

Akce: „Jez Brantice, stavba č. 5882“

Projektová dokumentace pro provádění stavby (DPS)

F.2. Statické výpočty jímkování

OBSAH

1	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	2
1.1	Použité normy	2
1.2	Použité programy	2
1.3	Posuzované konstrukce	2
1.4	Materiály	2
1.5	Geologické poměry	2
2	VÝPOČET A DIMENZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ	4
2.1	Štěťová stěna jímky - popis	5
2.2	Štěťová stěna jímky - návodní strana jezu	6
2.2.1	Posouzení štětovnic tělesa jezu	7
2.2.2	Posouzení štětovnic s rozpěrami a pilotami P6	10
2.3	Štěťová stěna jímky – v ose vývaru	18
2.4	Štěťová stěna trvalá - stanovení korozních úbytků	24
3	ZÁVĚR	25

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, Pažení posudek; 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, ©2020

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

1.3 Posuzované konstrukce

Ve statických výpočtech jsou posouzeny tyto hlavní konstrukce povodňové ochrany staveniště:

- pažení výkopů - výpočty jímkování

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

Navržené rozměry konstrukcí – viz výkresová část dokumentace.

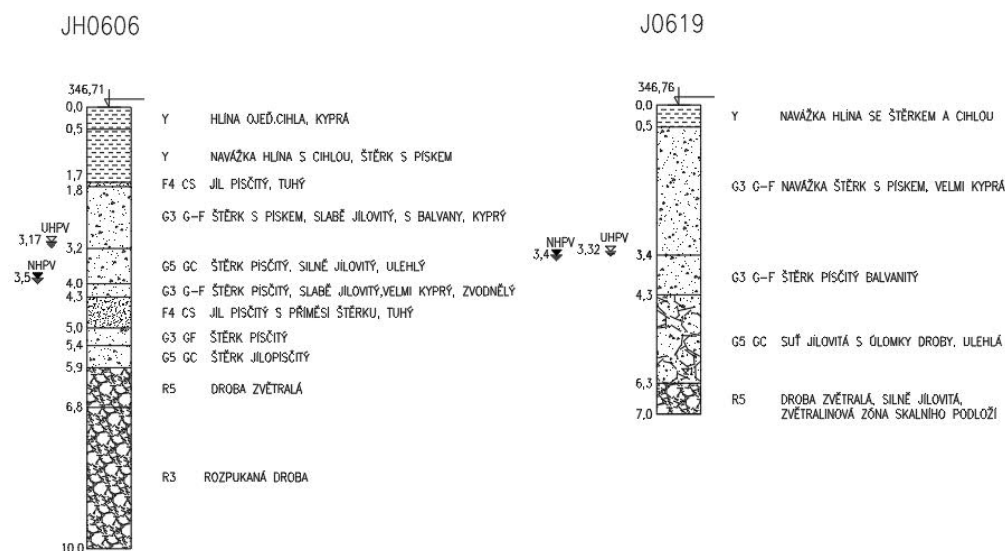
1.4 Materiály

- ocel S235
- typ štetovnice VL 604E
- piloty: železobeton C20/25 XC2 XA1 (dle ČSN EN 206+A2) + výztuž B500B

1.5 Geologické poměry

Předběžný inženýrskogeologický průzkum staveniště zajistil AZ Consult, spol. s r.o., Ústí nad Labem. geologické oddělení Aquatisu a.s. Brno. Podrobný průzkum pro opatření na vodních tocích a základní

inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry lokality byly popsány v rešeršní zprávě zpracované G IMPULS Praha spol. s r.o. a AQUATIS a.s., 09/2010. Doplnující průzkum v prostoru jezu a odpadního koryta se provedl v 06/2021 firmou KlaGeo, s.r.o., Horní 365, 747 15 Šilheřovice - viz níže.



Zkoumané zemní (horninové) prostředí lze rozčlenit na celky (geotechnické typy), kvazi-homogenní ve smyslu jejich geneze, granulometrického složení a hodnot fyzikálně-mechanických vlastností:

- Redeponované šterkovité zeminy třídy G3/Y-GF.
Geotechnický typ GT1
- Soudržné zeminy třídy F4-CS měkké konzistence, fluvialních náplavové hlíny.
Geotechnický typ GT2a
- Nesoudržné šterkovité zeminy, převážně třídy G3-GF, údolní šterky fluvialní geneze.
Geotechnický typ GT2b
- Silně navětralé až zvětralé kulmské předkvartérní podloží, třídy G5(R5).
Geotechnický typ GT3

Zatřídění zemin bylo provedeno podle ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy, resp. ČSN EN ISO 14688-1, ČSN EN ISO 14688-2 Geotechnický průzkum a zkoušení-Pojmenování a zatřídování zemin, části 1,2. Hodnoty fyzikálně-mechanických vlastností jednotlivých geotechnických typů (tabulka 7.1) byly stanoveny na základě makroskopického popisu vrtného jádra a laboratorních zkoušek zemních vzorků jako směrné normové charakteristiky dle původní ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy.

Tabulka č. 7.1: Hodnoty základních geotechnických parametrů zemin

Geotechnický typ	ρ_n	E_{def}	γ	φ_{ef}	C_{ef}	K_{fil}
GT1	19,0	30	0,25	33	0	10^{-4}
GT2a	18,5	3	0,35	15	15	10^{-8}
GT2b	19,5	40	0,25	35	0	10^{-4} - 10^{-6}
GT3	21,0	60	0,35	40	20	10^{-6} - 10^{-8}

ρ_n - objemová hmotnost (kN/m^3), E_{def} - modul přetvárnosti (MPa), γ - Poissonovo číslo, φ_{ef} - úhel vnitřního tření efektivní ($^\circ$), C_{ef} - koheze efektivní (kPa), K_{fil} - koeficient filtrace ($m.s^{-1}$).

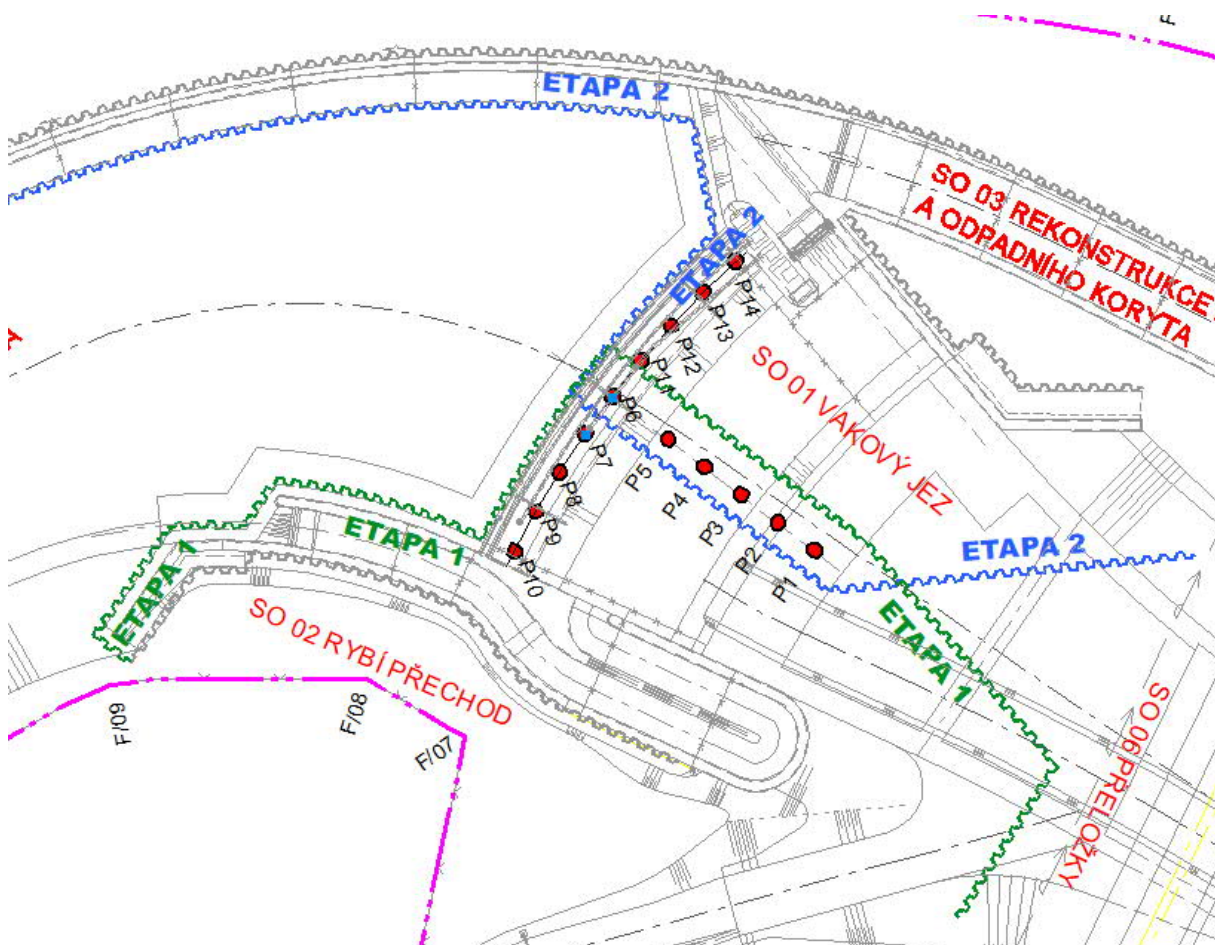
Podle ČSN EN 206 – 1 – Beton – část 1: *Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* vykazuje podzemní i povrchová voda slabou (XA1) uhličitánovou agresivitu na betonové konstrukce.

Podle ČSN 038375 *Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo ve vodě proti korozi* se jedná o podzemní vodu s velmi nízkou (pH, $\text{SO}_3 + \text{Cl}$) agresivitou a velmi vysokou uhličitánovou agresivitou vůči kovovým konstrukcím.

2 VÝPOČET A DIMENZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

Povodňová ochrana staveniště je navržena pro úroveň hladiny $Q_2 = 39,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Pro úroveň hladin odpovídající tomuto průtoku je v obou etapách výstavby navržena štětová stěna ze štětovnic VL 604E. Podrobné řešení konstrukce vrtaných pilot, štětových stěn a pomocných konstrukcí rozeprání včetně výrobní dokumentace ocelových konstrukcí je součástí dokumentace zhotovitele.

Postup výstavby předpokládá zahájení výstavby v jímce (etapa 1) ze štětovnic na pravém břehu. Jímka zahrnuje staveniště pro cca polovinu SO 01 a celý objekt SO 02. Po dokončení konstrukcí v jímce (etapa 1.) bude vybudována jímka na levém břehu (etapa 2) a průtok převeden na dokončené konstrukce. Podmínkou pro jímkování 2. etapy je úplné dokončení přelivné části spádového stupně, vývaru a hlavních železobetonových konstrukcí SO 02.



Posudkem bylo potvrzeno, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby nemělo za následek poškození nebo neúměrné přetvoření stávajících i nově budovaných konstrukcí.

Posouzení štětových stěn vychází z následujících předpokladů:

1. Na základě IG průřezu lze štětovnice vetknout (zabranit) do silně navětralého až zvětralého, relativně slabě propustného předkvartérního odloží. Vzhledem k intenzitě nevětrání skalního podloží lze vhodně zvolenou technologií dosáhnout hloubky vetknutí štětovnic cca 0,5 -1,0 m pod bázi kvartéru.
2. Vzhledem k úrovni nepropustného podloží, možné hloubce zabranění, úrovni základové spáry a vypočtené hladině vody pro Q_2 není možno v prostoru budoucího vývaru zajistit celkovou stabilitu pažící stěny bez rozepření. V těchto profilech je proto navržena rozepřená štětová stěna.
3. Pro zachycení šikmých reakcí podpor v těchto profilech budou v předstihu vybudovány v prostoru budoucích desek vývaru vrtané piloty ϕ 500 mm, délky 4,6 m - piloty P1-P5 a řada pilot P6 v rozteči cca 3,0 m.
4. V prostoru hlav pilot budou ponechány při betonáži v desce vývaru kapsy 1x1m, hloubky 0,3m, které budou dobetonovány po částečném odbourání hlav pilot na konci etapy I.
5. V etapě II. bude nasazena těsnící stěna ze štětovnic na hotové betonové konstrukce. Rozepření bude v této etapě provedeno už do hotových konstrukcí. Štětová stěna bude ve dně podepřena ocelovým nosníkem kotveným rovněž do dna. Způsob utěsnění detailů a návrh detailů ocelových konstrukcí bude řešen v dokumentaci zhotovitele.
6. Lokální problémy s ražbou štětovnic, způsobené původními konstrukcemi nebo zrnitostí štěrků lze řešit např. předvrtly.

2.1 Štětová stěna jímky - popis

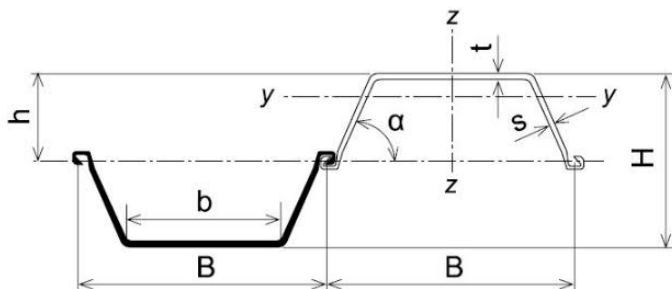
Štětová stěna musí být zabraněna do nepropustného podloží.

Zvolený typ: VL 604E – typ byl zvolen na základě agresivity podzemní vody (viz dále) a tím i zmenšení jejich únosnosti (úbytku materiálu) vlivem koroze v čase 50 až 100 let.

Štětovnice

Základní parametry jednotlivých typů štětovnic

Profil	Rozměry				Plocha průřezu stěny		Hmotnost		Moment setrvačnosti	Průřezový modul odporu	Statický moment	Plastický moment průřezu
	B	H	t	s	cm ² /m	kg/m	kg/m ³	cm ⁴ /m				
	mm	mm	mm	mm	cm ² /m	kg/m	kg/m ³	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
III	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	182,5	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	45435	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	



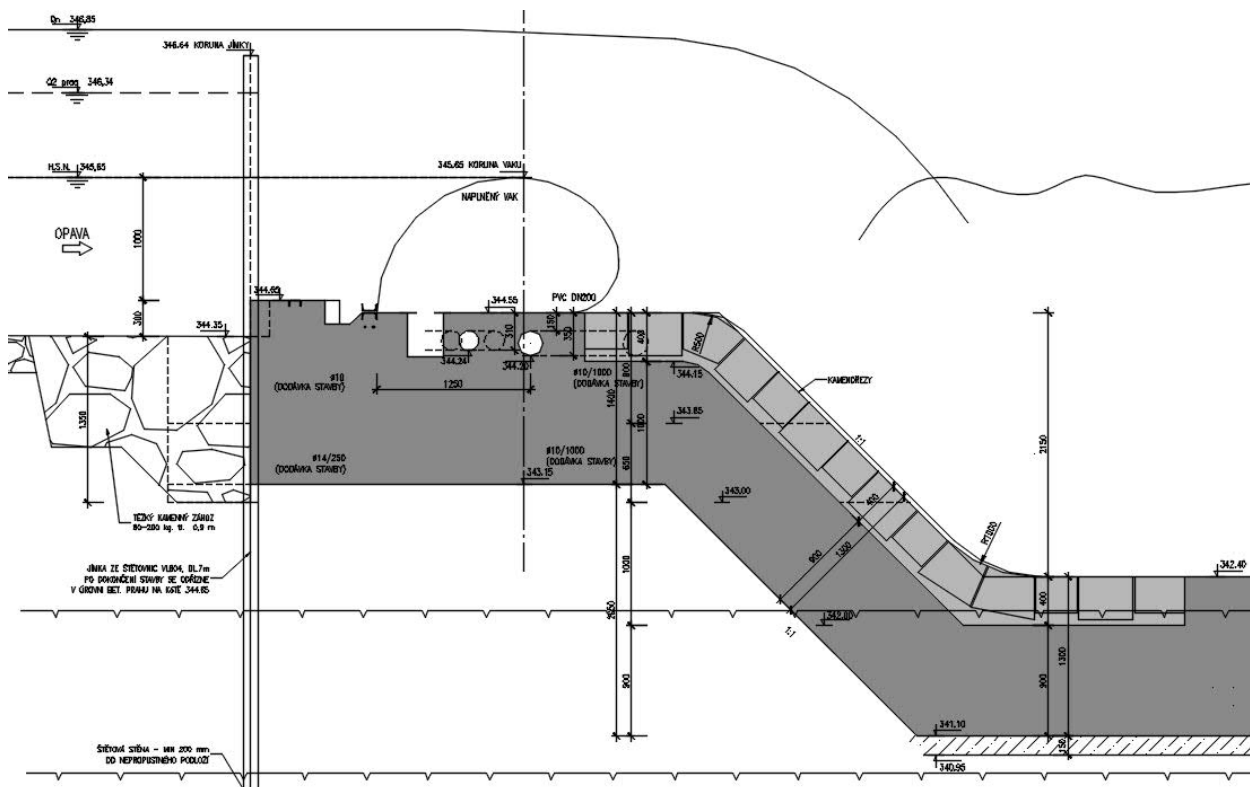
Na základě IG průzkumu lze štetovnice vetknout (zaberanit) do silně navětralého až zvětralého, relativně slabě propustného předkvartérního odloží. Vzhledem k intenzitě nevětrání skalního podloží lze vhodně zvolenou technologií dosáhnout hloubky vetknutí štetovnic cca 0,5 -1,0 m pod bázi kvartéru. Pro potřeby utěsnění podloží před jezem (v nadjezí) je nutné dosáhnout min. projektovanou úroveň tj. 200 mm do nepropustného podloží.

Štětová stěna jímky II. etapy

Dokumentace podpěrných ocelových konstrukcí bude součástí dokumentace zhotovitele. Ve statickém výpočtu jsou uvedeny reakce v podporách štětové stěny pro dimenzování těchto konstrukcí.

Závěrem IG průzkumu je, že zarážení ocelových štetovnic je reálné do hloubky 1-2m. Ve statických výpočtech je uvažováno zarážení štetovnic 1 m po nepropustného podloží, kromě střední (nejhlubší) části, kde je uvažována hloubka zabíraní štetovnic 1,5 m.

Dokumentace podpěrných ocelových konstrukcí bude součástí dokumentace zhotovitele. Ve statickém výpočtu (dále) jsou uvedeny reakce v podporách štetové stěny pro dimenzování těchto konstrukcí.



Zatížení

svislé se uvažuje:

- Tíhou jezu vč. vystrojení a vakuobjemová tíha 24 kN/m^3
- Vodou na jezu nebo bez ní od hladiny stálého nadržení 345,65
- Hydrostatickým vztlakem od dolní vody ve 2 výškových polohách 344,55; 345,65
- Hydrodynamickým vztlakem, redukováným vlivem utěsnění do podloží

vodorovné se uvažuje:

- Tlak od horní vody, zmenšený o tlak od dolní vody (max. 2,15 m)
- Zeminou z návodní strany

Tato štětová stěna jímky bude zároveň sloužit jako trvalá a v provozu zachycovat vodorovné síly od účinku jezového tělesa!

2.2.1 Posouzení štětovnic tělesa jezu

Při výstavbě: VÝKOP NA ZÁKL. SPÁRU 343,00 + Q2 = 346,34 m n.m. + min. 500 mm v tř. R3

Hloubení

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

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

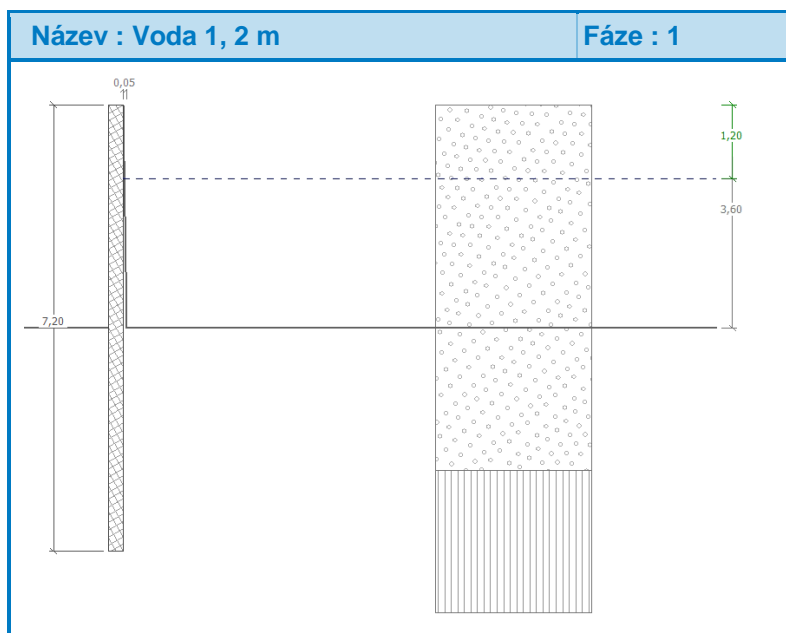
Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

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

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,20 m



Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

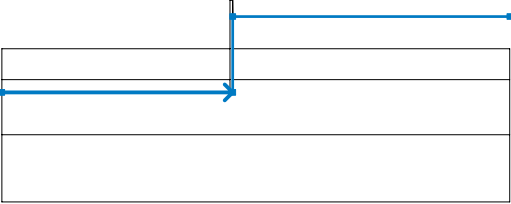
Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	33.62
1.20	-0.00	-0.00	-0.00	4.56	4.56	33.62
3.60	-0.00	-0.00	-0.00	31.20	31.20	57.62
3.60	-0.00	-0.00	-33.63	31.20	31.20	57.63
3.69	-0.00	-1.04	-38.48	32.36	32.36	59.20
5.17	-0.00	-18.21	-118.94	51.65	51.65	85.27
5.90	-7.50	-26.63	-158.36	61.10	61.10	98.04
6.10	-10.93	-10.93	-268.79	63.07	63.07	84.52
7.20	-15.91	-15.91	-391.49	78.80	78.80	158.29

Maximální posouvající síla = 100,46 kN/m

Maximální moment = 89,13 kNm/m

Maximální deformace = 245,2 Mm

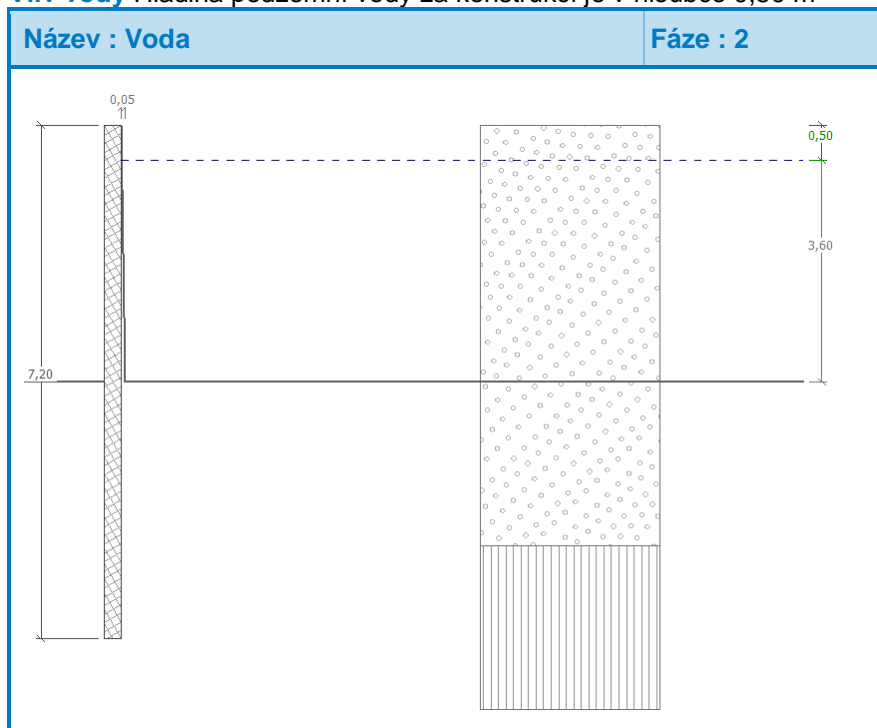
Výpočet stability svahu

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-17,12	-6,85	0,00	-7,20	0,00	-1,20
		20,55	-1,20				

Výsledky**Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)**Sumace aktivních sil : $F_a = 131,72$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 163,35$ kN/mMoment sesouvající : $M_a = 433,35$ kNm/mMoment vzdorující : $M_p = 537,44$ kNm/m**Využití : 80,6 %**

2. Posouzení pažící konstrukce – Q₂ 346,34 + výkop pro jez 343,00

Vliv vody Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,50 m



Výsledky výpočtu

Konstrukce není stabilní, je nutné učinit opatření.

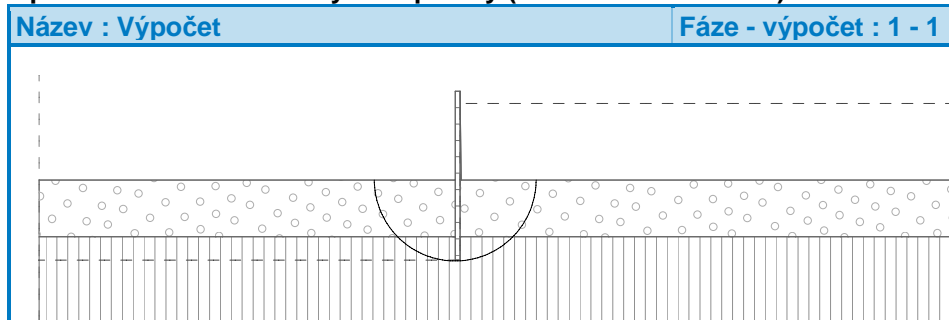
Výpočet stability svahu

Voda Typ HPV

vody :

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-17,12	-7,20	0,00	-7,20	0,00	-0,50
		20,55	-0,50				

Optimalizace kruhové smykové plochy (Fellenius / Petterson)



Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)Sumace aktivních sil : $F_a = 173,61 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 162,28 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 571,18 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 533,90 \text{ kNm/m}$

Využití : 107,0 %

Stabilita svahu NEVYHOVUJE**Závěr:**

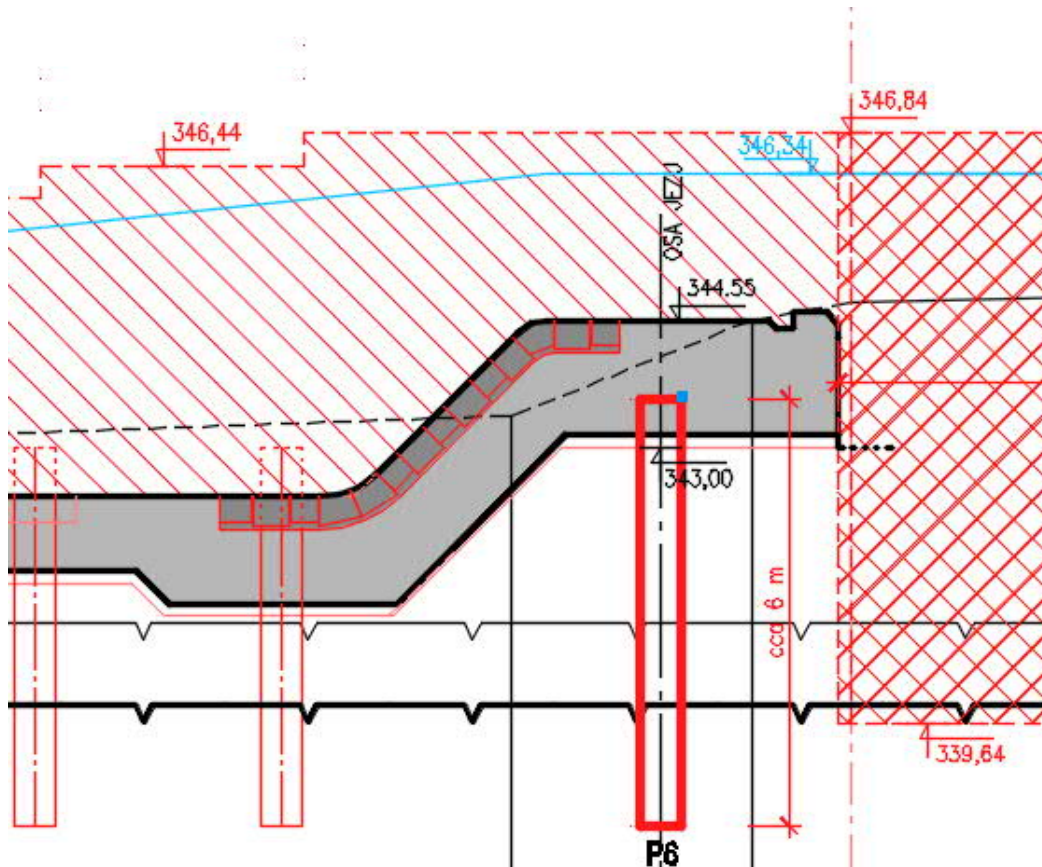
Štětovnice nevyhoví pro hladinu vody Q_2 a je tedy nutno udělat opatření z hlediska stability - zajistit štětovnici šikmou vzpěrou, opřenou do záporny délky cca 3 m (obojí předp. cca HEB200). Po vytvrdnutí desky se šikmá vzpěra může odstranit.

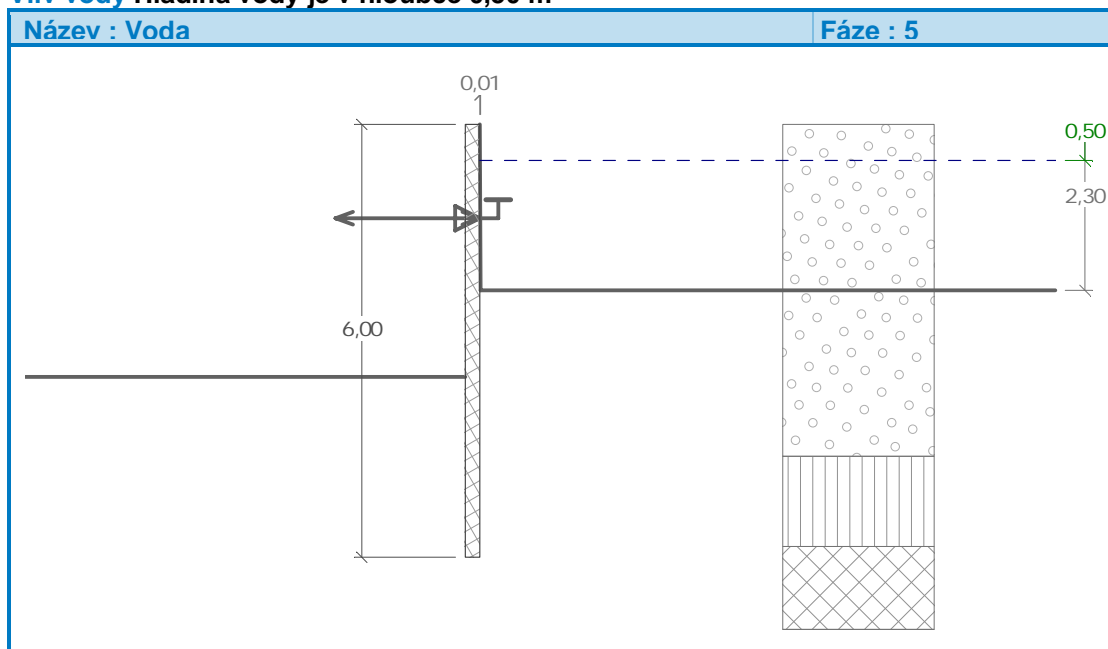
Návrh rozepření (vzpěr opřených do pilot) – viz dále.

2.2.2 Posouzení štětovnic s rozpěrami a pilotami P6

Posouzení pažící konstrukce jezu při výstavbě – štětovnice s pilotami P6 a vzpěrami na návodní straně jezového tělesa.

Do výpočtu zadáme účinek šikmé vzpěry (předp. cca HEB 200), opřené do piloty délky cca 6 m.



Posouzení pažící konstrukce - Fáze budování 5 - ROZEPŘENÍ VZPĚRAMI**Hloubení** Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.**Vliv vody** Hladina vody je v hloubce 0,50 m**Zadané vzpěry**

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Změna tuhosti	Modul E [MPa]	Plocha A [mm ²]
1	ANO	1,30	2,00	2,00	NE	210000,00	7810,000

Zadané podpory

Číslo	Nová podpora	Hloubka z [m]	Vzdálenost b [m]
1	ANO	1,30	2,00

Číslo	Typ posunutí	Pružina [kN/m]	Vynuc. def. [mm]	Typ pružina	Pružina [kNm/rad]	Vynuc. def. [rad]
1	Pevné		0,00	Pevné		0,00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

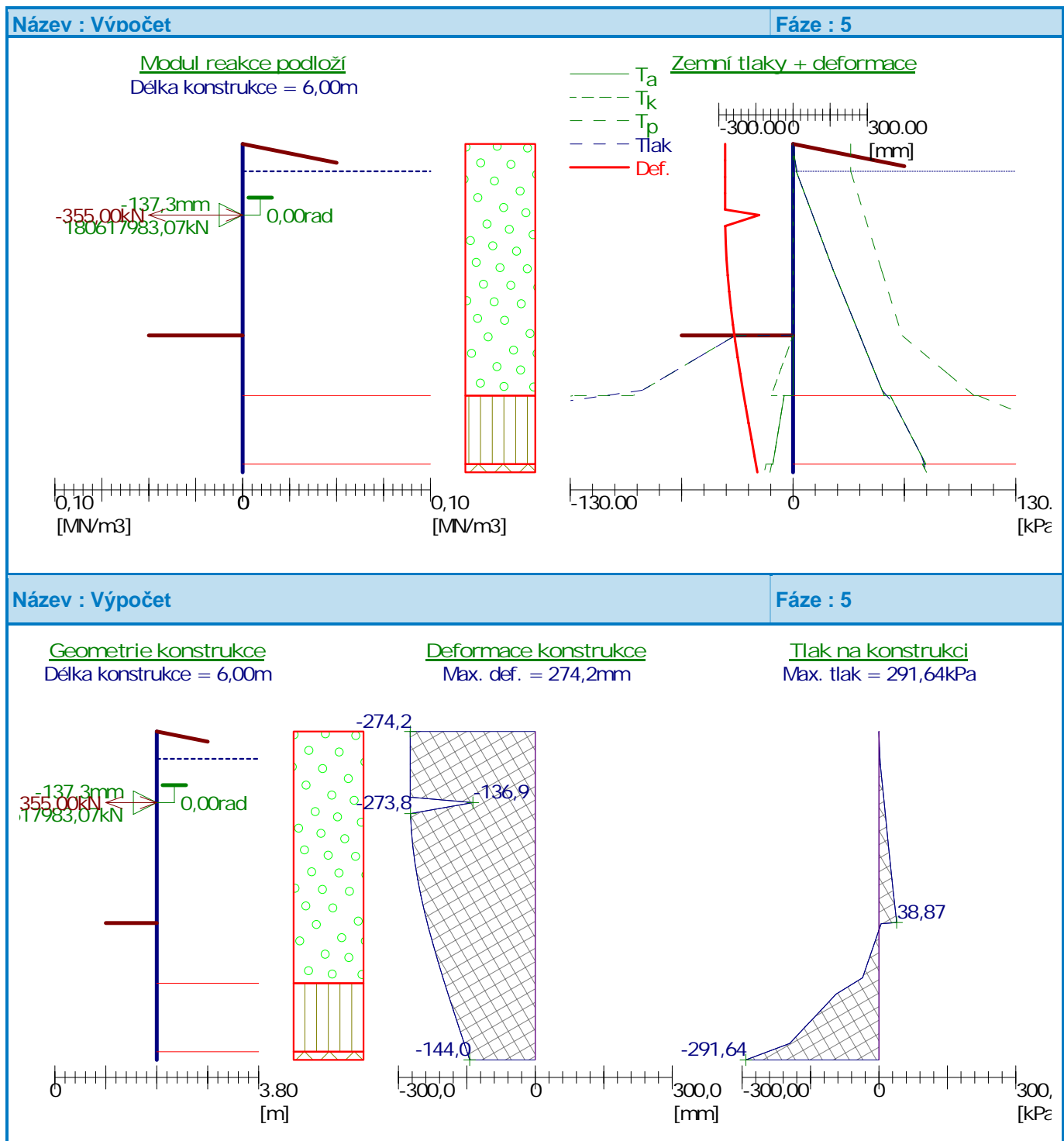
Maximální posouvající síla = 80274822,82 kN/m
 Maximální moment = 4013743,00 kNm/m
 Maximální deformace = 274,2 mm

Reakce v podporách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Reakce [kN]
1	1,30	-137,3	180617983,07

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,30	-355,00

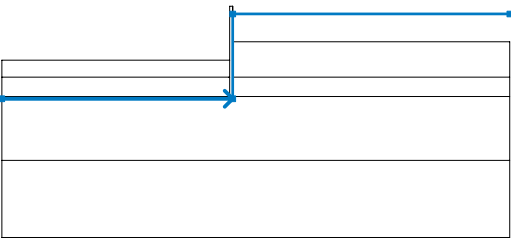


Obálka vnitřních sil

Maximální hodnoty

Maximální deformace	= -14,1 mm
Minimální deformace	= 0,3 mm
Maximální ohybový moment	= 45,12 kNm/m
Minimální ohybový moment	= 0,00 kNm/m
Maximální posouvající síla	= 37,77 kN/m

Výpočet stability svahu

Číslo	Umístění HPV	Souřadnice bodů HPV [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15,00	-6,00	0,00	-6,00	0,00	-0,50
		18,00	-0,50				

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,66 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-71,16 [°]
	z =	-2,27 [m]		$\alpha_2 =$	89,55 [°]
Poloměr :	R =	3,81 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 153,74 \text{ kN/m}$

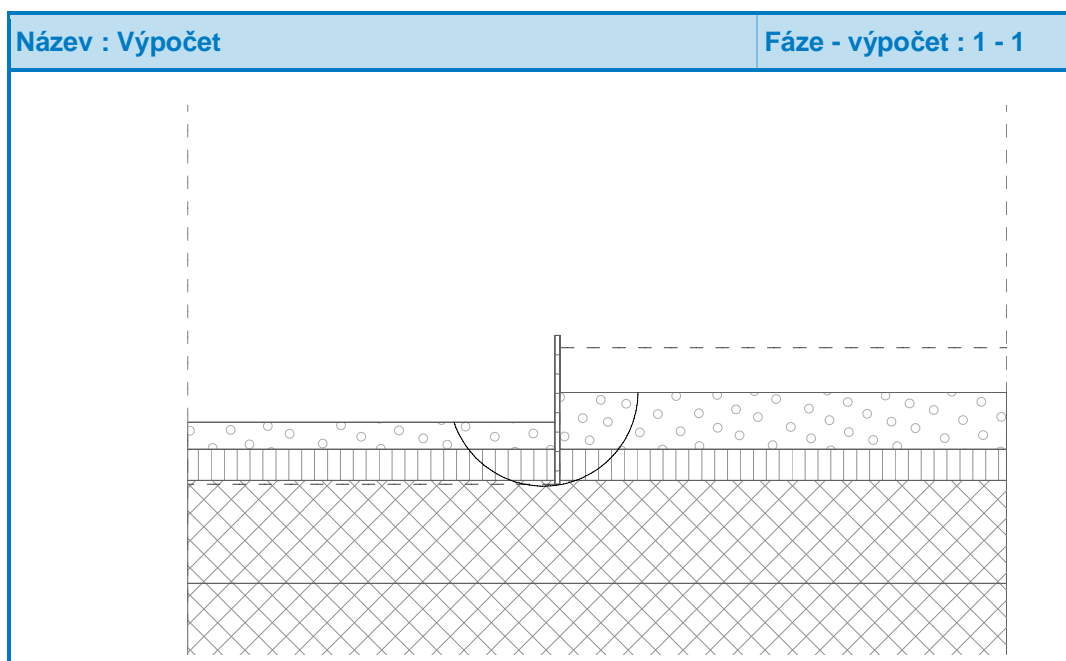
Sumace pasivních sil : $F_p = 161,04 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 585,73 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 613,55 \text{ kNm/m}$

Využití : 95,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Závěr

Stabilita štětovnic s rozpěrami VYHOVUJE

Rekapitulace vnitřních sil

Maximální ohybový moment z výpočtu štětovnic: $M_{\max} = 45,12 \text{ kNm}$

Reakce v podepření štětové stěny (pro vzdálenost podpor 4 m): $N_{\max} = 37,77 \cdot 4 \text{ m} = 151,1 \text{ kN}$

Z toho plyne maximální osová síla v šikmé podpěře $151/\cos 25 = 167 \text{ kN}$

Zatížení piloty: svislé $151 \cdot \sin 25 = 64 \text{ kN}$

vodorovné $151 \cdot \cos 25 = 137 \text{ kN}$

Posouzení štětovnice VL604E

$W_x = 1878 \text{ cm}^3/\text{m}$

Posouzení na ohyb, max. napětí $45,12/1878 \cdot 10^{-6} = 24 \text{ 026 kPa}$... **vyhovuje**

PILOTY PRO PROVIZORNÍ ROZEPŘENÍ

V etapě I i II jsou pro rozepření štětové stěny navrženy vrtané piloty pr. 500 mm, délky cca 6 m. Piloty P6 budou vyvrtány v předstihu před dotěžením stavební jámy, úroveň hlavy pilot viz výkresy. Následně budou piloty zabetonovány do desek dna jezu.

Posouzení piloty

Geometrie Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,50 \text{ m}$

Délka $l = 6,00 \text{ m}$

Umístění

Vysazení $h = 1,65 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 2,95 \text{ m}$

Typ technologie: vrtaná

Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25 XC2 XA1

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ct} = 2,20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : klasická teorie

Metoda výpočtu : ČSN 73 1002

Metodika posouzení : klasický postup

Zatěžovací křivka : nelineární

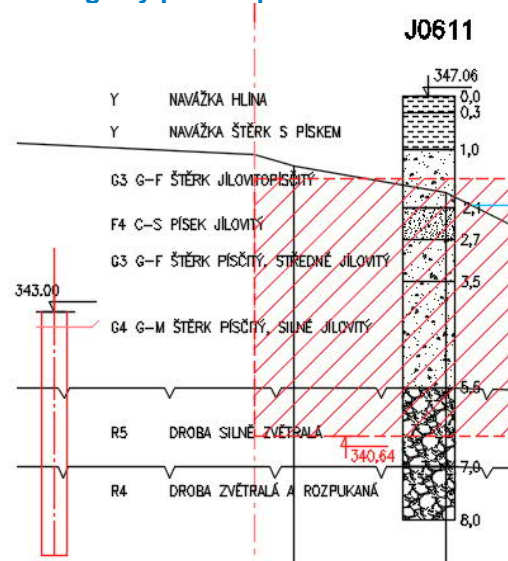
(Masopust)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)

výztuž pilot 8 ϕ 25 (ocel 10505)

beton pilot C20/25 XC2 XA1

Geologický profil a přiřazení zemin



Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	60,00	0,00	0,00	151,10	0,00

Posouzení

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 139,9$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 222,3$ kN

Únosnost piloty $R_c = 281,2$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 60,0$ kN

$R_c = 281,2$ kN > $60,0$ kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E _s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	2,95	2,95	15,00	20,00	20,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$

Regresní součinitel $e = 0,00$

Regresní součinitel $f = 0,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 105,3 \text{ kN}$
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 2,7 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 27 mm :

Únosnost paty $R_{bu} = 0,00 \text{ kN}$
 Celková únosnost $R_c = 99,6 \text{ kN}$

Posouzení**Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty**

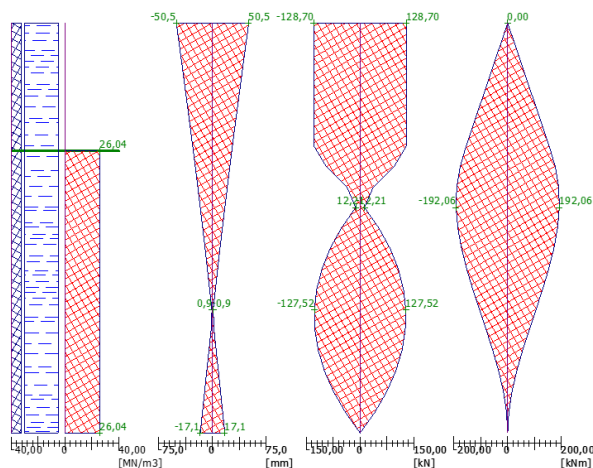
Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.
 Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 50,5 mm
 Max.posouvající síla = 151,1 kN
 Maximální moment = 192,06 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 8 ks profil 25,0 mm; krytí 40,0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : sloup



Stupeň vyztužení $\rho = 2,000 \% > 0,020 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -60,00 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 192,06 \text{ kNm}$

Únosnost : $N_{Rd} = -73,61 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 235,62 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

NÁVRH VZPĚR PRO PROVIZORNÍ ROZEPŘENÍ

Výpočet vnitřních sil v podpěrné konstrukci byl proveden programem SCIA 2020. Vypočtené reakce jsou na bm konstrukce.

Základní data - typ konstrukce : Rám XYZ

Počet uzlů : 4
 Počet prutů : 3
 Počet maker 1D: 2
 Počet průřezů : 1
 Počet stavů : 2

Copyright © Aquatis a.s.

Materiál

S 235

Pruty

makro	prut	uzel 1	uzel 2	délka m	Rx deg	průřez	jakost
	1	1	2	3.200	0.00	1 - I200	S 235
		2	3	1.000	0.00	1 - I200	S 235
	2	3	4	4.000	0.00	1 - I200	S 235

Podpory

podpora	uzel	typ	Velikost m
1	1	XYZRz	0.20
2	4	XYZRx	0.20

Zatěžovací stavy

Stav	Jméno	souč.	Popis	X	Y	Z
1	vk	1.00	Vlastní váha. Směr -Z			
2	voda	1.00	Nahodilé - voda			
zat. stav	1	zatížení		0.0	0.0	-2.5
		reakce v uzlech		0.0	0.0	2.5
		reakce na liniích		0.0	0.0	0.0
		kontakt 1D		0.0	0.0	0.0
		kontakt 2D		0.0	0.0	0.0
zat. stav	2	zatížení		151.1	0.0	0.0
		reakce v uzlech		-151.1	0.0	0.0
		reakce na liniích		0.0	0.0	0.0
		kontakt 1D		0.0	0.0	0.0
		kontakt 2D		0.0	0.0	0.0

Reakce v podporách - hodnoty v uzlech (ve spodní části nosníku)

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

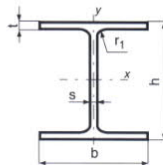
Skupina uzlů :1/4

Skupina kombinací na únosnost :1/2

podpora	uzel	kombi	Rx vodorovná [kN]	Ry [kN]	Rz svislá [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	1	1	0.05	0.00	1.80	0.00	0.00	0.00
		2	-67.72	0.00	-78.95	0.00	0.00	0.00
	2	4	-59.19	0.00	80.02	0.00	0.00	0.00

PRŮŘEZY VZPĚR - předp. HEB 200.

Profil HEB válcovaný za tepla, EN 10365
// **HEB 200**



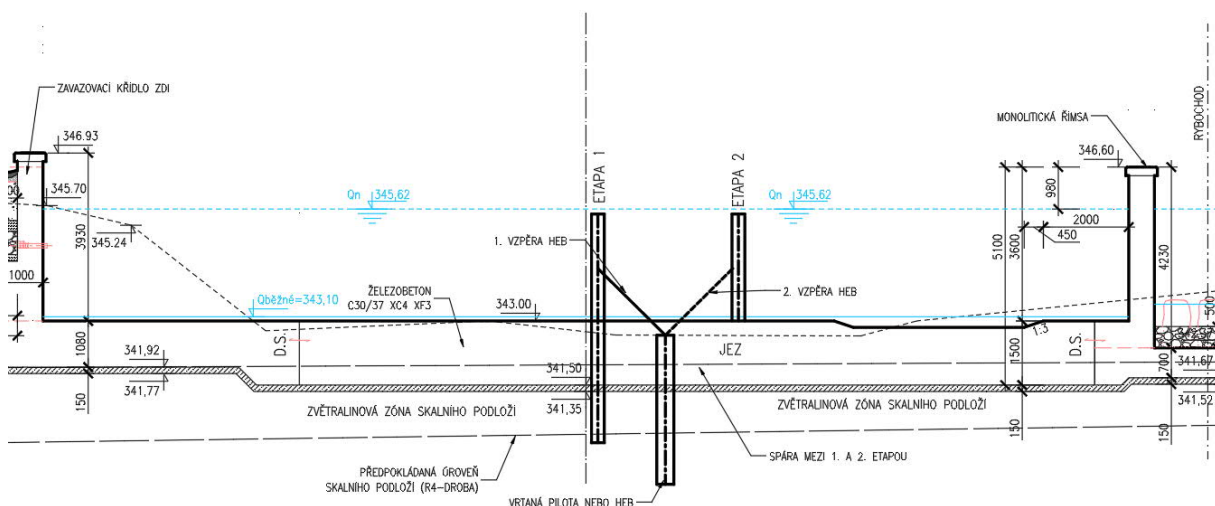
Norma:	ČSN EN 10365	
Označení HEB	200	
Tloušťka příruby	t	15,0 mm
Tloušťka stojiny	s	9,0 mm
Šířka příruby	b	200 mm
Výška průřezu	h	200 mm
Plocha povrchu	U	1,15 m ² /m
Plocha průřezu	F	78,1 cm ²
Hmotnost	G	61,3 kg/m

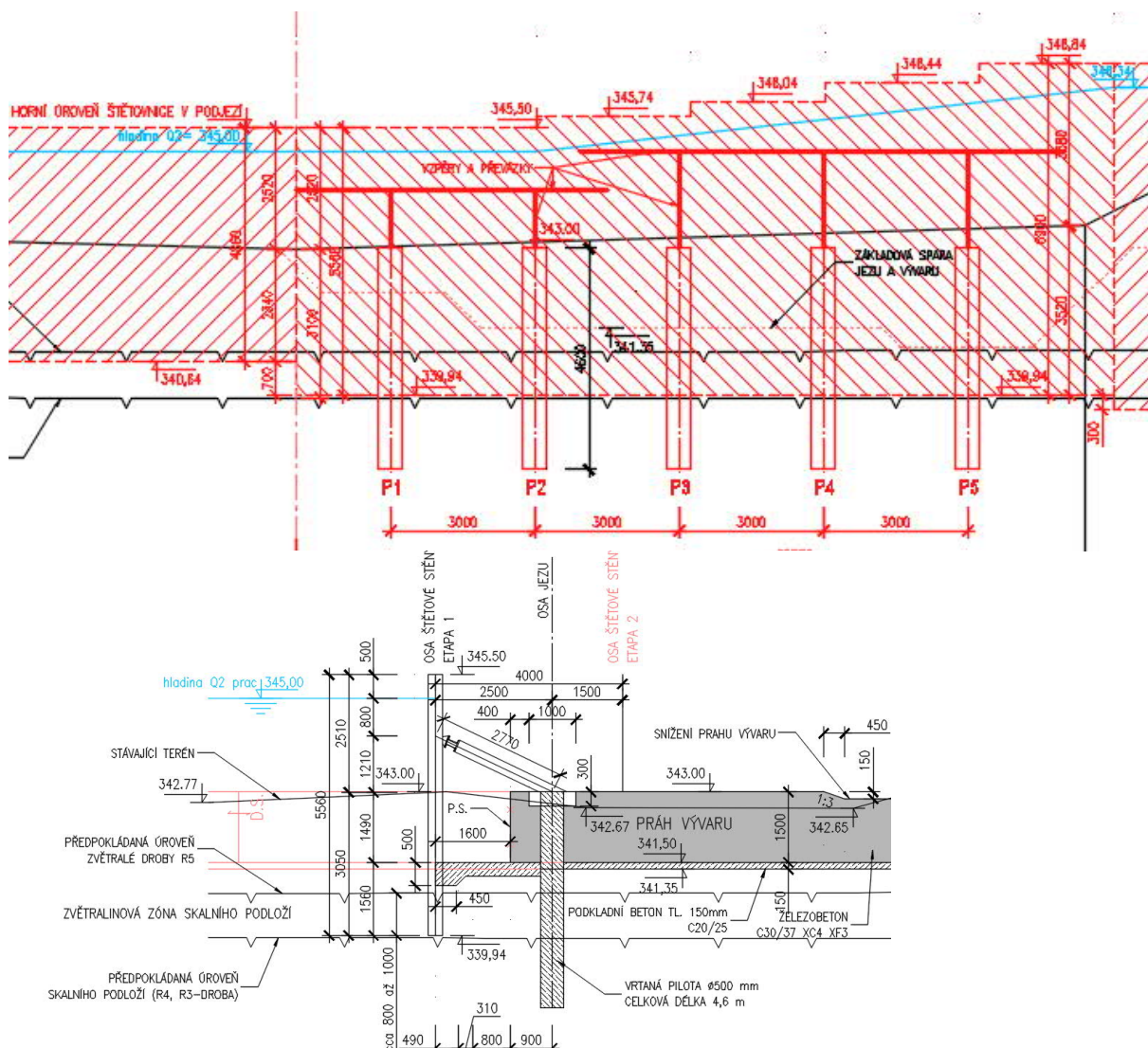
2.3 Štětová stěna jímky – v ose vývaru

Při výstavbě: délka cca 5,55 m; VÝKOP NA ZÁKL. SPÁRU + Q2 = 346,34 m n.m.

Posouzení štětovnic s rozpěrami a pilotami P1 – P5

Navržené štětovnice se vzpěrami do pilot P1 až P5.





Posouzení štětovnice beze vzpěr

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,60	Třída G3, středně ulehlá	
2	1,25	droba R5	
3	4,15	R4 skála	
4	-	R3 skála	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,50 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,02 (úhel sklonu je 88,75 °).

Hloubka výkopu je 2,30 m, délka výkopu je 0,05 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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	NE	proměnné	15,00		1,00	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	mechanizace							

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Konstrukce není stabilní, je nutné udělat opatření z hlediska stability - zajistit štětovnici šikmou vzpěrou, opřenou do záporny délky cca 3 m (obojí předp. cca HEB200), opřené do pilot P1-P5.

PILOTY PRO PROVIZORNÍ ROZEPŘENÍ

V etapě I i II jsou pro rozepření štětové stěny navrženy vrtané piloty pr. 500 mm. Piloty budou vyvrtány v předstihu před dotěžením stavební jámy, úroveň hlavy pilot viz výkresy. Následně budou piloty zabetonovány do desek dna vývaru.

Posouzení piloty

Geometrie Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,50$ m

Délka $l = 4,60$ m

Umístění

Vysazení $h = 1,65$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 2,95$ m

Typ technologie: vrtaná

Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25 XC2 XA1

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ct} = 2,20$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

výztuž pilot 8 ϕ 25 (ocel 10505)

Celkové nastavení výpočtu

Metoda výpočtu : ČSN 73 1002

Metodika posouzení : klasický postup

Zatěžovací křivka : nelineární

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	60,00	0,00	0,00	151,10	0,00

Posouzení**Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 111$ kNÚnosnost piloty v patě $R_b = 205$ kNÚnosnost piloty $R_c = 321$ kNExtrémní svislá síla $V_d = 60$ kN $R_c = 321$ kN > 60 kN = V_d **Svislá únosnost piloty VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data**

Vrstva a	Počátek	Konec	Mocnost	E _s	Součinitel	Součinitel
číslo	[m]	[m]	[m]	[MPa]	a	b
1	0,00	2,95	2,95	15,00	20,00	20,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$ Regresní součinitel $e = 0,00$ Regresní součinitel $f = 0,00$ **Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky**Zatížení na mezi mobilizace pláště-tření $R_{yu} = 151,1$ kNVelikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 3,1$ mm

Únosnosti odpovídající sednutí 31 mm :

Únosnost paty $R_{bu} = 0,0$ kNCelková únosnost $R_c = 87,6$ kN**Posouzení****Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 50,5 mm
 Max.posouvající síla = 151,1 kN
 Maximální moment = 213,0 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 8 ks profil 25,0 mm; krytí 40,0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : sloup

Stupeň vyztužení $\rho = 2,000 \% > 0,020 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = -60,0 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 213,0 \text{ kNm}$
 Únosnost : $N_{Rd} = -77,8 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 242,2 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**VZPĚRY PRO PROVIZORNÍ ROZEPŘENÍ**

Výpočet vnitřních sil v podpěrné konstrukci byl proveden programem SCIA 2020. Vypočtené reakce jsou na bm konstrukce.

Základní data -typ konstrukce : Rám XYZ

Počet uzlů : 4
 Počet prutů : 3
 Počet maker 1D: 2
 Počet linií : 0
 Počet 2D maker : 0
 Počet průřezů : 1
 Počet stavů : 2
 Počet materiálů: 1

Materiál

S 235

Pruty

makro	prut	uzel 1	uzel 2	délka m	Rx deg	průřez	jakost
	1	1	2	3.830	0.00	1 - I200	S 235
		2	3	1.000	0.00	1 - I200	S 235
2	3	2	4	4.574	0.00	1 - I200	S 235

Podpory

podpora	uzel	typ	Velikost m
1	1	XYZRz	0.20
2	4	XYZRx	0.20

Zatěžovací stavy

Stav	Jméno	souč.	Popis
1	vk	1.00	Vlastní váha. Směr -Z
2	voda	1.00	Nahodilé - voda

Zatěžovací stav čís. 2 - spojitá zatížení

prut	typ	dx m	exY m	exZ m	X zač kon	Y zač kon	Z zač kon
1	síla	0.00	rel	0.00	0.00	glo	48.30
	kN/m	1.00			dél	10.00	0.00
2	síla	0.00	rel	0.00	0.00	glo	10.00

prut	typ	dx m	exY m	exZ m	X zač kon	Y zač kon	Z zač kon
	kN/m	1.00		dél	0.00	0.00	0.00

Suma zatížení a reakcí.

			X	Y	Z
zat. stav	1	zatížení	0.0	0.0	-2.5
		reakce v uzlech	0.0	0.0	2.5
		reakce na liniích	0.0	0.0	0.0
		kontakt 1D	0.0	0.0	0.0
		kontakt 2D	0.0	0.0	0.0
zat. stav	2	zatížení	87.0	0.0	0.0
		reakce v uzlech	-87.0	0.0	0.0
		reakce na liniích	0.0	0.0	0.0
		kontakt 1D	0.0	0.0	0.0
		kontakt 2D	0.0	0.0	0.0

Reakce v podporách - hodnoty v uzlech globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina uzlů :1/4

Skupina kombinací na únosnost :1/2

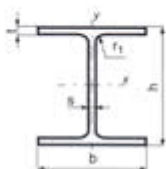
podpora	uzel	kombi	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	1	1	0.05	0.00	1.8	0.00	0.00	0.00
		2	-75.5	0.00	-78.5	0.00	0.00	0.00
	2	4	-59.8	0.00	82.2	0.00	0.00	0.00

PRŮŘEZY VZPĚR

Na tyto reakce předp. použití HEB 200.

Profil HEB válcovaný za tepla, EN 10365

// HEB 200



2.4 Štěťová stěna trvalá - stanovení korozních úbytků

Zvolený typ: VL 604E – typ byl zvolen na základě agresivity podzemní vody (viz dále) a tím i zmenšení jejich únosnosti (úbytku materiálu) vlivem koroze v čase 50 až 100 let.

Tl. stěny výrobní 12,3 mm

Stanovení korozních úbytků

- je provedeno pouze odborným odhadem na základě podobných dostupných případů.

korozní rychlost jako funkce rezistivity půdy z 1 strany štětovnice v zeminách tř. „G“ bude v rozsahu:

$$K = 0,01 \text{ až } 0,02 \text{ mm.a}^{-1}$$

$$\dot{R}K = 0,015 \text{ mm.a}^{-1}$$

oboustranná koroze s koeficientem narušení $p = 0,9$:

$$\dot{R}K' = \dot{R}K \cdot 2 \cdot p = 0,015 \cdot 2 \cdot 0,9 = 0,027 \text{ mm.a}^{-1}$$

za 100 let bude korozní úbytek:

$$t = \dot{R}K' \cdot 100 = 0,027 \cdot 100 = \underline{2,7 \text{ mm}}$$

Posouzení štětovnice ve výpočtu bylo provedeno na tl. $12,3 - 2,7 = 9,6$ mm, tj. zmenšenou úbytkem materiálu v důsledku koroze (což odpovídá typu VL 604A).

Stanovení perforace (vlivem tzv. důlkové koroze ve spodní části štětovnic)

- je provedeno pouze odborným odhadem na základě podobných dostupných případů.

korozní rychlost jako funkce korozního prostředí v zeminách tř. „G“:

$$R_{\max} = 0,3 - 0,4 \text{ g.m}^{-2}.\text{a}^{-1}$$

$$\text{k perforaci může dojít nejdříve za dobu: } \tau = t / R_{\max} = 12,3 / 0,35 = 36 \text{ let}$$

Počet těchto pitingů bude omezený, takže nemohou ohrozit statickou odolnost konstrukce.

Závěr

Funkce navržených štětových stěn nemůže být ohrožena úbytkem materiálu v důsledku koroze v čase 50-100 let. Perforace vlivem důlkové koroze nemůže ohrozit statickou odolnost konstrukce.

3 ZÁVĚR

Pažící konstrukce jímky

Pro hladinu vody Q_2 samotné štětovnice po obvodu jímky nevyhoví (v ose vývaru a ani na návodní straně jezu) a je nutno zajistit štětovnice šikmými vzpěrami, opřených nahoře do převázky na štětovnici a dole do pilot. Po vytvrdnutí desky se šikmá vzpěra může odstranit.

Trvalá stěna (štětovnice na návodní straně jezu) musí být vetknuta do droby tř. R3 tak, aby byla splněna těsnicí funkce této stěny - a tím i zároveň byla konstrukce jezu chráněna proti účinkům vztlaku od spodní vody.

Štětová stěna mezi SO01 a SO03

Opěrná zeď (bloky 01/4 a 01/5) a navazující část bloku 03/1 budou chráněny při provádění štětovou stěnou, která bez kotvení nepřenesení zatížení od zeminy směrem k náhonu. Proto jsou zde navrženy 2 řady trubkových kotev s kořenem, délky 6 m a po vzdálenosti 2 m. Pokud bude možné tuto štětovnici zarazit 1 m a více do kvalitního skalního podloží, nebo bude mít délku např. o 2 m větší v méně kvalitní skále, je možno pažení přepočítat a kotvy zrušit. Důležitá bude v tomto případě součinnost geologa a statika.