporu cm ³ /m	Statický moment cm ³ /m	Plastický modul průřezu cm ³ /m
	B	H	t	s		Profil	Stěna				
	mm	mm	mm	mm		kg/m	kg/m ²				
IIIln	400	290	13,0	9,0	198,1	62,2	155,5	23206	1600	893	1785
VL 504A	500	340	11,2	8,7	161,7	63,5	127,0	24198	1423	810	1619
VL 504	500	340	12,0	9,0	169,7	66,6	133,2	25575	1504	854	1709
VL 504K	500	340	13,0	9,3	179,1	70,3	140,6	27233	1602	908	1816
VL 507A	500	437	17,5	10,2	235,2	92,3	184,6	61185	2800	1601	3202
VL 601	600	310	7,5	6,4	98,3	46,3	77,2	11530	744	432	864
VL 601K	600	310	7,8	6,8	102,9	48,5	80,8	12019	775	452	903
VL 602A	600	310	8,0	7,3	109,0	51,3	85,5	12499	806	472	943
VL 602	600	310	8,4	7,6	113,3	53,4	89,0	13046	842	492	984
VL 602K	600	310	8,8	7,9	117,7	55,4	92,3	13590	877	513	1025
VL 603A	600	320	9,0	8,0	130,6	61,5	102,5	18205	1138	635	1271
VL 603	600	320	9,6	8,2	136,3	64,2	107,0	19199	1200	669	1338
VL 603K	600	320	9,8	9,0	143,9	67,8	113,0	19853	1241	694	1389
VL 603Z	600	322	10,0	10,0	153,1	72,1	120,2	20930	1300	732	1464
VL 603Z11	600	320	11,0	11,0	166,9	78,6	131,0	22470	1404	792	1583
VL 604A	600	390	9,6	8,8	150,8	71,0	118,3	30495	1564	885	1770
VL 604	600	390	10,0	9,0	155,2	73,1	121,8	31548	1618	915	1830
VL 604K	600	390	10,4	9,2	159,7	75,2	125,3	32600	1672	945	1890
VL 604Z	600	390	10,8	10,0	168,8	79,5	132,5	34087	1748	992	1985
VL 604D	600	390	10,9	8,7	158,6	74,7	124,5	33330	1709	961	1921
VL 604E	600	390	12,3	9,0	170,2	80,2	133,7	36623	1878	1053	2107
VL 605A	600	420	10,7	9,0	162,5	76,5	127,5	38242	1821	1035	2070
VL 605	600	420	12,3	9,2	174,2	82,1	136,8	42433	2021	1143	2286
VL 605K	600	420	12,4	10,0	182,0	85,7	142,8	43435	2068	1176	2352
VL 606A	600	430	13,4	9,0	181,3	85,4	142,3	47402	2205	1243	2487
VL 606	600	430	15,8	9,3	199,3	93,9	156,5	53785	2502	1406	2812
VL 606K	600	430	15,4	9,6	199,9	94,2	157,0	47004	2554	1422	2844

Geologické poměry

Nový průzkumný vrt JV1 byl vyhlouben pouze na levém břehu, pravý břeh Opavy nebyl v místě jezu přístupný (podmáčený terén, popadané stromy). Podle čtyř průzkumných vrtů, které byly využity k sestavení geologického řezu, není povrch **kulmských hornin** v jednotné výškové úrovni – na levém břehu je podle vrtu JV1 v hloubce 4,2m pod terénem (tj. 366,4 mn.m.), v nejbližším archívním vrtu na pravém břehu nebyl do úrovně 365,5 mn.m. zastižen. Droby, které tvoří podloží kvarterním zeminám, jsou ve své přepovrchové vrstvě o mocnosti 1,0-1,5m navětralé, hustě rozpukané, hornina se po vytěžení rozpadá v ostrohranné odolné úlomky zrnitostní frakce štěrk až kámen. Řadí se do třídy R5. Hluběji je méně porušená, odolná, třídy R4.

Kvarterní sedimentace – na povrchu kulmských hornin je málo mocná vrstva **suťových zemin** (0,5m)

zelenošedé barvy, tvořená ostrohrannými odolnými úlomky droby zrnitostní frakce převážně štěrku s hlinitopísčitou výplní mezer. Podíl výplně je cca 30%, z čehož 10% jsou zeminy jemnozrné. Suté jsou ulehle, lze je zařadit do třídy G3.

V nadloží sutí jsou uloženy **fluviální štěrky** mocnosti 2,5-5,0m. Tvořeny jsou valouny zrnitostní frakce střední až kamenitý štěrk s průměrem do 20cm, při vrtání byly zdokumentovány i frakce balvanité – do 30cm. Výplní mezer je písek hlinitý. Štěrky jsou málo ulehle - podle dynamické penetrace (DP310) na levém břehu ve vzdálenosti cca 70m od jezu do hloubky 3m kypré, v místě vrtu JV1 v těsné blízkosti jezu byla při vrtání kyprá poloha pozorována v hloubce 3,0 – 3,8m pod terénem. Řadí se do tříd G2 a G3.

V nadloží štěrku na pravém břehu jsou uloženy **navážky** – 1,4m mocná vrstva soudržných zemín s úlomky stavebního materiálu, na pravém břehu jsou na povrchu štěrku uloženy povodňové **hlíny písčité**, tuhé a pevné konzistence, třídy F3. Mají mocnost 1,0 až 1,2m.

Podzemní voda byla změřena v hloubce 1,4-1,6m (369 mn.m.), její úroveň je dána vzdutím jezu a průtokem v Opavě.

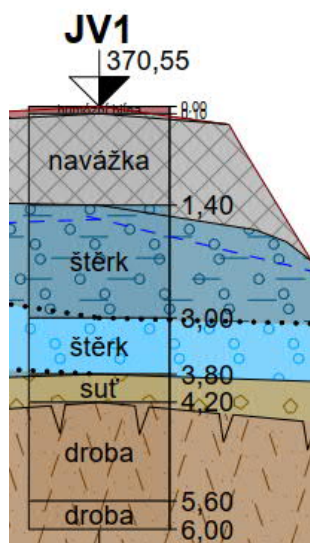
Založení jezu – vhodnou základovou půdou s dostatečnými geotechnickými hodnotami jsou fluviální štěrky třídy G2 a G3 středně ulehle. Pro zajištění filtrační stability podloží jezu doporučujeme vybudovat svislý prvek, vetknutý do vrstvy kulmských drob – např. štětovou stěnu ze štětovnic alespoň III.n. – ve štěrcích jsou popisovány valouny průměru 20 až 30cm. Těžkou dynamickou penetrací v místě sondy DP310 bylo dosaženo hloubky 3,8m (102 úderů).

Geotechnické hodnoty štěrku:

Dle dynamické penetrace:

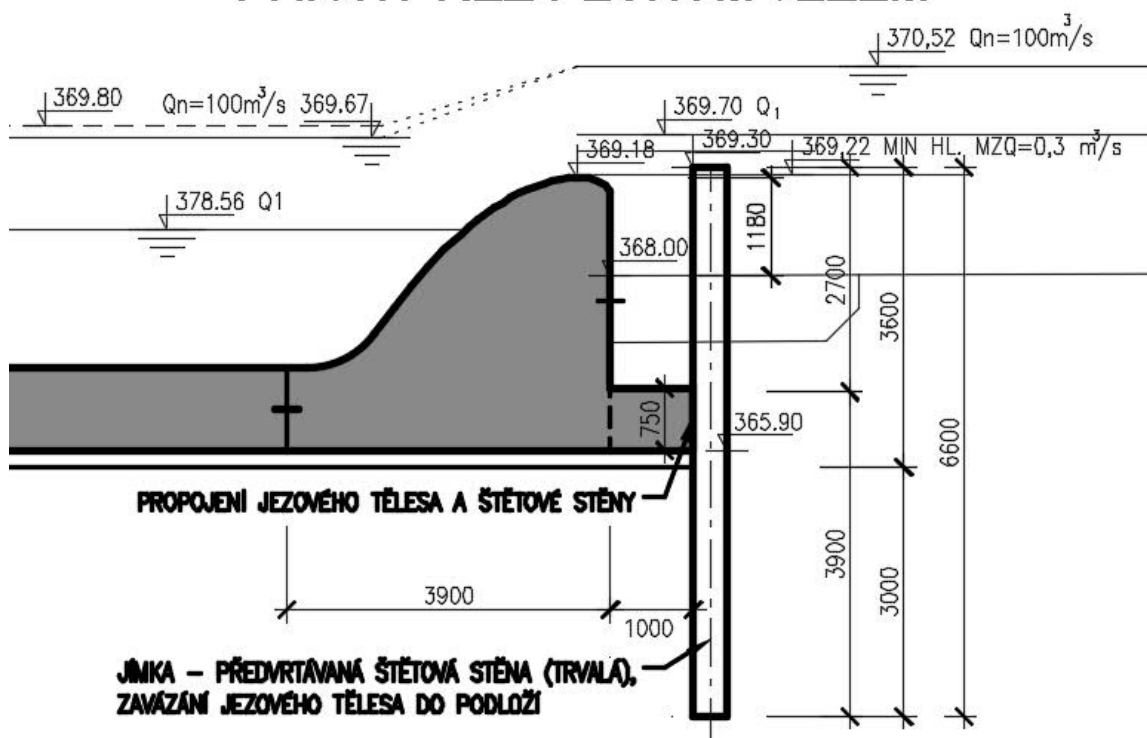
	kypré	středně ulehle
E_{def} (MPa)	10-40	90-180
I_d	0,12-0,27	0,37-0,88
Tabulkové hodnoty		
φ' (°)	35	35
c' (kPa)	0	0
γ (kNm ⁻³)	18,5	19,5
R_d (MPa)	0,1-0,3	1,3

Agresivita podzemní vody – na beton není agresivní, na ocel - rozhodující je nalezená hodnota konduktivity, která je hodnocena stupněm III a koncentrace agresivního oxidu uhličitého, která je hodnocena stupněm IV.



Štětová stěna trvalá byla počítána na různé typy zatížení – v provozu i při výstavbě. Dokumentován je výpočet nejméně příznivých stavů ve 3 variantách v době výstavby, kdy je za štětovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m. pro pojezd mechanizace (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun) a hrázka může být zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m.). Štětovnice bude předvrtávaná, osazena do jílocementu. Hodnoty pro jílocement byly zadány odborným odhadem jako „náhradní zemina“, nelze dopředu určit jeho přesné parametry.

PŘÍČNÝ ŘEZ PEVNÝM JEZEM



Posouzení pažící konstrukce

Vliv vody - Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,0 m

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : dočasná

Vstupní data

Parametry zemín

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	28,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

skála R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 2,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 6,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

skála R4

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

suť

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

JÍLOCEMENT

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 5,00 \text{ kPa}$

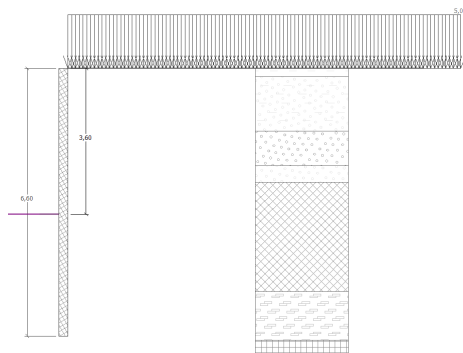
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,20	Třída F6, konzistence tuhá	
2	1,35	Třída G5	
3	0,85	Třída G3, středně ulehlá	
4	0,40	suť	
5	2,70	skála R5	
6	1,50	JÍLOCEMENT	
7	-	skála R4	

2.2.1 Stav v době výstavby, štětovnice 3 m pod základovou spárou

- za štětovnicí nasýpaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
- vzdušný líc výšky 3,6 m
- hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
- pojezd mechanizace nepovoleno, jen nahodilé zatížení na povrchu 5 kNm^{-2}

Vstupní data (Fáze budování 2)**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,60 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 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	NE	ANO	proměnné	5,00				na terénu
Číslo	Název							
1	mechanizace							

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	3.37	37.43
0.20	-0.00	-0.00	-0.00	2.00	6.86	44.86
0.20	0.00	0.00	0.00	2.00	5.60	35.14
1.41	0.00	0.00	0.00	14.10	24.35	101.82
1.55	-0.00	-0.00	-0.00	16.20	26.52	109.54
1.55	0.00	0.00	0.00	25.51	27.20	80.27
2.40	-0.00	-0.00	-0.00	38.15	40.66	124.30
2.40	0.00	0.00	0.00	33.27	35.85	201.18
2.80	-0.00	-0.00	-0.00	38.55	41.51	234.70
2.80	0.00	0.00	0.00	36.92	36.95	330.61
3.60	-0.00	-0.00	-0.00	47.09	47.15	425.08
3.60	-0.00	-0.00	-0.02	47.09	47.15	425.09

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.50	-9.80	-9.97	-392.02	71.22	71.38	649.42
5.50	-8.38	-9.97	-208.82	73.30	73.30	360.53
6.60	-15.47	-15.47	-312.10	88.47	88.47	423.17

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-110.75	0.00	-0.00	0.00
0.33	0.00	0.00	-104.08	3.30	-0.54	0.06
0.66	0.00	0.00	-97.41	6.60	-2.18	0.48
0.99	0.00	0.00	-90.74	9.90	-4.90	1.62
1.32	0.00	0.00	-84.07	13.20	-8.71	3.83
1.65	0.00	0.00	-77.40	27.00	-15.34	7.68
1.98	0.00	0.00	-70.75	31.90	-25.06	14.30
2.31	0.00	0.00	-64.11	36.81	-36.40	24.40
2.64	0.00	0.00	-57.50	36.44	-48.49	38.41
2.97	0.00	0.00	-50.95	39.08	-60.95	56.44
3.30	0.00	0.00	-44.46	43.28	-74.54	78.76
3.59	0.00	0.00	-38.84	46.96	-87.62	102.24
3.61	0.00	0.00	-38.46	45.15	-88.54	104.01
3.63	0.00	0.00	-38.07	41.28	-89.41	105.78
3.96	0.00	0.00	-31.82	-22.62	-92.48	136.38
4.29	0.00	0.00	-25.74	-86.52	-74.48	164.50
4.62	0.00	0.00	-19.87	-150.42	-35.38	183.21
4.95	0.00	0.00	-14.22	-214.31	24.80	185.54
5.28	0.00	0.00	-8.81	-278.21	106.06	164.53
5.61	25.11	0.00	-3.60	-26.18	167.02	114.21
5.94	0.00	25.11	1.46	105.43	153.87	60.05
6.27	0.00	25.11	6.45	233.23	97.96	17.33
6.60	0.00	25.11	11.41	360.40	-0.00	-0.00

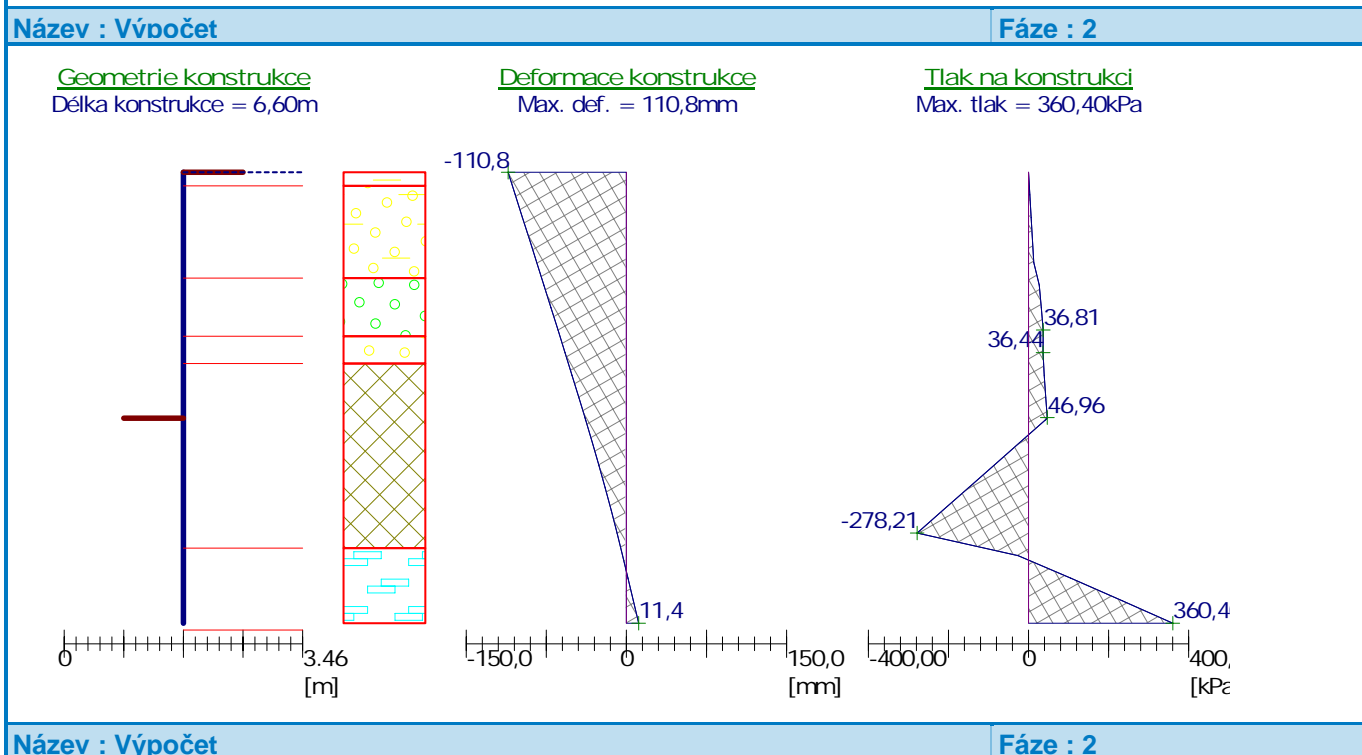
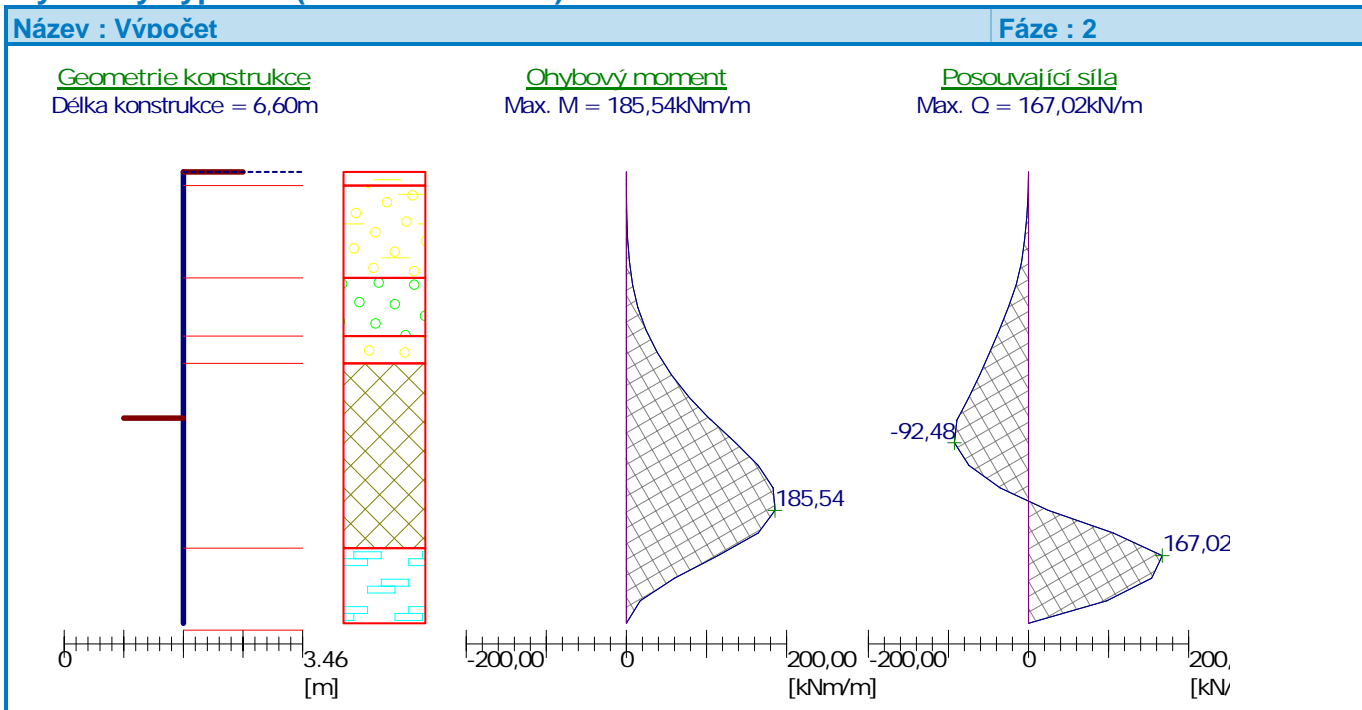
Maximální posouvající síla = 167,02 kN/m

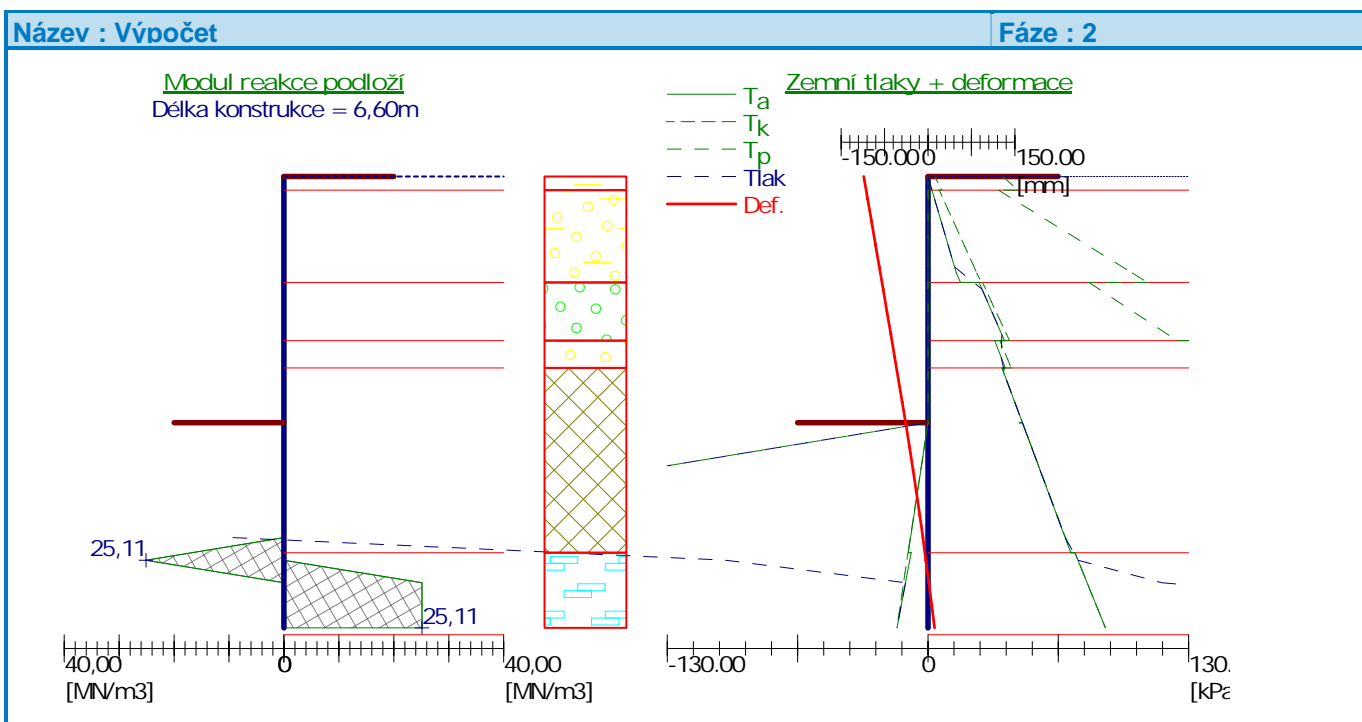
Maximální moment = 185,54 kNm/m

Maximální deformace = 110,8 mm

Posouzení pažící konstrukce

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)





Výpočet stability svahu

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	jednotka
1	pásové	stálé	na povrchu	x = 0,00	l = 19,80		0,00	5,00		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	mechanizace

Voda

Typ vody : HPV

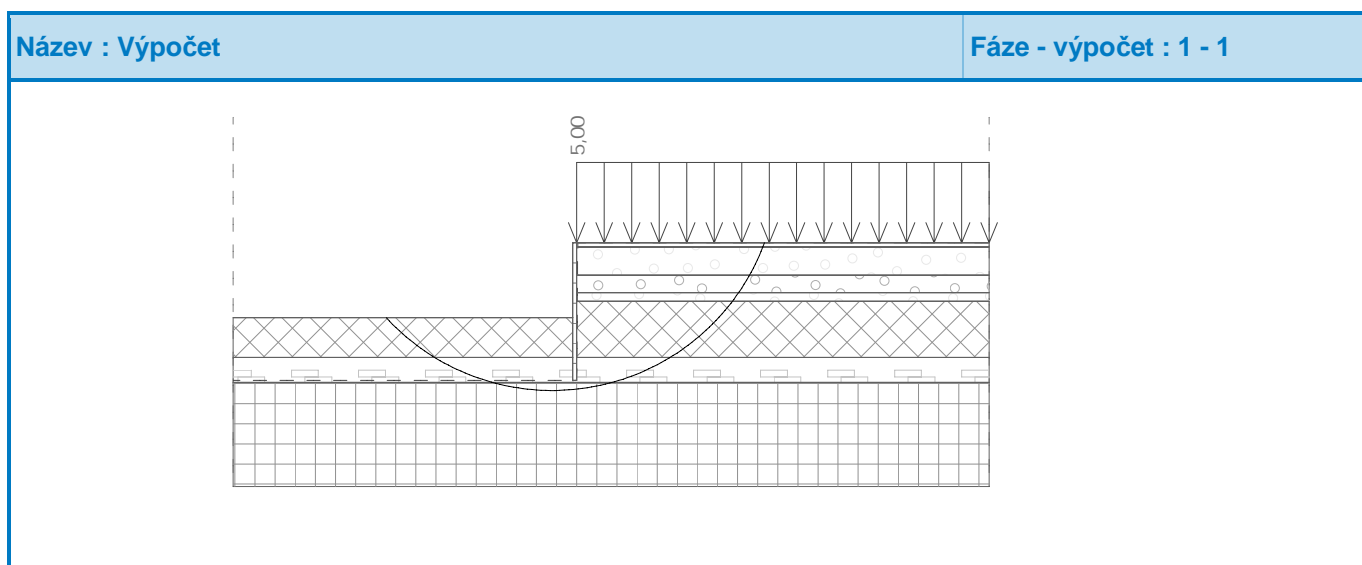
Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-16,50	-6,60	0,00	-6,60	0,05	0,00
		19,80	0,00				

Výsledky**Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,17 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-47,26 [°]
	z =	3,77 [m]		$\alpha_2 =$	69,69 [°]
Poloměr :	R =	10,86 [m]			
Výpočet bez optimalizace smykové plochy.					

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)Sumace aktivních sil : $F_a = 291,83 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 516,78 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 5169,32 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 5612,20 \text{ kNm/m}$

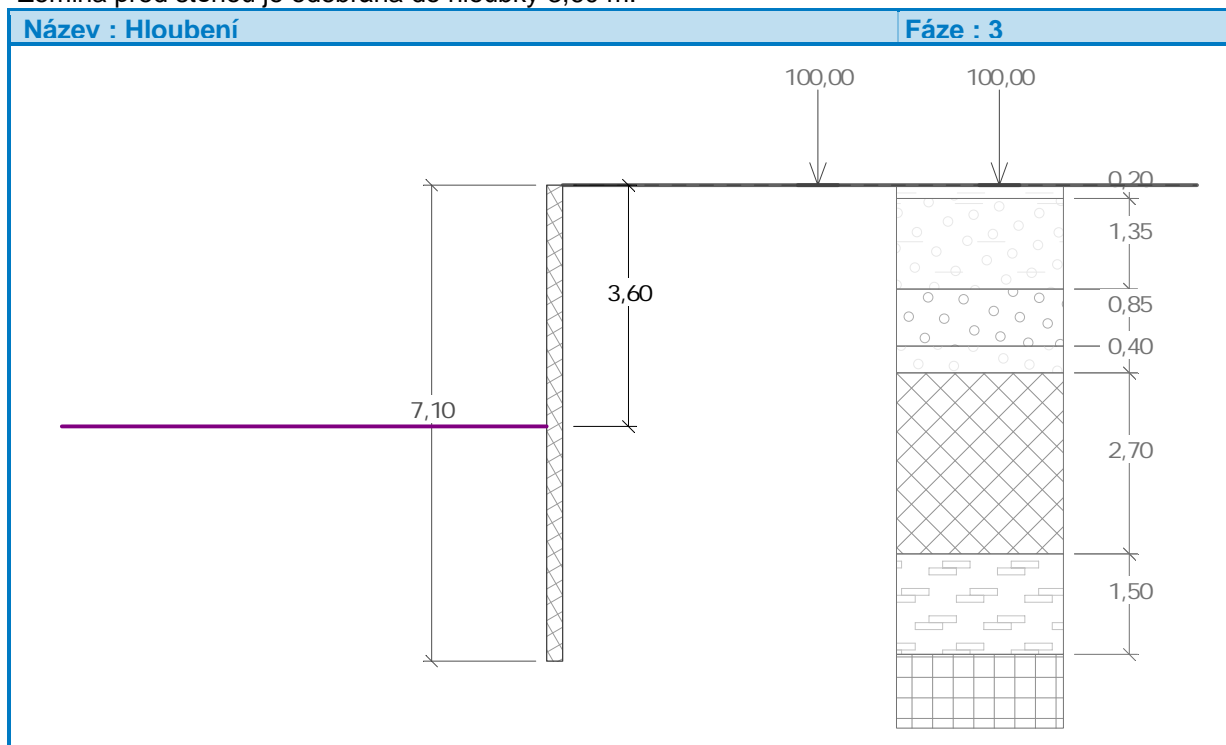
Využití : 86,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**2.2.2 Stav v době výstavby, štětovnice 3,5 m pod základovou spárou**

- za štětovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
- vzdušný líc výšky 3,6 m
- hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
- pojezd mechanizace povolen (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun, min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 4,0 m)

Vstupní data (Fáze budování 3)**Hloubení**

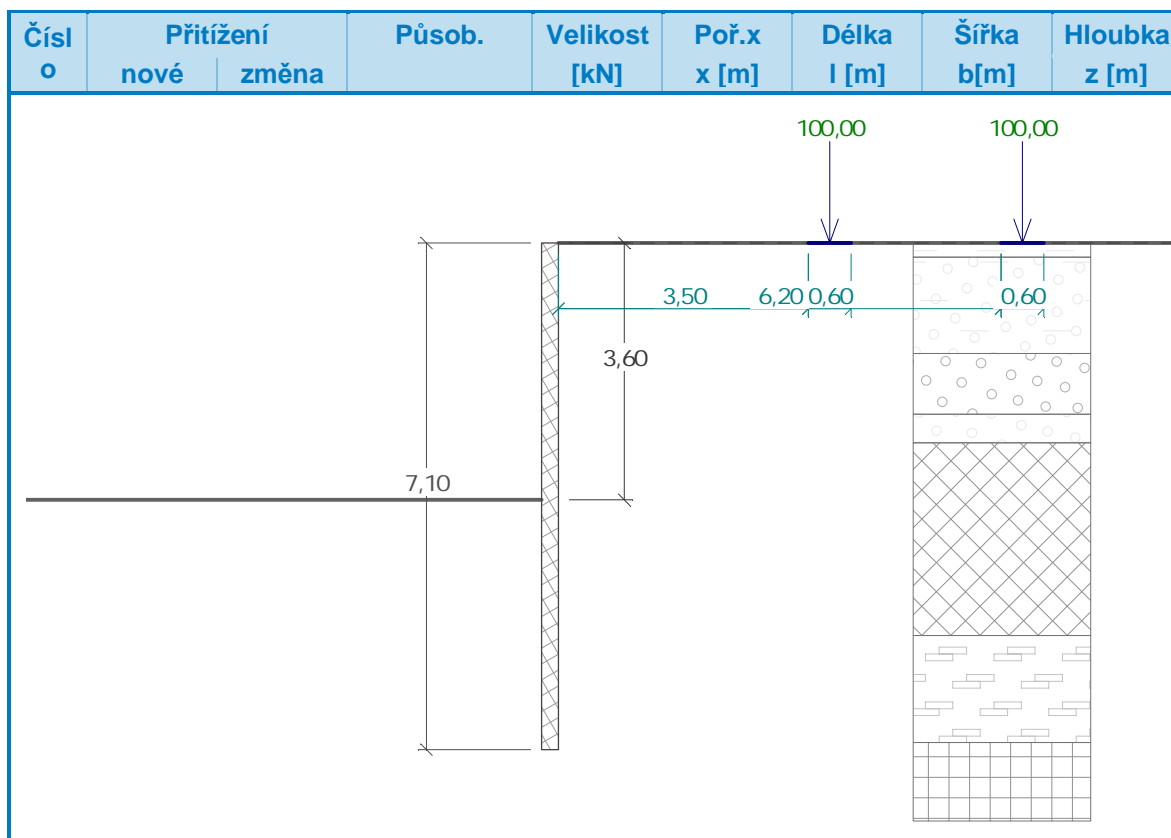
Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,60 m.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř. x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	100,00	3,50	0,60	0,60	na terénu
2	ANO		proměnné	100,00	6,20	0,60	0,20	na terénu
Číslo	Název							
1	kola							
2	kola							
Název : Přítížení						Fáze : 3		



Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,00	
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce vnitřní stability		γ_{Ris}	1,10

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

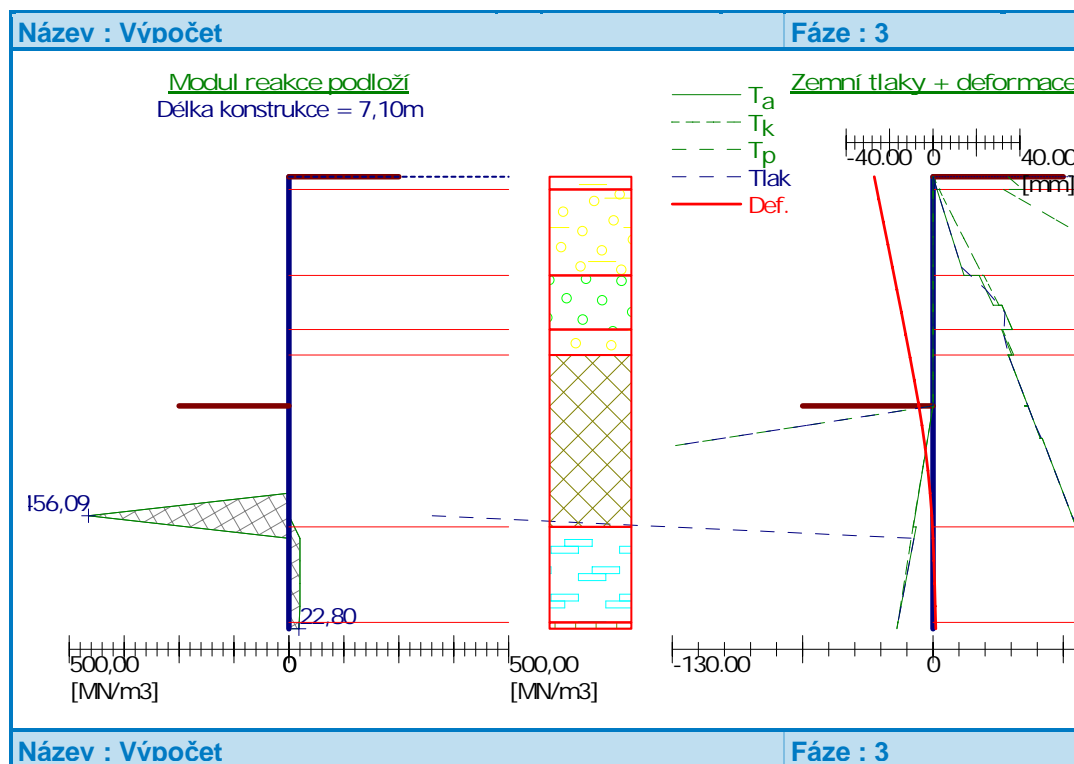
Hloubka [m]	$k_{h,p}$ [MN/m ³]	$k_{h,z}$ [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-27.04	0.00	0.00	0.00
0.35	0.00	0.00	-24.95	3.55	-0.63	0.07
0.71	0.00	0.00	-22.86	7.10	-2.52	0.60
1.06	0.00	0.00	-20.77	10.65	-5.67	2.01
1.42	0.00	0.00	-18.68	14.20	-10.08	4.77
1.77	0.00	0.00	-16.61	26.40	-17.29	9.50
2.13	0.00	0.00	-14.54	35.90	-28.34	17.50
2.48	0.00	0.00	-12.50	35.30	-40.98	29.81
2.84	0.00	0.00	-10.51	38.03	-54.00	46.64

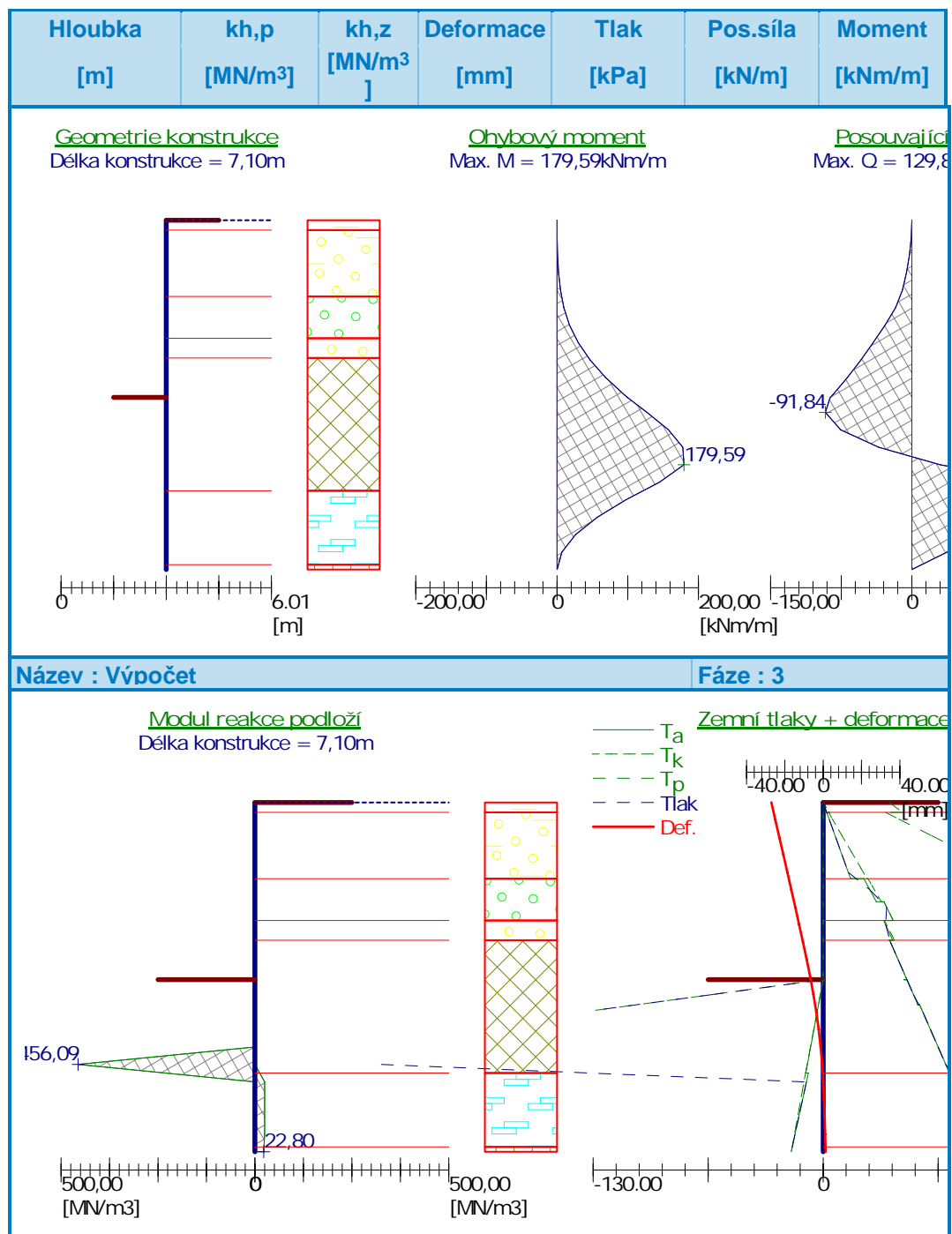
Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
3.19	0.00	0.00	-8.58	42.38	-68.27	68.30
3.55	0.00	0.00	-6.76	46.73	-84.09	95.30
3.59	0.00	0.00	-6.56	47.22	-85.97	98.70
3.61	0.00	0.00	-6.46	45.40	-86.90	100.43
3.90	0.00	0.00	-5.07	-11.86	-91.84	127.21
4.26	0.00	0.00	-3.57	-79.83	-75.57	157.64
4.62	0.00	0.00	-2.30	-148.77	-34.99	177.99
4.97	0.00	0.00	-1.29	-217.71	30.06	179.59
5.32	456.09	0.00	-0.53	-180.56	129.80	145.02
5.68	0.00	25.11	0.02	67.32	127.70	97.83
6.04	0.00	25.11	0.42	79.91	101.48	57.01
6.39	0.00	25.11	0.74	90.36	71.22	26.23
6.74	0.00	25.11	1.02	99.79	37.45	6.83
7.10	0.00	22.80	1.28	110.87	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 129,80 kN/m

Maximální moment = 179,59 kNm/m

Maximální deformace = 27,0 mm





Výpočet stability svahu

Přetížení

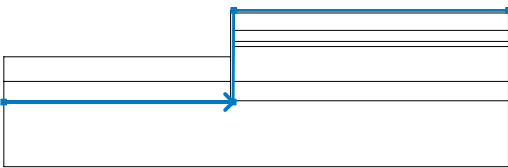
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost q, q1, f, F	Velikost q2	jednotka
1	bodové	stálé	na povrchu	x = 3,50	l = 0,60	b = 0,60		100,00		kN
2	bodové	stálé	na povrchu	x = 6,20	l = 0,60	b = 0,20		100,00		kN

Názvy přitížení

Číslo	Název
1	kola
2	kola

Voda

Typ vody : HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-17,75	-7,10	0,00	-7,10	0,05	0,00
		21,30	0,00				

Výsledky

Kruhová smyková plocha

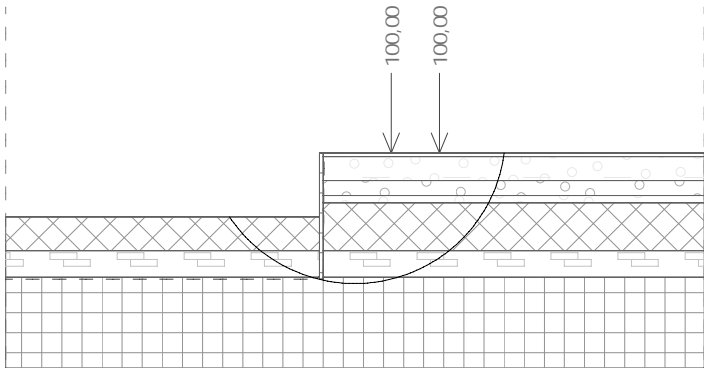
Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	1,77 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-56,31 [°]
	z =	1,07 [m]		$\alpha_2 =$	82,70 [°]
Poloměr :	R =	8,42 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 342,92 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 513,69 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 2887,42 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 4325,24 \text{ kNm/m}$

Využití : 86,8 %

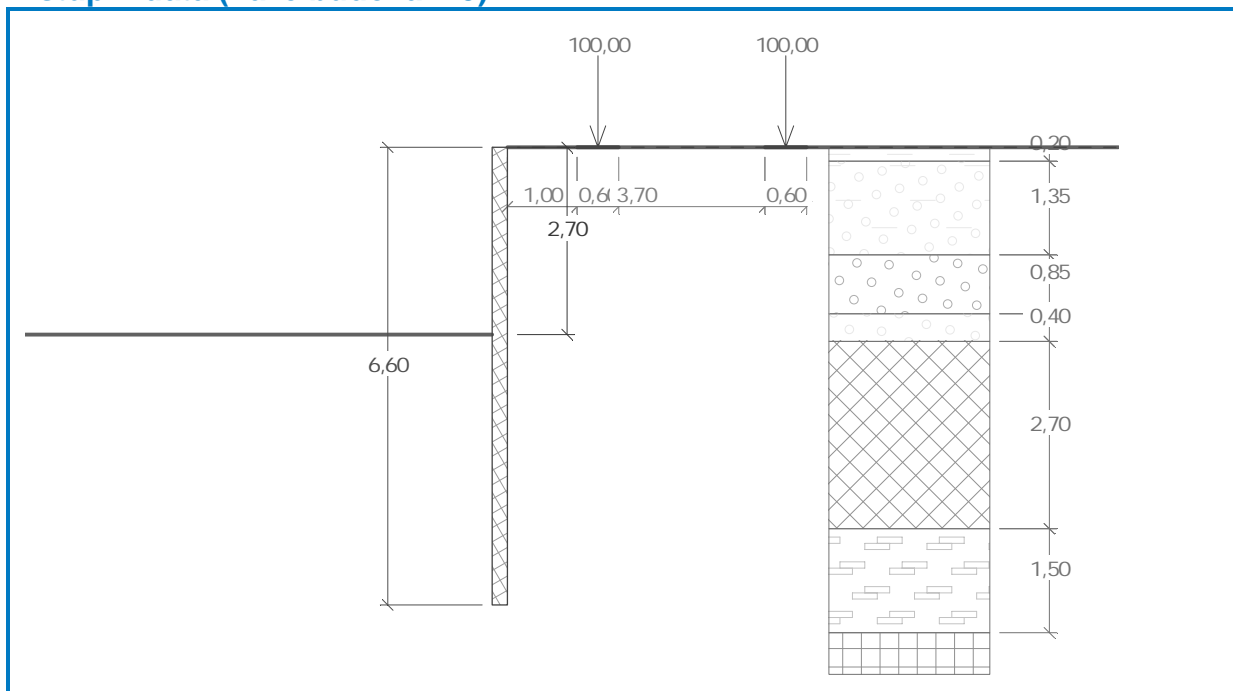
Stabilita svahu VYHOVUJE

Název : Výpočet	Fáze - výpočet : 1 - 1
	

2.2.3 Stav v době výstavby, štetovnice 3,0 m pod základovou spárou, zatvrdnutá deska

- za štetovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
- vzdušný líc výšky 2,7 m
- hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
- zatvrdnutá základová žlb. deska jezu tl. 750 mm
- pojezd mechanizace povolen (předp. max. zatížení od domíhávače do hmotnosti 34 tun, *min. vzdálenost od vzdušného líce štetovnice 1,5 m*)

Vstupní data (Fáze budování 3)



Hloubení Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,70 m.

Tvar terénu Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	100,00	1,00	0,60	0,20	na terénu
2	ANO		proměnné	100,00	3,70	0,60	0,20	na terénu
Číslo	Název							
1	kola							
2	kola							

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : dočasná

Copyright © AQUATIS a.s.

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,00	
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce vnitřní stability		γ_{Ris}	1,10

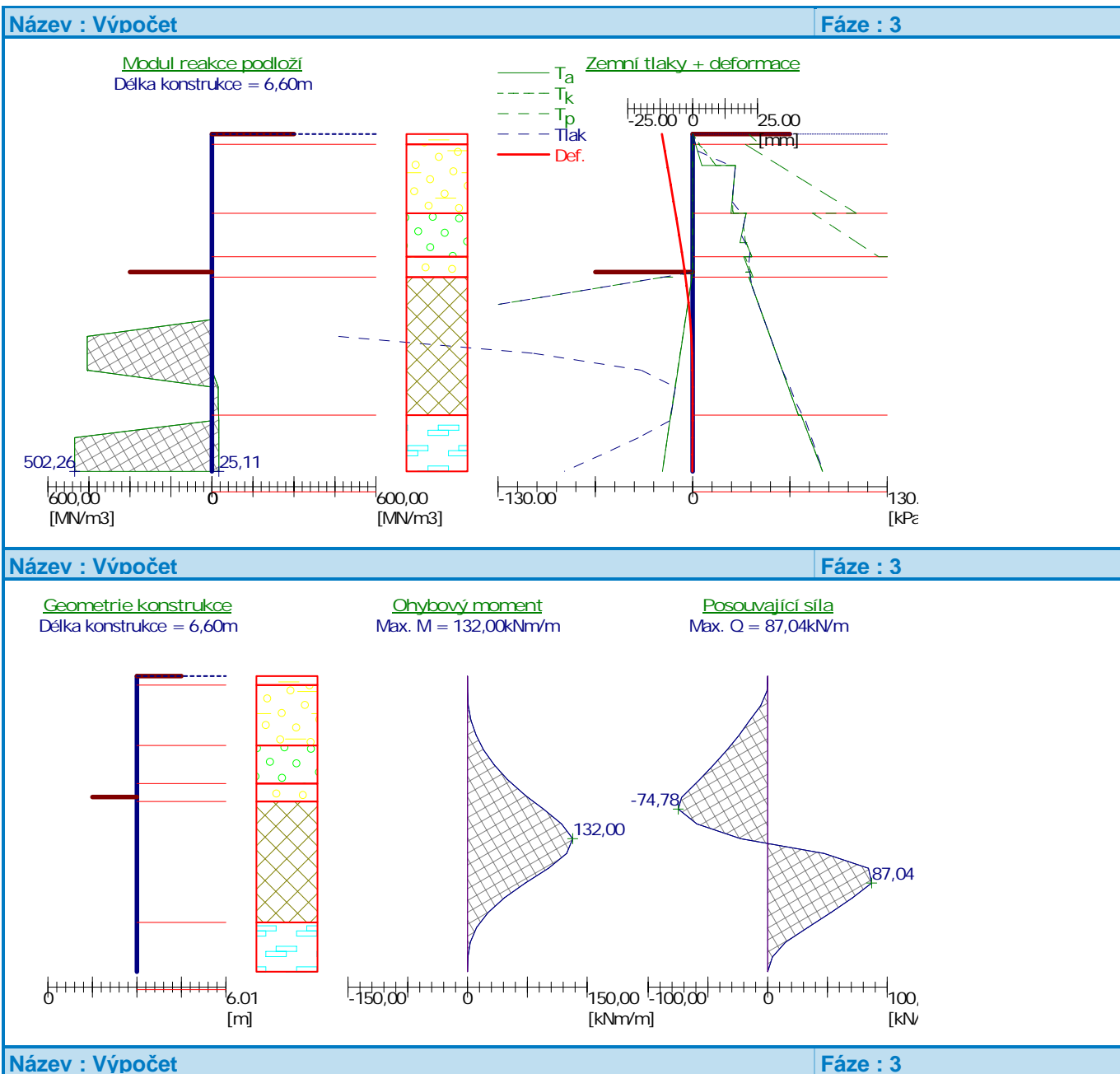
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0,20\sigma_z$.

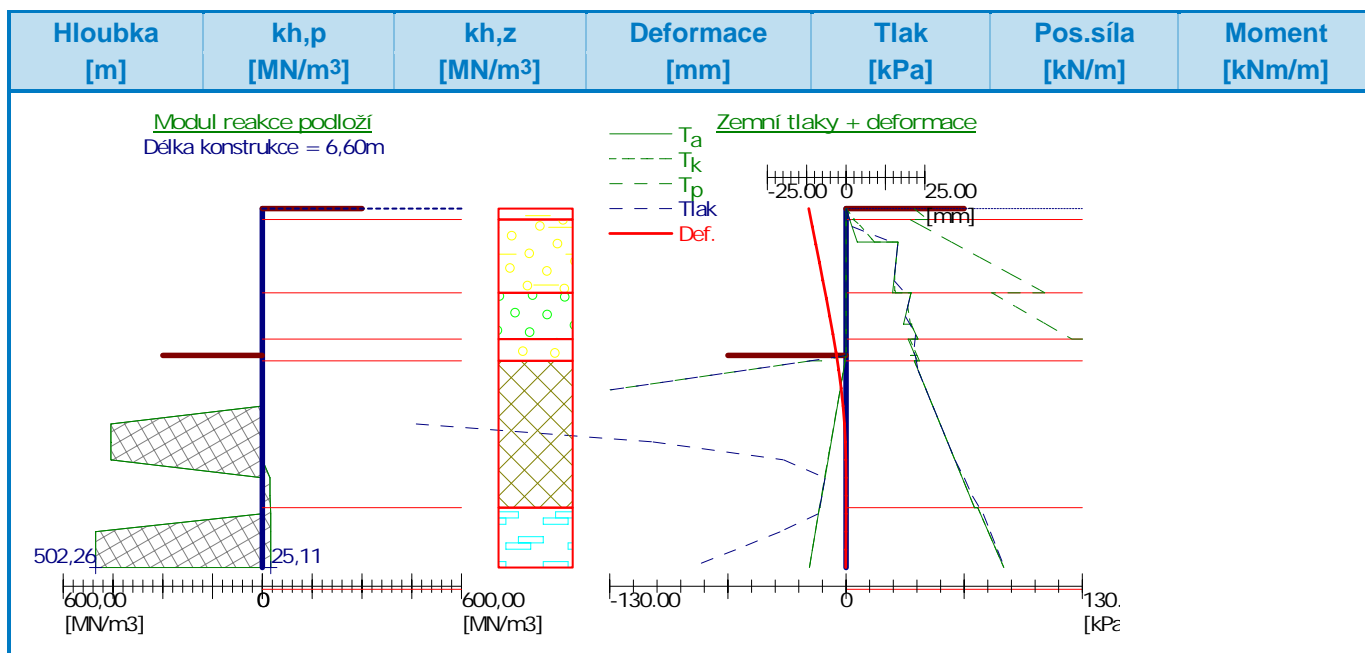
Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	$k_{h,p}$ [MN/m ³]	$k_{h,z}$ [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-11.82	0.00	-0.00	-0.00
0.33	0.00	0.00	-10.70	3.30	-0.54	0.06
0.66	0.00	0.00	-9.58	28.45	-5.78	0.88
0.99	0.00	0.00	-8.47	27.41	-15.00	4.31
1.32	0.00	0.00	-7.36	26.37	-23.88	10.74
1.65	0.00	0.00	-6.26	35.02	-34.00	20.21
1.98	0.00	0.00	-5.19	32.65	-45.17	33.30
2.31	0.00	0.00	-4.16	38.30	-56.88	50.08
2.64	0.00	0.00	-3.19	37.23	-69.34	70.92
3.63	0.00	0.00	-0.95	-143.18	-22.55	132.00
3.96	456.09	0.00	-0.50	-184.82	47.29	124.43
4.29	456.09	0.00	-0.21	-50.48	84.31	101.49
4.62	456.09	0.00	-0.05	25.52	87.04	72.52
4.95	0.00	22.80	0.02	53.44	71.05	46.24
5.28	0.00	22.80	0.03	56.16	52.94	25.75
5.61	0.00	25.11	0.00	60.20	33.72	11.40
5.94	502.26	25.11	-0.04	43.29	14.92	3.43
6.27	502.26	25.11	-0.08	22.73	3.98	0.48
6.60	502.26	25.11	-0.13	1.33	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 87,04 kN/m
Maximální moment = 132,00 kNm/m
Maximální deformace = 11,8 mm





Výpočet stability svahu

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost	
1	bodové	stálé	na povrchu	x = 1,00	l = 0,60	b = 0,20		q, q ₁ , f, F	q ₂ jednotka
2	bodové	stálé	na povrchu	x = 3,70	l = 0,60	b = 0,20		100,00	100,00 kN

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	kola
2	kola

Voda

Typ vody : HPV

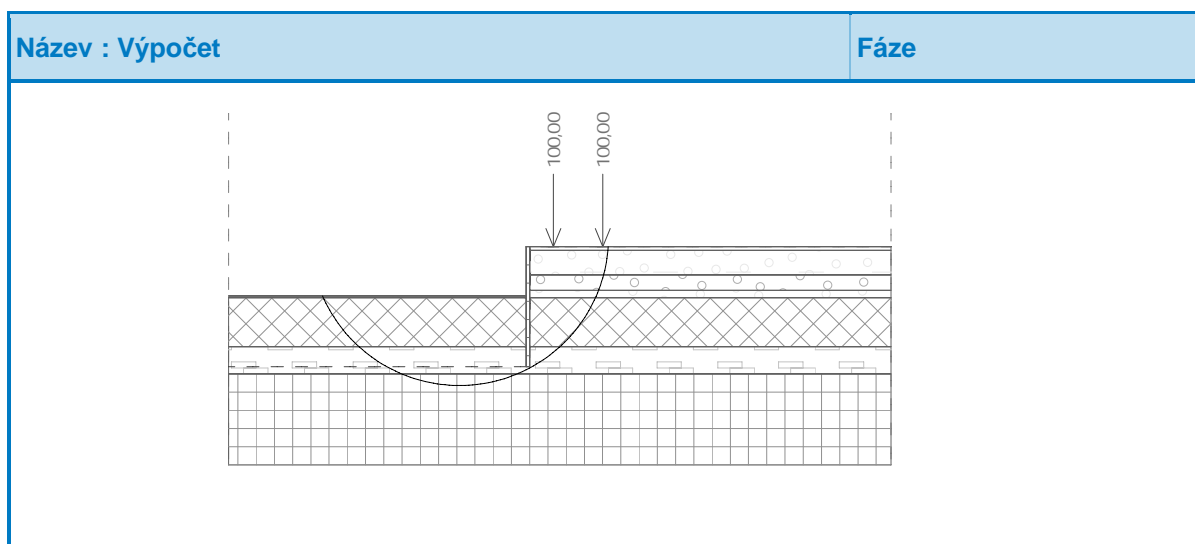
Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-16,50	-6,60	0,00	-6,60	0,05	0,00
		19,80	0,00				

Výsledky**Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-3,85 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-66,64 [°]
	z =	0,54 [m]		$\alpha_2 =$	86,21 [°]
Poloměr :	R =	8,17 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)Sumace aktivních sil : $F_a = 338,76 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 527,78 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 2767,66 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 4311,96 \text{ kNm/m}$

Využití : 84,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**2.3 Závěr**

- Byla posouzena stabilita jezového tělesa – vztlak, překlopení a posunutí v základové spáře – konstrukce jezu vyhověla
- Trvalá stěna (štětovnice na návodní straně jezu) musí být vetknuta do podloží tak, aby byla splněna těsnicí funkce této stěny - a tím i zároveň byla konstrukce jezu chráněna proti účinkům vztlaku od spodní vody
- Vzhledem k zatížení a agresivitě vody na ocel byl zvolen u jezu typ trvalé štětovnice VL 604 E s tl. stěny 12,3 mm
- **Všechny konstrukce pro zadané podmínky VYHOVÍ**

3 varianty v době výstavby bez použití rozpěr:

1. stav v době výstavby, štětovnice 3,0 m pod základovou spárou
 - za štětovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
 - vzdušný líc výšky 3,6 m
 - hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
 - *pojezd mechanizace nepovolen*, jen nahodilé zatížení na povrchu 5 kNm⁻²
2. stav v době výstavby, štětovnice 3,5 m pod základovou spárou
 - za štětovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
 - vzdušný líc výšky 3,6 m
 - hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
 - *pojezd mechanizace povolen* (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun, min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 4,0 m)
3. stav v době výstavby, štětovnice 3,0 m pod základovou spárou, *zatvrdnutá deska jezu*
 - za štětovnicí nasypaná hrázka na výšku 369,30 m n.m.
 - vzdušný líc výšky 2,7 m
 - hrázka zavodněná (voda po výšku 369,30 m n.m)
 - zatvrdnutá základová žlb. deska jezu tl. 750 mm
 - *pojezd mechanizace povolen* (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun, min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 1,5 m)

3 VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL A DIMENZOVÁNÍ - SO 030.11.5

3.1 Náhon

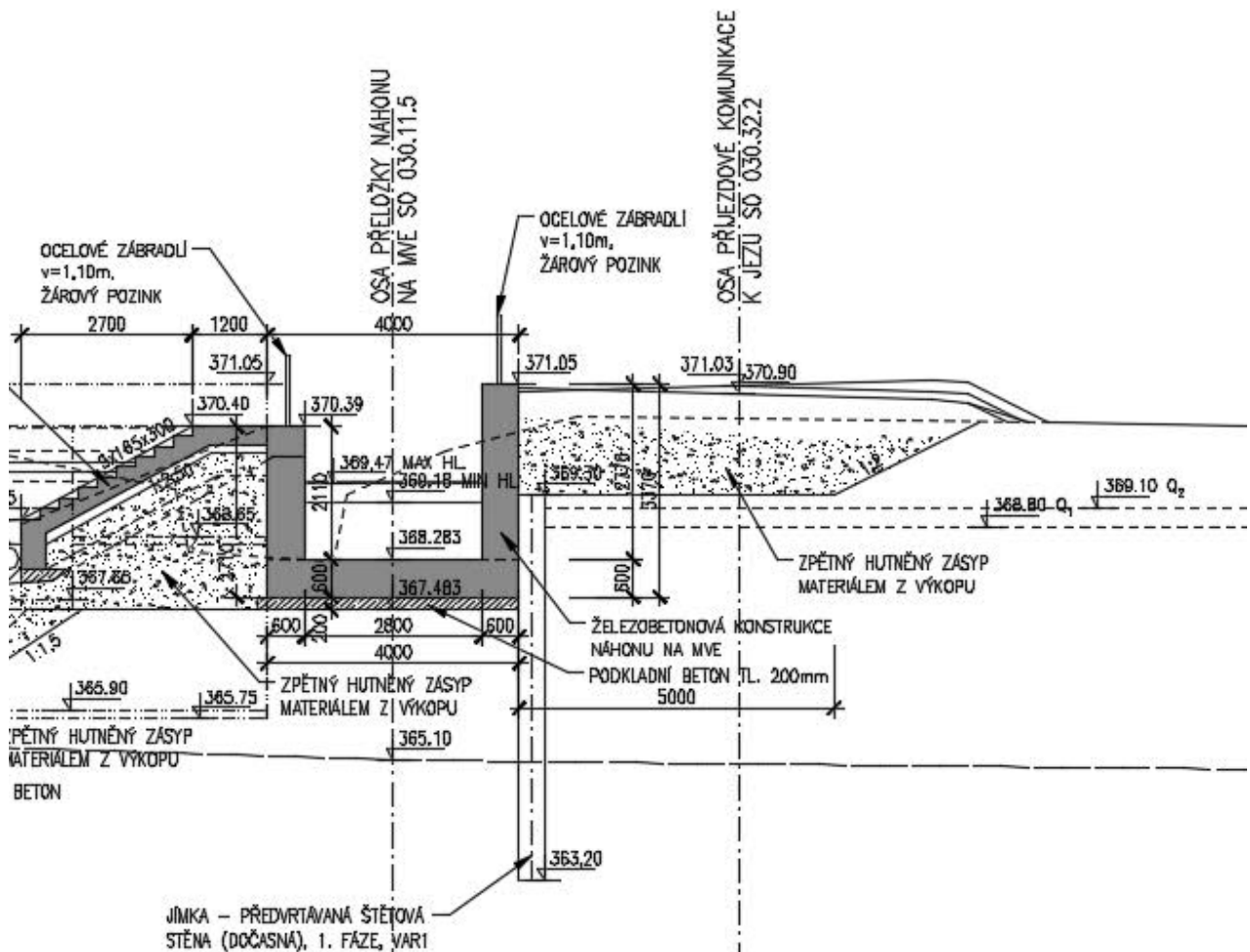
Konstrukce SO 030.11.5 Přeložka náhonu na MVE je navržena jako železobetonová monolitická.

Hlavní parametry SO 030.11.5 Přeložka náhonu na MVE

- délka upravovaného úseku - cca 52 m,
- konstrukce vtokového objektu a náhonu – železobetonový žlab (polorám),
- příčný profil náhonu – obdélníkový š. 2,8 m, hl. 1,15 až 2,75 m,

Konstrukce náhonu je navržena jako železobetonový obdélníkový žlab s šířkou ve dně 2,80 m a s kótou dna na vtoku 368,30 m n.m.. Hloubka koryta náhonu bude proměnná podle průběhu terénu, 2,7 m v místě nátoku až 1,4 m v místě navázání na stávající náhon.

Konstrukce jsou dimenzovány na zatížení od násypu, tlg. zařízení, vody, pojezdu mechanizace a hutnické techniky. Výstupem jsou deformace a vnitřní síly v konstrukci, podle kterých je předběžně určena výztuž. Posudkem bylo potvrzeno, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a následného provozu nemělo za následek poškození nebo neúměrné přetvoření stávajících i nově budovaných konstrukcí.



Vstupní data (Fáze budování 3) Výpočet zemních tlaků na konstrukci

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,50	zásyp	
2	1,90	Třída G3, ulehlá	
3	2,60	R5	
4	-	Třída G3, ulehlá	

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,40 m

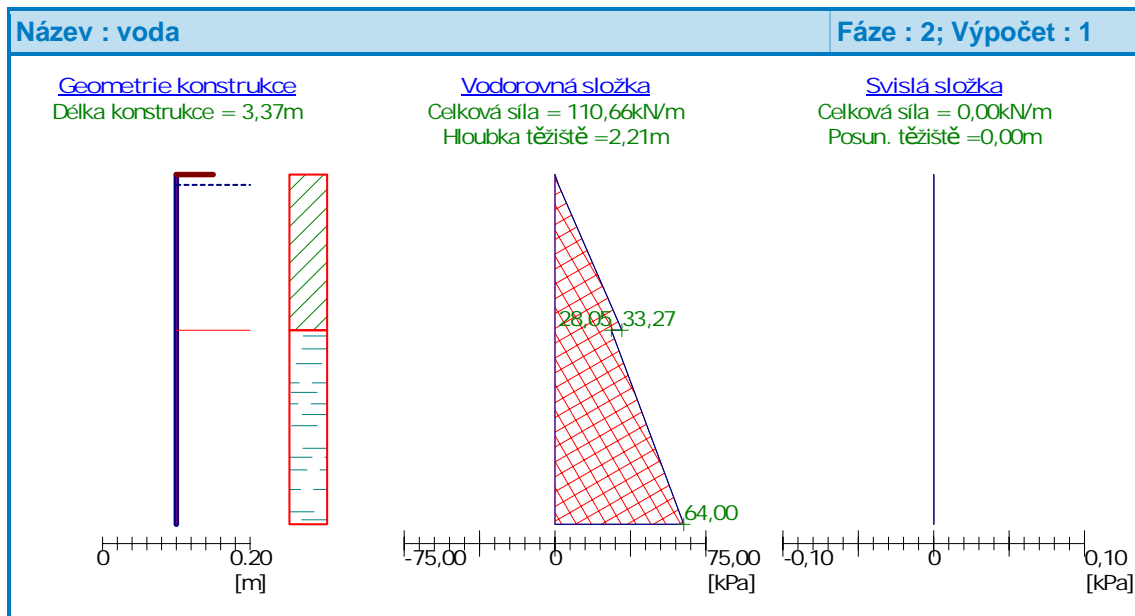
Zadaná plošná přitížení

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		proměnné	17,00		0,30	5,00	na terénu
Číslo	Název							
1	komunikace							

Výpočet čís. 1 (Fáze budování 2)

Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci	= 110,66 kN/m
Působíště vodorovné složky je v hloubce	= 2,21 m
Celkový svislý tlak působící na konstrukci	= 0,00 kN/m
Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr.	= 0,00 m



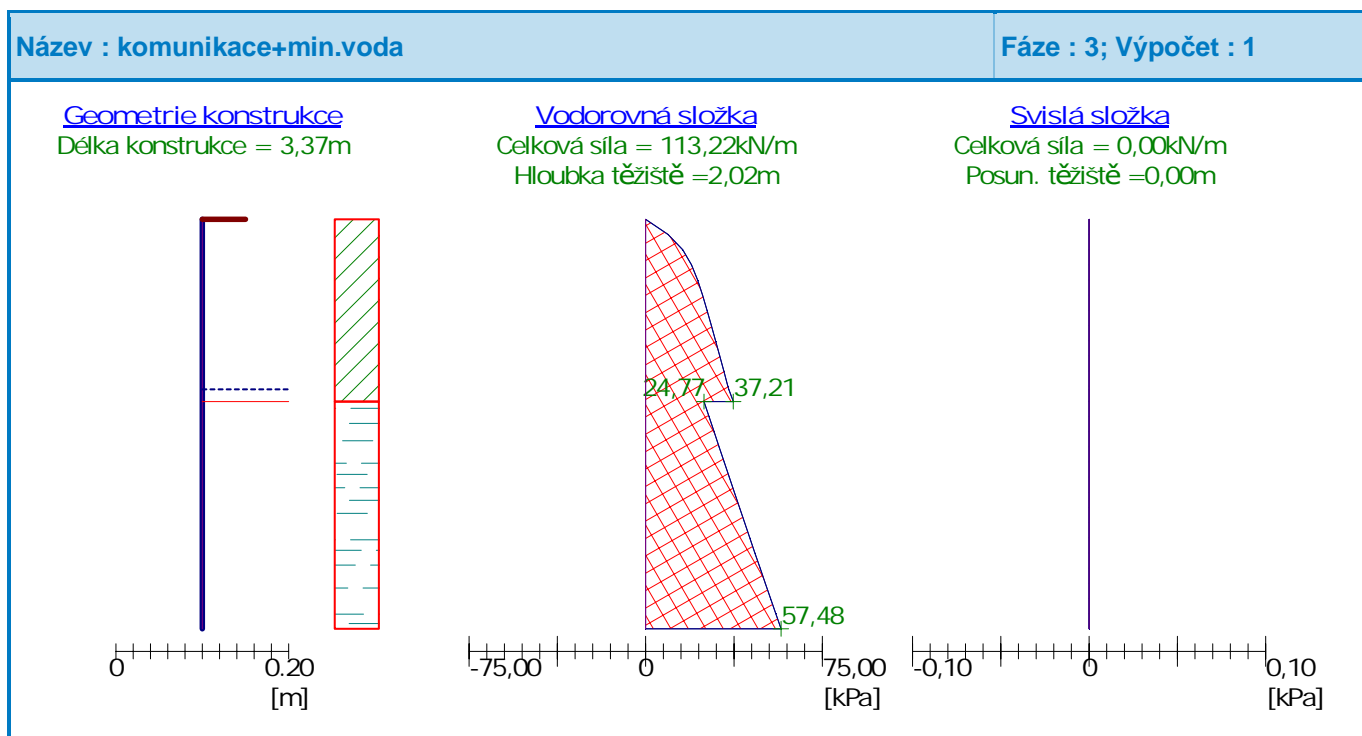
Výpočet čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F _{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tlak v klidu	45,29	2,03	0,00	0,00	1,350
Tlak vody	19,40	2,71	0,00	0,00	1,300
komunikace	17,90	1,36	0,00	0,00	1,500

Výsledné síly

Celkový vodorovný tlak působící na konstrukci	= 113,22 kN/m
Působíště vodorovné složky je v hloubce	= 2,02 m
Celkový svislý tlak působící na konstrukci	= 0,00 kN/m
Vzdál. těžiště svislé složky od vršku konstr.	= 0,00 m



Základní data

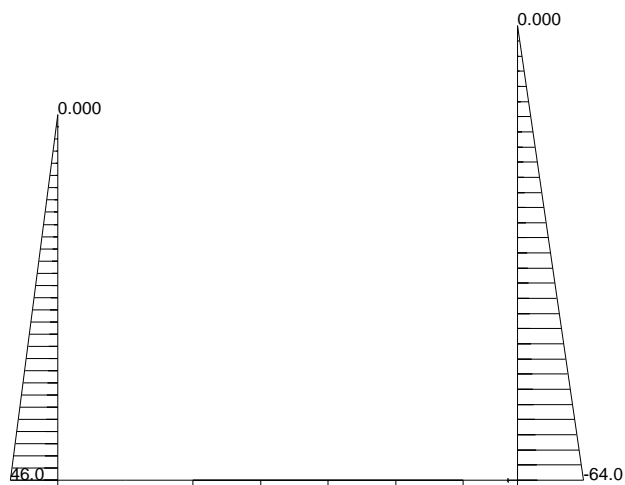
Typ konstrukce : Rám XZ

Zatěžovací stavy

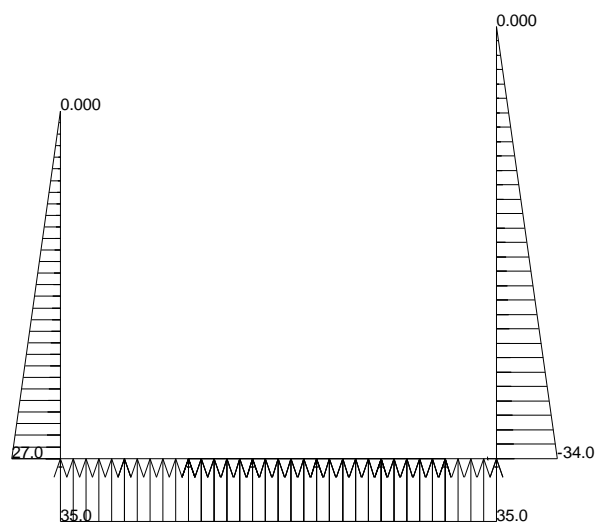
Stav	Jméno	souč.	Popis
1	HMOTNOST	1.10	Vlastní váha. Směr -Z
2	zemina	1.20	Stálé - Zatížení
3	voda	1.00	Nahodilé - 3
			Krátkodobé
4	komunikace	1.10	Nahodilé - 2 Výběr.
			Střední doba
5	povodeň	1.00	Nahodilé - 2 Výběr.

Kombinace

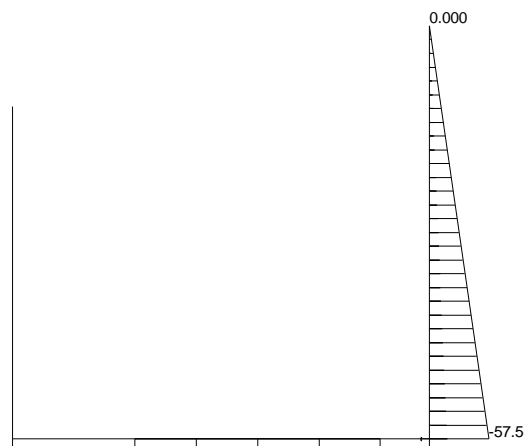
Kombi	Norma	Stav	sou.
1.	ČSN - únosnost hlavní zatížení	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 komunikace	1.00
		5 povodeň	1.00
2.	ČSN - použitelnost hlavní zatížení	1 HMOTNOST	1.00
		2 zemina	1.00
		3 voda	1.00
		4 komunikace	1.00
		5 povodeň	1.00



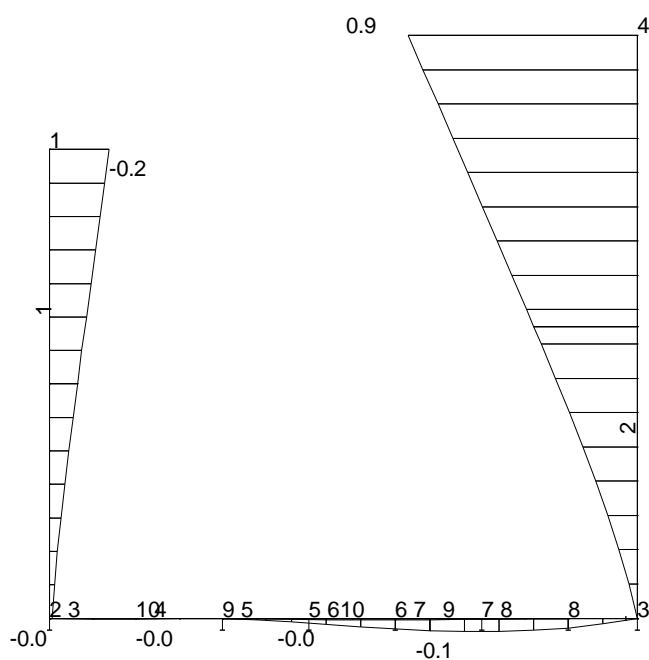
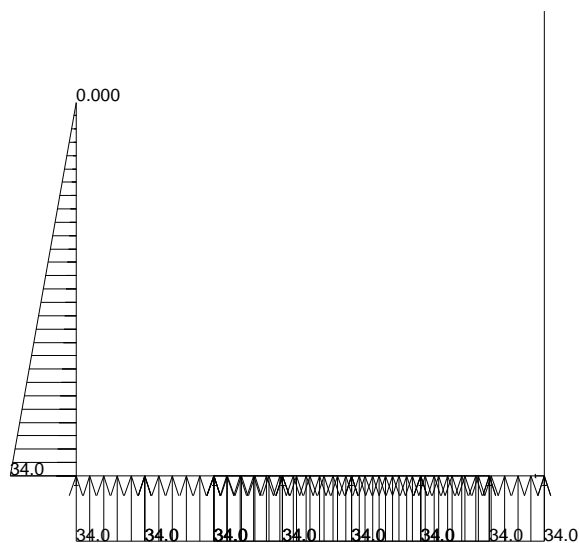
Spojité zatížení.Zatěžovací stavy - 2



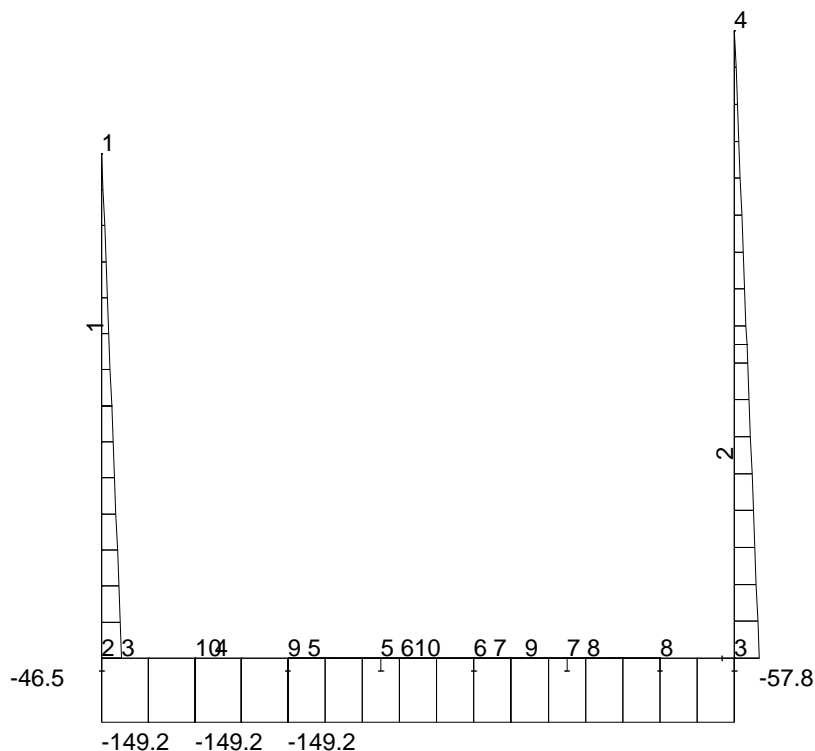
Spojité zatížení.Zatěžovací stavy - 3



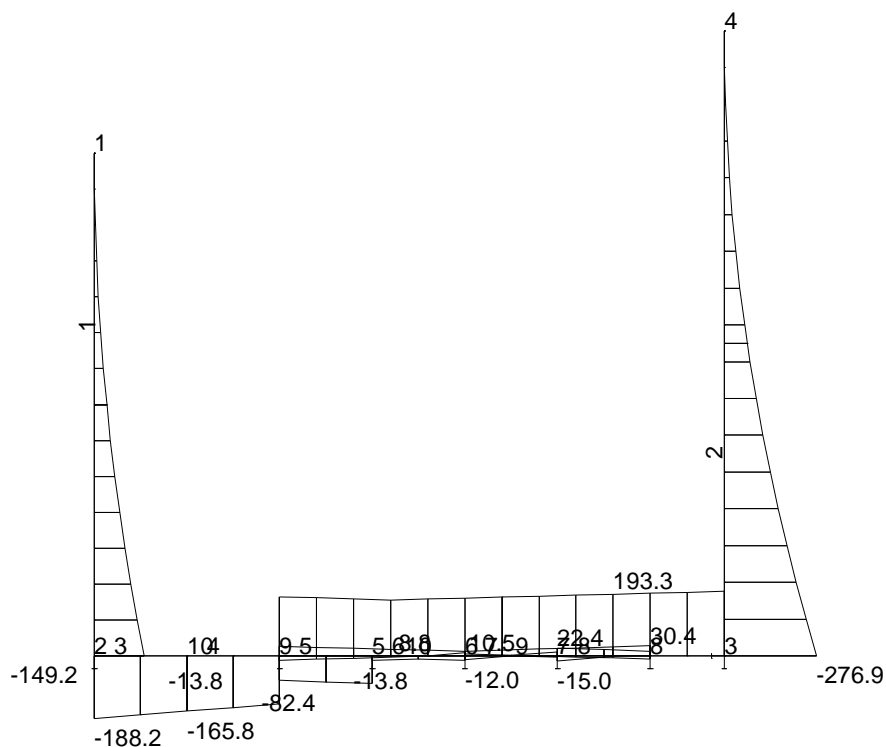
Spojité zatížení.Zatěžovací stavy - 4



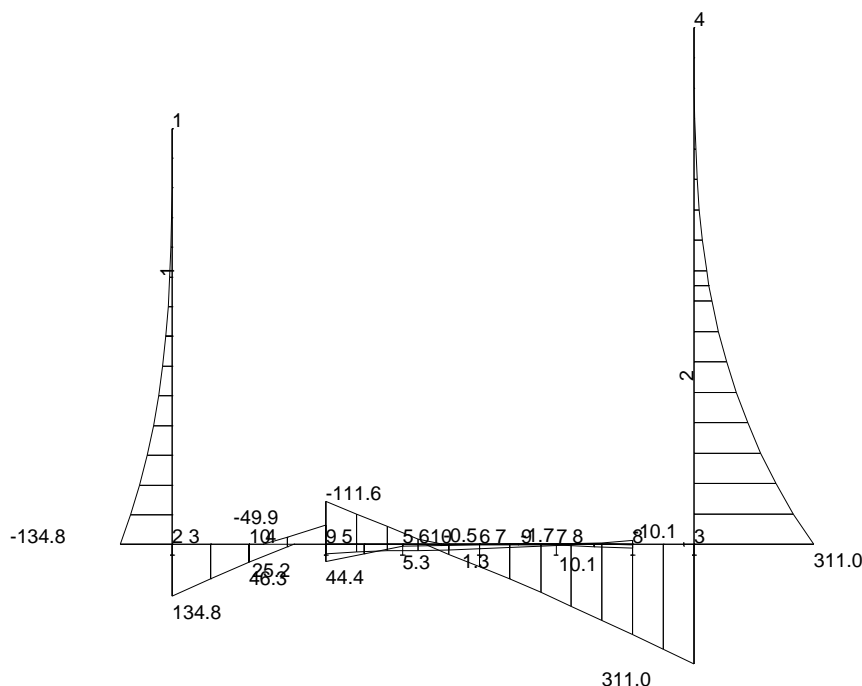
Deformace - uz na prutu(ech). Použ. kombi : 1



Vnitřní síly - N na prutu(ech). Únos. kombi : 1/6



Vnitřní síly - V na prutu(ech). Únos. kombi : 1/6



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Únos. kombi : 1/6

Deformace na prutu(ech). Globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina prutů :1/10

Skupina kombinací na únosnost :1/6

prut	pr.Č.	kombi	dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	fiy [mrad]
3	1	5	0.000	0.02	0.00	0.08
9			0.000	-0.02	-0.00	-0.00
2		6	3.370	-0.00	2.32	-0.76
1		5	0.000	0.00	-0.59	-0.23

Vnitřní síly na prutu(ech). Globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina kombinací na únosnost :1/6

prut	pr.Č.	kombi	dx [m]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
3	1	5	0.000	-149.19	-188.23	134.76
10		6	2.400	-107.72	193.29	311.04
2			0.000	-57.83	-276.89	311.04
1		5	2.710	-46.50	-149.19	-134.76

Navržená výztuž na únosnost: Φ R 20/150 mm .

Vodorovná výztuž je navržena na trhliny podle tloušťky konstrukce.

Konstrukce náhonu na MVE vyhoví na zatížení od zeminy, vody i sousedící komunikace.

3.2 Štětové stěny

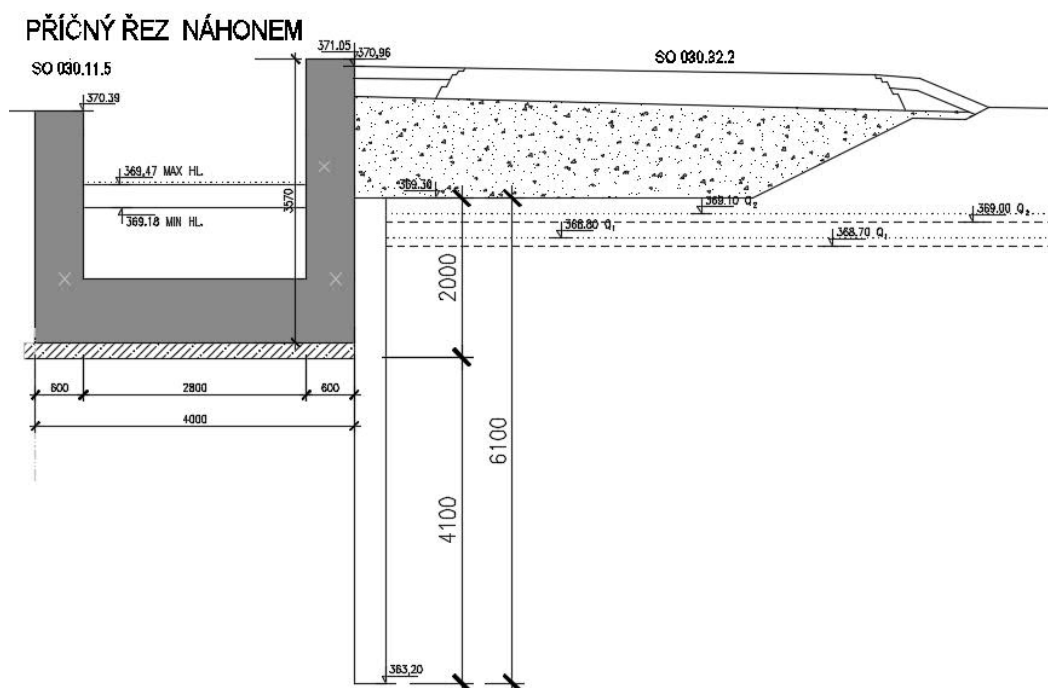
Štětová stěna má funkci statickou pro ochrannou funkci stavební jámy. Délky štětovnic jsou stanoveny na základě statického výpočtu, který vycházel z údajů uvedených v geotechnickém průzkumu. Štětovnice jsou navrženy vzhledem k hloubce zapuštění proti povrchu skály jako předvrtávané - zabírané do předvrtaných otvorů vyplněných jílocementem.

Výpočet byl řešen pro 1bm příčného řezu. Zvolený typ: VL 604 E.

3.2.1 Štětová stěna – pravý břeh vedle náhonu

Štětová stěna dočasná byla počítána na různé typy zatížení – v provozu i při výstavbě. Dále je dokumentován výpočet nejméně příznivého stavu č.6, t.j. v době výstavby, kdy je štětovnice a hladina vody na výšce 369,30 m n.m., pojezd mechanizace na výšce 369,30 m n.m. (max. zatížení od mechanizace a min. vzdálenost od štětovnice).

Štětovnice délky min. 6,1 m bude předvrtávaná, osazena do jílocementu. Hodnoty pro jílocement byly zadány odborným odhadem jako „náhradní zemina“, nelze dopředu určit jeho přesné parametry.



Výpočet proveden ve 3 variantách:

- max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun; min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 1,7 m (tzn. kraje 1,2 m) – *štětovnice vyhoví bez rozepření*
- pokud by byla vzdálenost od kraje štětovnice 0,3 až 1,7 m; max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun – *štětovnici nutno rozepřít*
- max. zatížení od mechanizace do hmotnosti 10 tun; vzdálenost od kraje štětovnice 0,3 až 1,7 m – *štětovnice vyhoví bez rozepření*

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data (Fáze budování 6)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,20	Třída F6, konzistence tuhá	
2	1,35	Třída G5	
3	0,85	Třída G3, středně ulehlá	
4	1,10	suť	
5	1,50	skála R5	
6	1,50	JÍLOCEMENT	
7	2,50	skála R4	
8	1,00	skála R5	
9	-	skála R4	

Hloubení Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,0 m.

Tvar terénu Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	100,00	1,00	0,20	0,60	na terénu
2	ANO		stálé	100,00	4,00	0,20	0,60	na terénu
Číslo	Název							
1	mechanizace (domíchávač) kola							

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : dočasná

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,00	
Součinitelé redukce odporu (R)		Souč.	[-]
Součinitel redukce vnitřní stability		γ_{Ris}	1,10

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,min} = 0,20\sigma_z$.

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

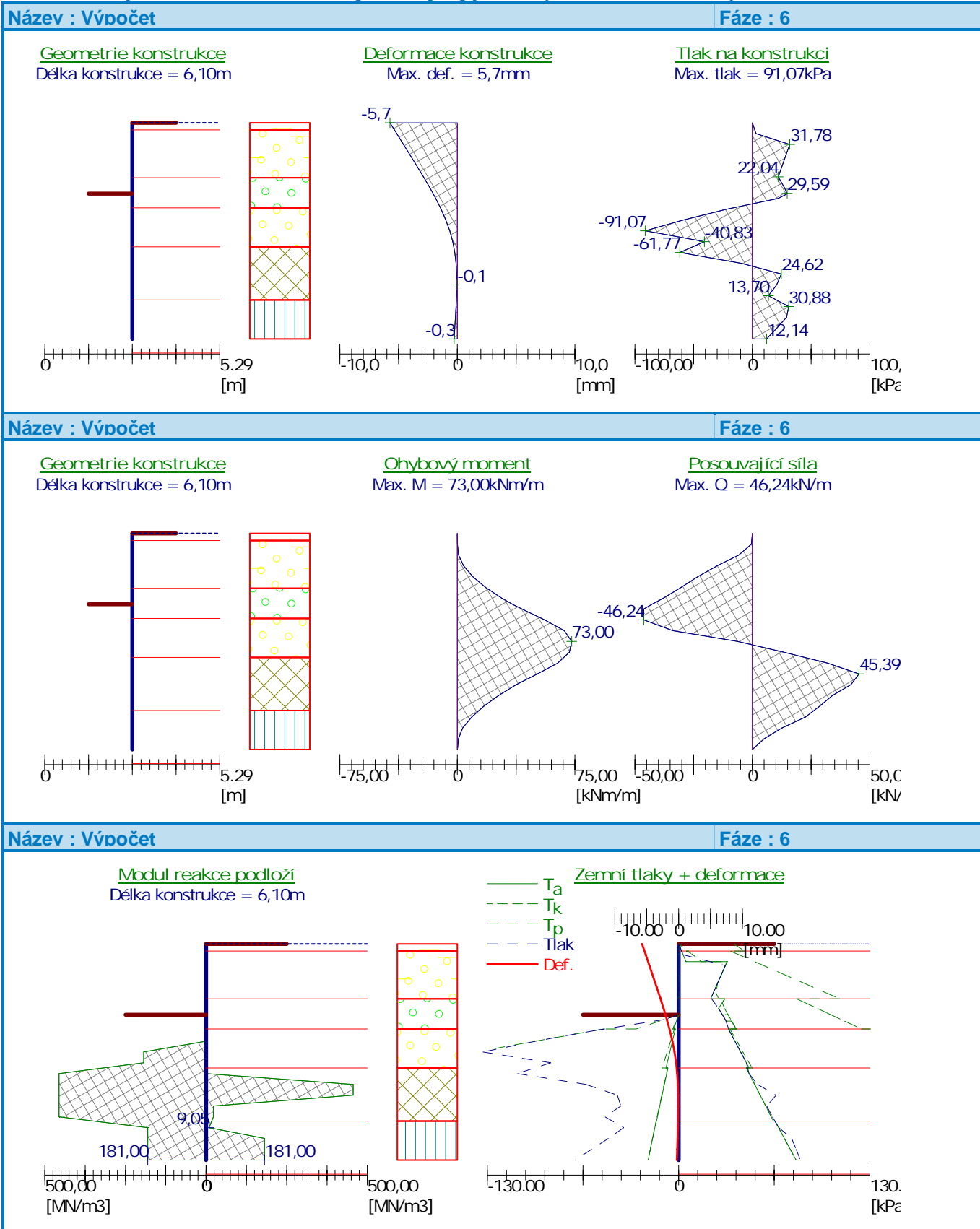
Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	37.43
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.43
0.20	-0.00	-0.00	-0.00	2.00	6.58	44.86
0.20	0.00	0.00	0.00	2.00	5.39	35.14
0.28	0.00	0.00	0.00	2.77	8.85	39.40
0.50	0.00	0.00	0.00	5.00	15.42	51.66
0.55	0.00	0.00	0.00	32.37	32.37	54.68
0.83	0.00	0.00	0.00	29.42	29.42	69.96
1.11	0.00	0.00	0.00	26.47	26.47	85.24
1.39	0.00	0.00	0.00	23.52	25.44	100.52
1.55	-0.00	-0.00	-0.00	21.77	27.19	109.54
1.66	0.00	0.00	0.00	29.60	29.60	86.16
1.82	0.00	0.00	0.00	27.11	31.28	94.41
1.94	0.00	0.00	0.00	28.86	32.79	100.52
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	29.74	33.60	103.58
2.18	-1.50	-1.79	-12.84	32.39	36.09	112.79
2.22	-1.84	-2.20	-15.75	36.51	36.65	114.88
2.40	-2.21	-2.87	-51.01	33.87	34.88	201.18
2.50	-2.76	-3.59	-63.82	35.09	36.16	209.18
2.77	-4.37	-5.68	-101.03	38.62	39.91	232.42
3.05	-5.98	-7.78	-138.25	42.16	43.72	255.66
3.50	-8.59	-11.17	-198.65	47.90	49.95	293.38
3.50	-7.27	-7.40	-290.82	45.92	45.92	413.27
3.60	-7.81	-7.95	-312.40	47.21	47.21	425.61
3.88	-9.23	-9.40	-369.60	50.63	50.63	458.35
4.16	-10.66	-10.86	-426.81	54.06	54.06	491.09
4.71	-13.52	-13.77	-541.23	60.91	60.91	556.57
4.99	-14.95	-15.23	-598.44	64.33	64.33	589.31
5.00	-15.28	-15.28	-316.48	65.45	65.45	337.06
5.27	-16.62	-16.62	-342.35	68.97	68.97	352.68
5.55	-18.00	-18.00	-369.10	72.60	72.60	368.82
6.10	-20.77	-20.77	-422.60	79.88	79.88	401.12

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-5.73	0.00	-0.00	-0.00
0.30	0.00	0.00	-5.16	3.05	-0.47	0.05
0.61	0.00	0.00	-4.59	31.78	-5.78	0.78
0.91	0.00	0.00	-4.01	28.53	-14.97	3.97
1.22	0.00	0.00	-3.45	25.29	-23.18	9.81
1.52	0.00	0.00	-2.89	22.04	-30.40	18.01
1.83	0.00	0.00	-2.35	27.21	-37.91	28.38
1.99	0.00	0.00	-2.08	29.59	-42.45	34.81
2.01	0.00	0.00	-2.05	29.17	-43.04	35.66
2.13	0.00	0.00	-1.84	22.00	-46.24	41.25
2.44	0.00	0.00	-1.38	-22.00	-46.24	55.69
2.74	0.00	0.00	-0.98	-59.04	-33.88	68.20
3.05	193.35	0.00	-0.65	-91.07	-6.31	73.00
3.66	456.09	0.00	-0.22	-61.77	31.95	64.12
3.96	456.09	456.09	-0.12	-9.34	45.39	51.09
4.27	456.09	456.09	-0.07	24.62	41.93	37.56
4.88	456.09	22.80	-0.08	13.70	28.59	16.83
5.18	181.00	9.05	-0.12	30.88	22.52	9.11
5.79	181.00	181.00	-0.22	20.83	5.04	0.75
6.10	181.00	181.00	-0.28	12.14	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = **46,24 kN/m**
Maximální moment = **73,00 kNm/m**
Maximální deformace = **5,7 mm**

Posouzení pažící konstrukce - Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)



Výpočet stability svahu

Vstupní data

Parametry zemin

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	12,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	28,00 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

skála R5

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	41,50 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Třída G5

Objemová tíha :	γ	=	19,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	6,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

skála R4

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	33,00 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

suť

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	38,50 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

JÍLOCEMENT

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	32,00 °
Soudržnost zemin :	c_{ef}	=	5,00 kPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00 kN/m ³

Přetížení

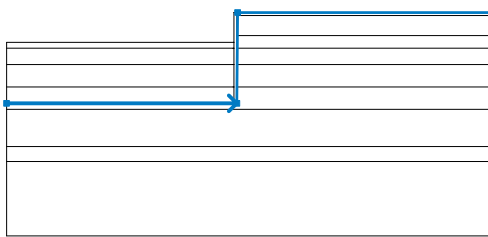
Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	jednotka
1	bodové	stálé	na povrchu	x = 1,00	l = 0,20	b = 0,60		100,00		kN
2	bodové	stálé	na povrchu	x = 4,00	l = 0,20	b = 0,60		100,00		kN

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	mechanizace (domíchávač) kola

Voda -

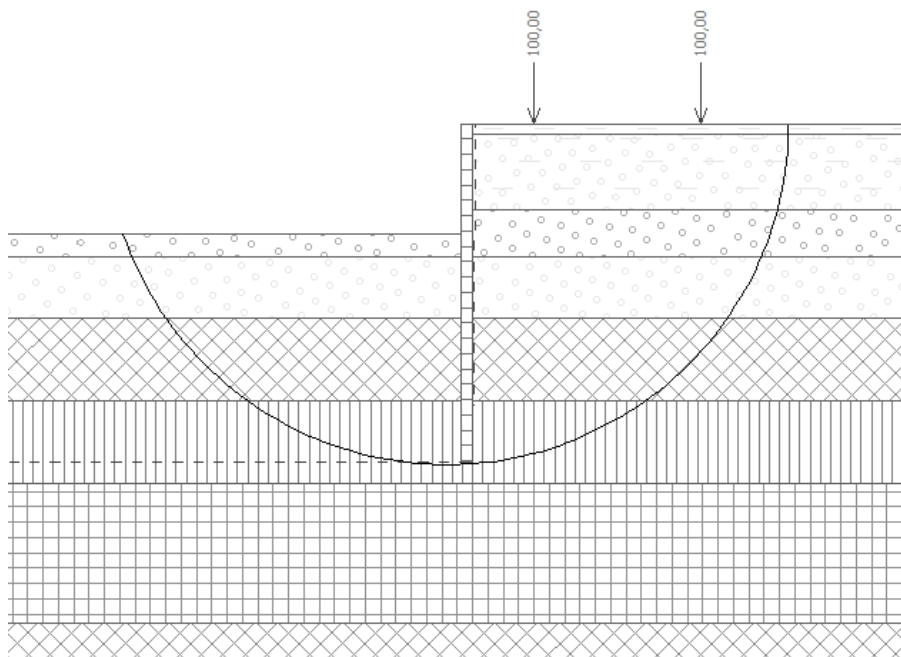
Typ vody HPV

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15.25	-6.10	0.00	-6.10	0.05	0.00
		18.30	0.00				

Výsledky (Fáze budování 1)

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,47 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-70,94 [°]
	z =	0,01 [m]		$\alpha_2 =$	89,89 [°]
Poloměr :	R =	6,16 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					



Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 214,67 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 379,71 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 1322,36 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 2339,04 \text{ kNm/m}$

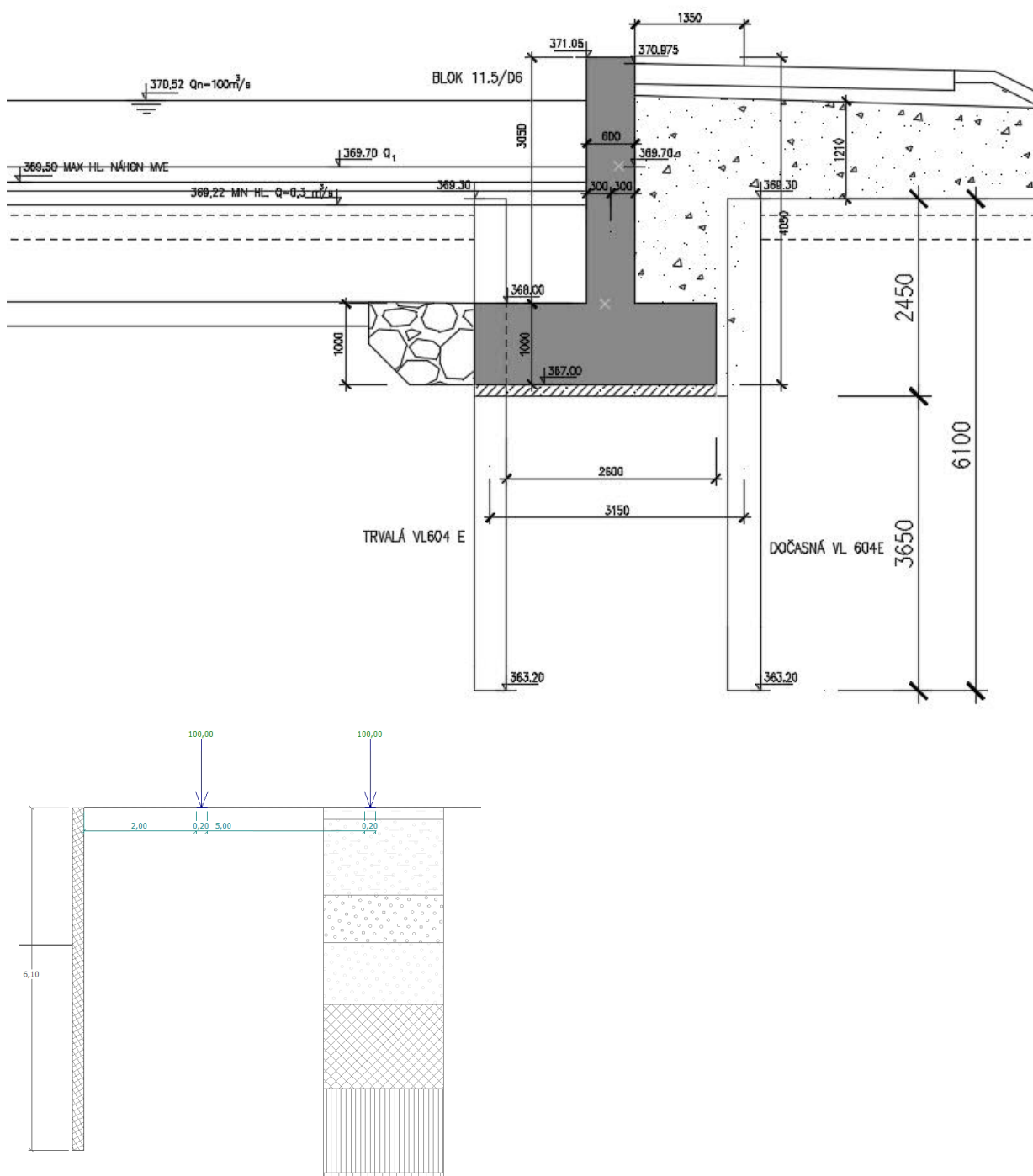
Využití : 56,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE


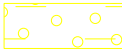
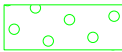
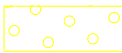





3.2.2 Štětové stěny – pravý břeh u zavazovací stěny

Štětové stěny jsou z obou stran u zavazovací stěny - dočasná a trvalá – a jsou stejné délky. Výpočet platí pro obě, byl počítán na různé typy zatížení – v provozu i při výstavbě. Dále je dokumentován výpočet nejméně příznivého stavu č.6, t.j. v době výstavby, kdy je štětovnice a hladina vody na výšce 369,30 m n.m., pojezd mechanizace na výšce 369,30 m n.m. (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun, min. vzdálenost od kraje štětovnice 2,5 m).

Štětovnice délky 6,1 m bude předvrtávaná, osazena do jílocementu. Hodnoty pro jílocement byly zadány odborným odhadem jako „náhradní zemina“, nelze dopředu určit jeho přesné parametry.



Posouzení pažící konstrukce**Vstupní data (Fáze budování 6)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,20	Třída F6, konzistence tuhá	
2	1,35	Třída G5	
3	0,85	Třída G3, středně ulehlá	
4	1,10	suť	
5	1,50	skála R5	
6	1,50	JÍLOCEMENT	
7	2,50	skála R4	
8	1,00	skála R5	
9	-	skála R4	

Hloubení Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,45 m.

Tvar terénu Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,00 m

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	100,00	1,00	0,20	0,60	na terénu
2	ANO		stálé	100,00	4,00	0,20	0,60	na terénu
Číslo	Název							
1	mechanizace (domíchávač) kola							

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

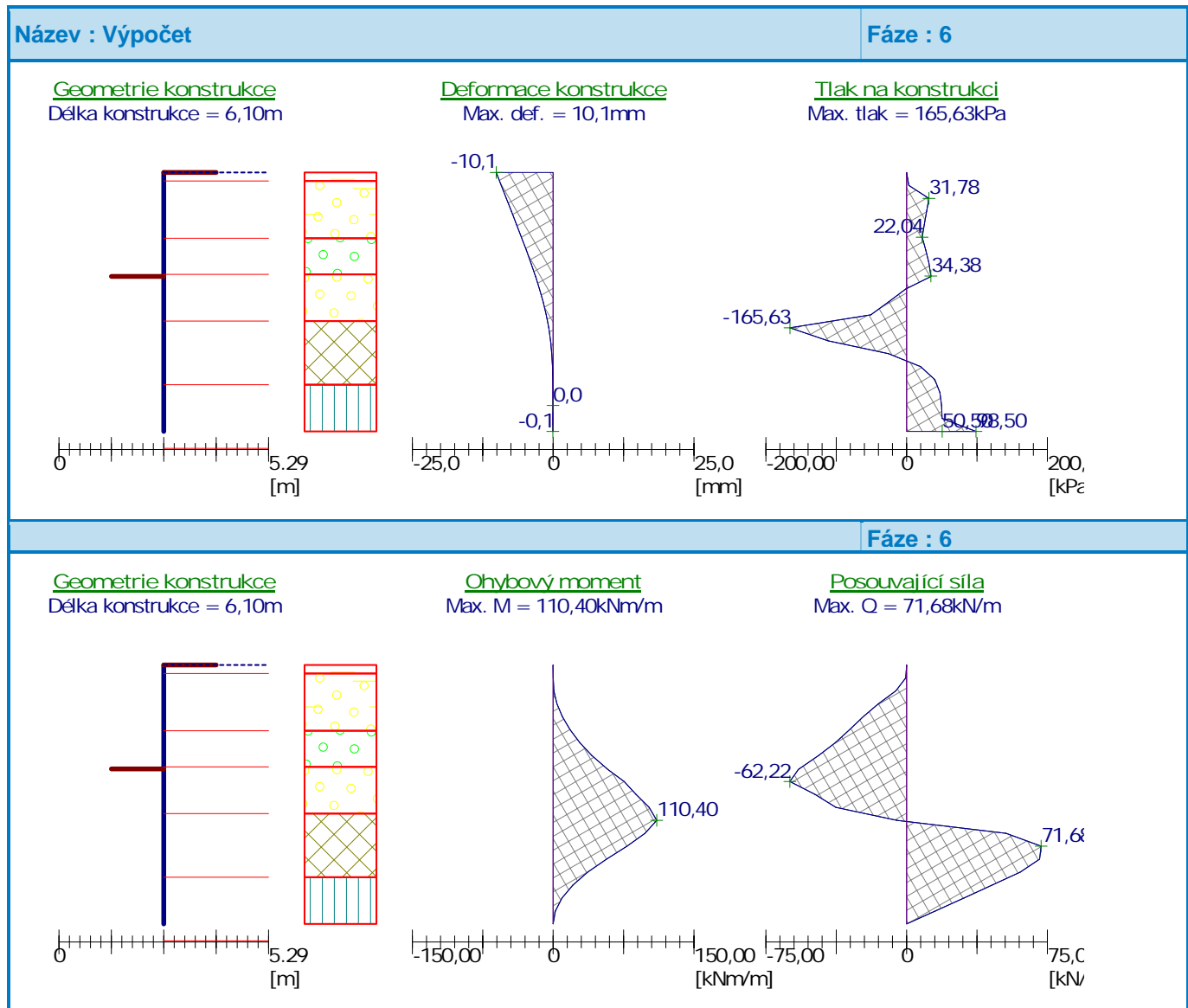
Zadání koeficientů : Standard

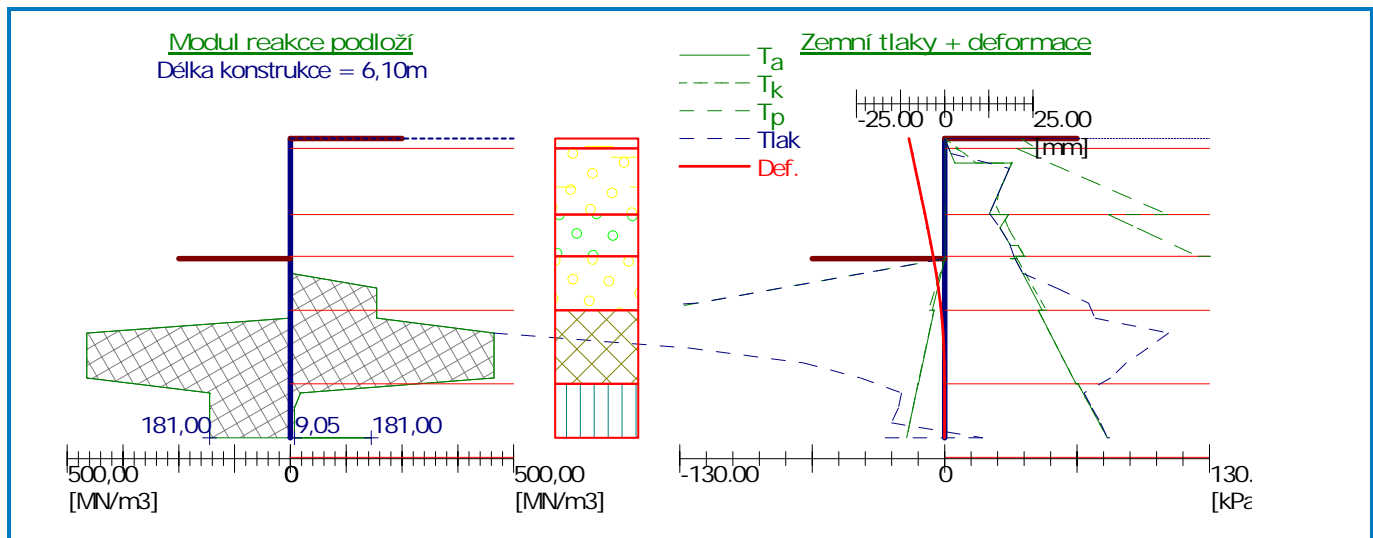
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : dočasná

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 71,68 kN/m
Maximální moment = 110,40 kNm/m
Maximální deformace = 10,1 mm





Výpočet stability svahu

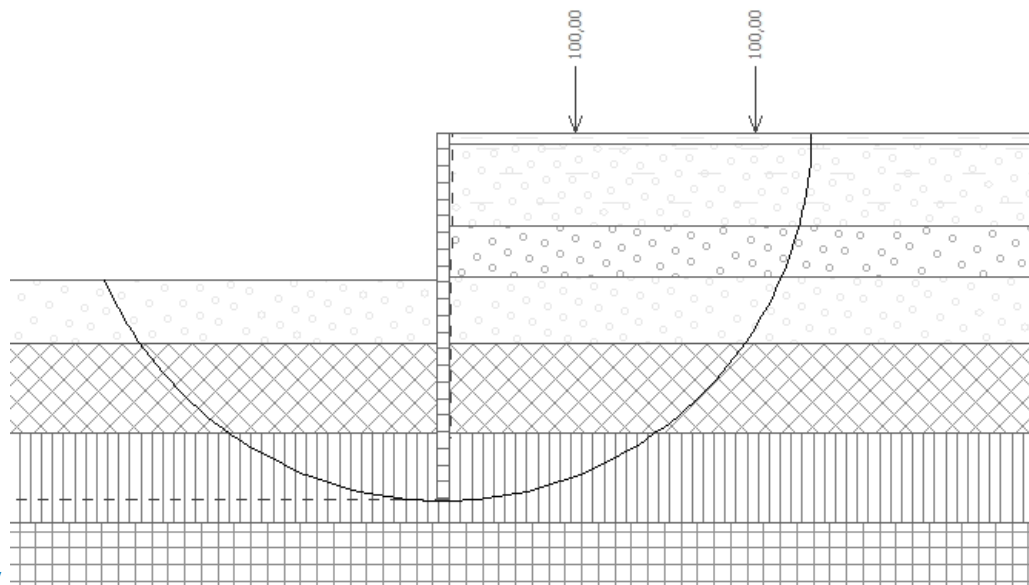
Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost q, q ₁ , f, F	Velikost q ₂	jednotka
1	bodové	stálé	na povrchu	x = 1,00	l = 0,20	b = 0,60		100,00		kN
2	bodové	stálé	na povrchu	x = 4,00	l = 0,20	b = 0,60		100,00		kN

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	mechanizace (domíchávač) kola

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15,25	-6,10	0,00	-6,10	0,05	0,00
		18,30	0,00				



Výsledky

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,07 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-66,44 [°]
	z =	0,01 [m]		$\alpha_2 =$	89,88 [°]
Poloměr :	R =	6,16 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 332,08 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 363,86 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 1429,62 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 2241,39 \text{ kNm/m}$

Využití : 63,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Poznámka:

Pro pojezd a parkování staveništní mechanizace (automobily, domíchávač apod.) je možno po zatvrdnutí paty zdi zmenšit vzdálenost kol od líce štětovnice na 0,5 m.

3.3 Závěr

- Byla posouzena konstrukce náhonu
- Trvalá štětovnice musí být vetknuta do podloží tak, aby byla splněna těsnící funkce této stěny
- Vzhledem k zatížení a agresivitě vody na ocel byl zvolen u jezu typ trvalé štětovnice VL 604 E s tl. stěny 12,3 mm
- Všechny štětovnice budou předvrtávané, osazené do jílocementu. Hodnoty pro jílocement byly zadány odborným odhadem jako „náhradní zemina“, nelze dopředu určit jeho přesné parametry.
- Štěťová stěna dočasná na pravém břehu vedle náhonu délky min. 6,1 m (pata min. 4,1 m pod

základovou spárou) byla počítána na různé typy zatížení: hladina vody na výšce 369,30 m n.m., pojezd mechanizace na výšce 369,30 m n.m. a ve 3 variantách

1. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun; min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 1,7 m – *štětovnice vyhoví bez rozepření*
 2. pokud by byla vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 0,3 až 1,7 m; max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun – *štětovnici nutno rozepřít*
 3. max. zatížení od mechanizace do hmotnosti 10 tun; vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 0,3 až 1,7 m – *štětovnice vyhoví bez rozepření*
- **Štětové stěny na pravém břehu jsou z obou stran u zavazovací stěny - dočasná a trvalá – a jsou stejné délky min. 6,1 m (tzn. pata min. 3,65 m pod základovou spárou). Výpočet platí pro obě, byl počítán na různé typy zatížení – v době výstavby, kdy je štětovnice a hladina vody na výšce 369,30 m n.m., pojezd mechanizace na výšce 369,30 m n.m. (předp. max. zatížení od domíchávače do hmotnosti 34 tun, min. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 2,5 m). Pro pojezd a parkování staveništní mechanizace (automobily, domíchávač apod.) je možno po zatvrdnutí paty zdi zmenšit vzdálenost kol od kraje štětovnice na 0,5 m (t.j. vzdálenost od vzdušného líce štětovnice 1,0 m)**
 - **Všechny konstrukce pro zadané podmínky VYHOVÍ**

Brno, 02/2024

Vypracoval: Ing. Florianová