

Akce: „Jez Brantice, stavba č. 5882“

Projektová dokumentace pro provádění stavby (DPS)

D.02 SO 02 Rybí přechod

02_2.1 Statický výpočet

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	3
2	VÝPOČET KONSTRUKCE RYBÍHO PŘECHODU	3
3	PAŽENÍ JÁMY SMĚREM K BŘEHU	8
4	POSUDEK PRAVOBŘEŽNÍ ZDI	12
5	ZÁVĚR	14

1 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

1.1 Použité normy

ČSN P ENV 206+A2 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P ENV 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí

ČSN 73 0031 - Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových půd. Základní ustanovení pro výpočet (zpracován ST SEV 384-87) z 12/1988

ČSN 73 0210 - Geometrická přesnost ve výstavbě – podmínky provádění

ČSN 73 0035 - Zatížení stavebních konstrukcí z 12/1986, Změna a) - 8/1991, Změna 2) 1994

ČSN 73 1001 - Základová půda pod plošnými základy, 1987

ČSN 73 1201 - Navrhování betonových konstrukcí z 8/1986, Změna a) - 9/1989
Změna 2) - 1994

ČSN 73 1208 - Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb

ČSN 73 6203 - Zatížení mostů, 1986

ČSN 73 6503 - Zatížení vodohospodářských staveb vodním tlakem, 1979

1.2 Použité programy

GEO 5; Analysis of geotechnical structures; © FINE 2010; moduly Zemní tlaky, Tízná 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

Konstrukce rybího přechodu spolu tvoří samostatný celek (dvojitý polorám), který je od jezové konstrukce oddělen těsněnými dilatačními spárami.

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.

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

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

krytí výztuže: 50 mm

Dilatační spáry budou těsněny.

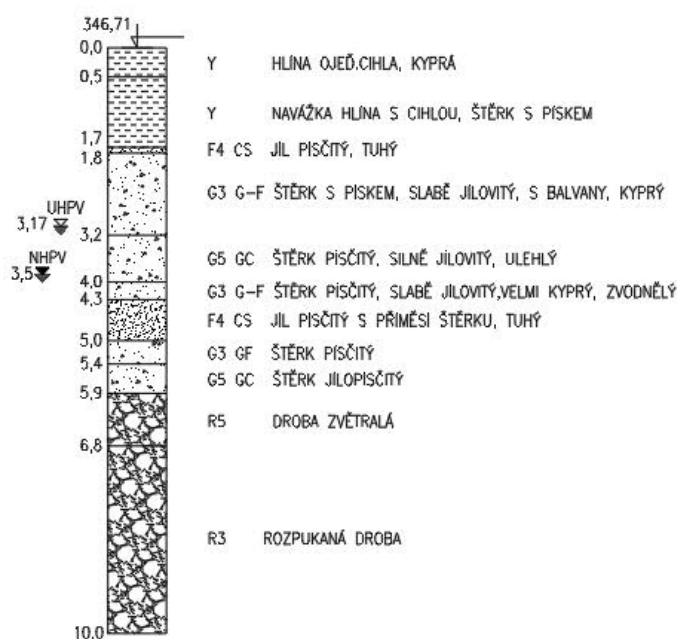
1.4 Materiály

- železobeton C30/37- XC4 - XF3 (dle ČSN EN 206+A2)
- výztuž 10 505 (R), síť KARI
- ocel S235
- štětovnice typu VL 604

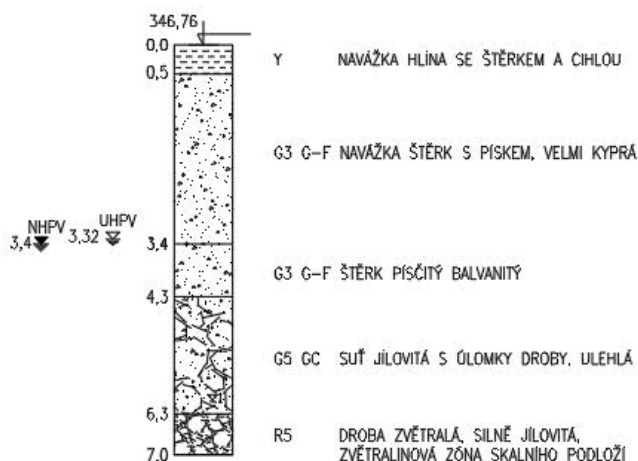
1.5 Geologické poměry

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.

JH0606



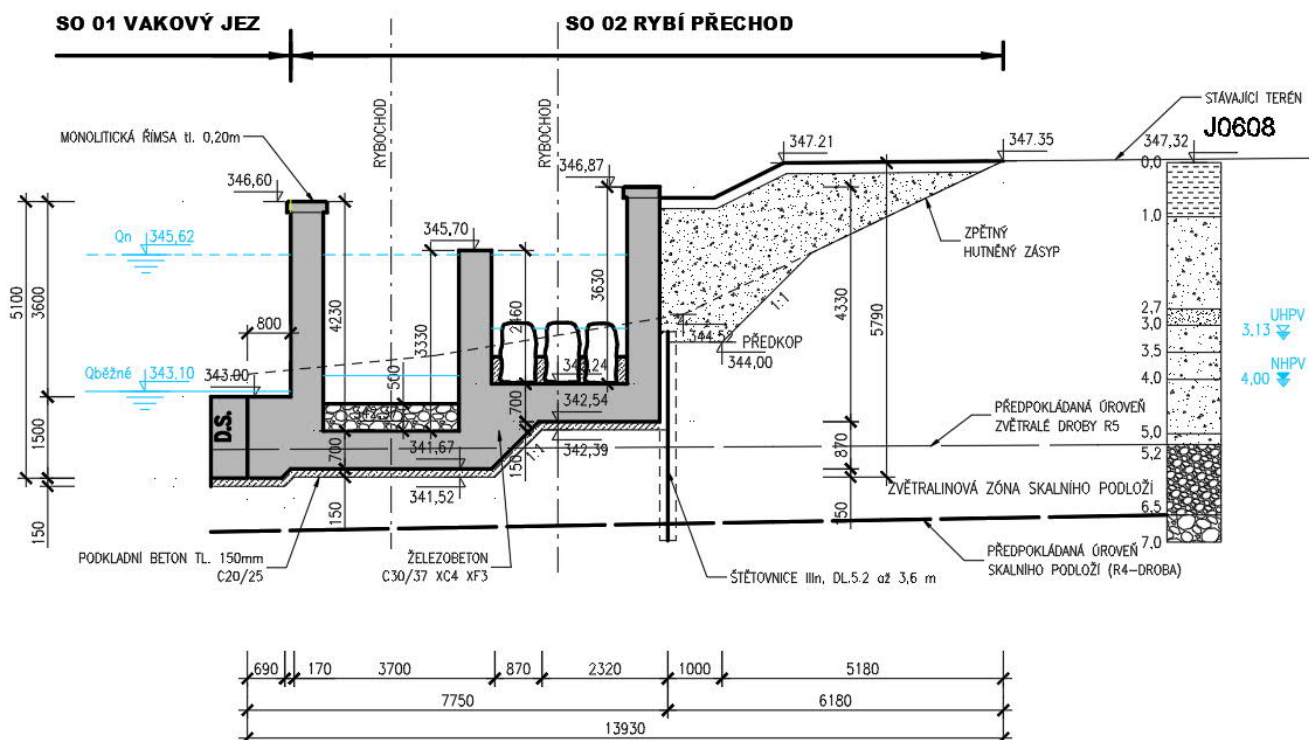
J0619



2 VÝPOČET KONSTRUKCE RYBÍHO PŘECHODU

Konstrukce je navržena jako žlb. konstrukce. Konstrukce rybího přechodu spolu tvoří samostatný celek (dvojitý polarám).

Konstrukce jsou dimenzovány na zatížení od násypu, vody, pojezdu mechanizace a hutní techniky. Výstupem jsou deformace a vnitřní síly v konstrukci, podle kterých je předběžně určena výstuž. 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. Podrobný statický výpočet bude proveden a doložen v realizační dokumentaci.



1. Zatěžovací stav

vlastní tíha konstrukcí
součinitel zatížení

$$\gamma_n = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_G = 1,35$$

2. Zatěžovací stav

Stálé -zatížení bočním zásypem - suchý
vodorovné zatížení od zemního tlaku na stěnu

3. Zatěžovací stav

zatížení vodou

4. Zatěžovací stav

zatížení max. vodou

5. Zatěžovací stav

zatížení podzemní vodou na dno – vztlak

6. Zatěžovací stav

nahodilé na povrchu $\gamma_n = 5,0 \text{ kN/m}^2$ na bocích $\gamma_Q = 1,35$

7. Zatěžovací stav

Přetížení od hutnicího stroje během výstavby hráze - v různých polohách
Zatížení zemním tlakem od hutnicích strojů při výstavbě (boční stěna kanálu)

výpočtová hodnota úhlu vnitřního tření

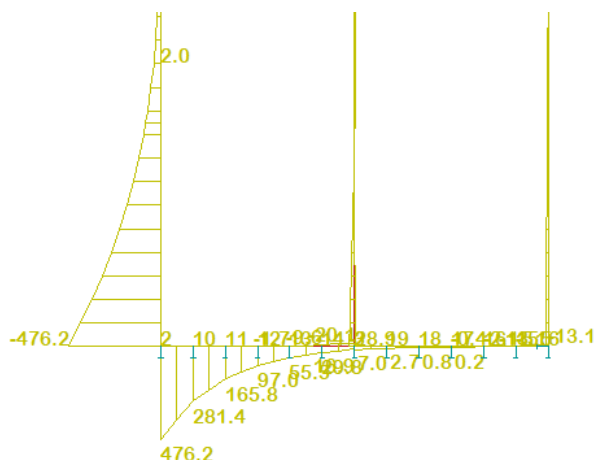
$$\varphi_r = 33^\circ / 1,1 = 30^\circ$$

koeficient zemního tlaku v klidu pro vodorovný terén $K_r = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$

zatížení od hutnicího stroje

$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (včetně dynamického součinitele)}$$

Copyright © Aquatis a.s.



Vnitřní síly - M na prutu(ech). Únos. kombi : 1/33

Vnitřní síly na prutu(ech). Globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina prutů :1/19

Skupina kombinací na únosnost :1/33

prut	pr.č.	kombi	dx [m]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
10	1	5	0.800	1.95	-4.30	3.03
8	3	19	0.267	-368.50	-83.48	11.87
19	2	20	0.000	-344.48	40.02	6.85
3	3	19	0.267	-351.94	-749.78	281.16
		16	0.000	-348.63	-719.38	476.19
2	1		3.700	-51.30	-348.63	-476.19

Návrh výztuže na únosnost

- ve dně dolní **Φ20/150mm**
- ve dně horní **Φ16/150mm**
- svislá stěny u obou líců **Φ16/150mm**
- vodorovná stěny u obou líců **Φ16/150mm**
- vodorovná stěny nahoře **Φ12/150mm**

RTcdesign CSN EN 1992-1-1 © 2014 RIB Software AG

dno700mm - Řez1 - Ohyb(M+N) Šíř.trhlin

Třída objektu: Pozemní stavby
Druh namáhání: Deska
Konstrukční třída: S3 - XC4

Návrhová norma: CSN EN 1992-1-1
 Návrhová situace: Stálá/dočasná
 Druh namáhání: Silové a deformační zat.

Materiálové parametry: [N/mm²]

C30/37	fcd	20.0	fctm 2.9	Ecm 32800	Cem 32,5 R
B500M	fyd	434.8		Es 200000	normální duktilita

Předepsaná výztuž	dlx-h	dlx-d	dly-h	dly-d	min-Asxh	Asxd	Asyh	Asyd	Minimální výztuž
	4.6	4.6	4.6	4.6	0.00	0.00	0.00	0.00	nespočítat

Průřezové hodnoty [m2,m4,cm,m3]	A	Iy	Iz	zs	Why	Wdy		
	0.7000	0.019000	0.000000	30.00	0.07000	0.07000		
Zař.stavy [kNm/m,kN/m]		mxxk	myyk	mxyk	nxxk	nyyk	nxyk	vxzk
vyzk								
1 Zař. stav1	G	479.6	406.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1033.4
0.0								
Kombinační součinitele		gam.sup	gam.inf	psi.0	psi.1	psi.2	psi.1'	
Stálé zatížení	G	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Kombinace [kNm/m,kN/m]		mxxd	myyd	mxyd	nxxd	nyyd	nxyd	vxzd
vyzd ZS								
Základní kombinace	max-mn	479.6	506.0	0.0	0.0	0.0	0.0	485.1
0.0 1								
Charakteristická	max-mn	387.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	533.4
0.0 1								
Častá	max-mn	387.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	533.4
0.0 1								
Kvazistálá	max-mn	387.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	533.4
0.0 1								

Zvolené posudky: Ohyb(M+N) Šíř.trhlin

(M) Minimální výztuž a povrchová výztuž

(B) Únosnost na ohyb s normálovou silou

(R) Vznik a stabilita trhlin

Pol.Návrh	Směr X			Směr Y		
	nEd	mEd	asx	nEd	mEd	asy
	kN/m	kNm/m	cm ² /m	kN/m	kNm/m	cm ² /m
h M	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00
B	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00
R	0.0	0.0	15.62	0.0	0.0	0.00
d M	0.0	387.6	0.00	0.0	0.0	0.00
B	0.0	479.6	22.56	0.0	0.0	4.51
R	0.0	387.6	22.56	0.0	0.0	4.51

Návrh na ohyb [cm, cm²/m] - Čas prvního zatížení: 28 d

Základní kombinace:	eps.c	eps.s	zi	x/d nut.	ash.x	asd.x	ash.y	asd.y
	-2.0	-2.0	49.9	1.00	15.62	19.26	0.00	4.51

Šířka trhliny [mm, cm, cm²/m] - čas vzniku prvních trhlin: 3 d - ds(hx/dx/hy/dy): 20/25/20/20 mm

Kvazistálá kombinace:	w.prov	w.dov	Sigc/fctm	xll	asrh.x	asrd.x	asrh.y	asrd.y
	0.00	0.30	0.00	60.0	15.62	18.56	0.00	4.51

Posouzení na únosnost: $A_{s, nutná} = 19,26 \cdot 10^{-4} m^2 < A_{sn} = 20,95 \cdot 10^{-4} m^2$ splňujeVýztuž: $\phi 20$ á 0,15 mVýztuž nosná: $\phi 20$ á 0,15 m

stěna 700mm - Řez2 - Smyk

Třída objektu:	Pozemní stavby	Návrhová norma:	CSN EN 1992-1-1
Druh namáhání:	Stěna	Návrhová situace:	Stálá/dočasná
Konstrukční třída:	S3 - XC4	Druh namáhání:	Silové a deformační zat.

Předepsaná výztuž	dlx-h	dlx-d	dly-h	dly-d	min-Asxh	Asxd	Asyh	Asyd	Minimální výztuž
	4.5	4.5	4.5	4.5	0.00	0.00	0.00	0.00	nespočítat

Kombinace [kNm/m,kN/m]	mxxd	myyd	mxyd	nxxd	nyyd	nxyd	vxzd	vyzd	ZS
Základní kombinace max-v	0.0	0.0	0.0	114.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1

Zvolené posudky: Smyk

(M) Minimální výztuž a povrchová výztuž

	Směr X			Směr Y		
Pol.Návrh	nEd	mEd	asx	nEd	mEd	asy
	kN/m	kNm/m	cm ² /m	kN/m	kNm/m	cm ² /m
h M	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00
d M	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00

Návrh na smyk [kN/m,%,cm²/m] - Čas prvního zatížení: 28 d - alfa: 90 °

Základní kombinace:	VEd	VRdmin	VRdct	VRdmax	ró.l	theta	as.min	nut.asw
	0.0	215.4	2540.4	2637.4	0.00	45.0	0.00	0.00M

... není třeba smyková výztuž

Závěr:**Konstrukce pro zadané podmínky VYHOVÍ****3 PAŽENÍ JÁMY SMĚREM K BŘEHU**

Součástí tohoto výpočtu je pažení jámy o výšce až 5,1 m, předp. ze štětovnic typu VL604.

Posouzení pažící konstrukce**Geometrie konstrukce**

Délka konstrukce = 5,10 m

Typ konstrukce : Štětovnice typu VL604

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu A = 1,97E-02 m²/mMoment setrvačnosti I = 2,32E-04 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Parametry zemin**Třída F6, konzistence tuhá**Objemová tíha : γ = 21,00 kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : ϕ_{ef} = 19,00 °Soudržnost zeminy : c_{ef} = 12,00 kPaTřecí úhel aktivní : δ_{act} = 10,00 °Třecí úhel pasivní : δ_{pas} = 10,00 °

Zemina : nesoudržná

Edometrický modul :	$E_{oed} =$	9,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} =$	21,00 kN/m ³
Třída G3, středně ulehlá		
Objemová tíha :	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} =$	28,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} =$	0,00 kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} =$	10,00 °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} =$	10,00 °
Zemina :	nesoudržná	
Edometrický modul :	$E_{oed} =$	102,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} =$	21,00 kN/m ³
skála R5		
Objemová tíha :	$\gamma =$	21,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} =$	35 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} =$	0,00 kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} =$	15,00 °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} =$	15,00 °
Zemina :	soudržná	
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,20
Modul přetvárnosti :	$E_{def} =$	400,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} =$	21,00 kN/m ³
R3		
Objemová tíha :	$\gamma =$	21,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní	
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} =$	38,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} =$	1,00 kPa
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{act} =$	13,00 °
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{pas} =$	13,00 °
Zemina :	soudržná	
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,20
Modul přetvárnosti :	$E_{def} =$	380,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu =$	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} =$	21,00 kN/m ³

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,10 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,50 (úhel sklonu je 21,80 °).

Výška náspu je 0,80 m, délka náspu je 2,00 m.

Vliv vody

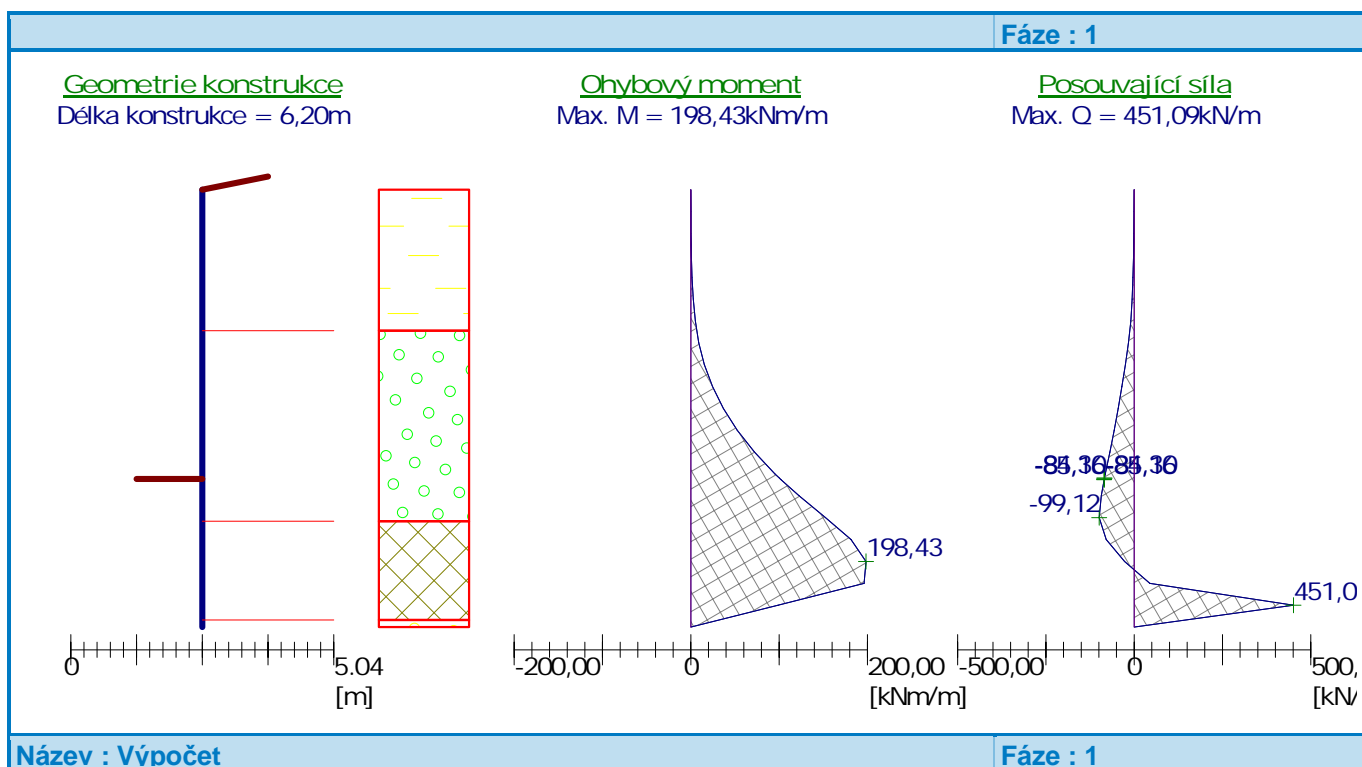
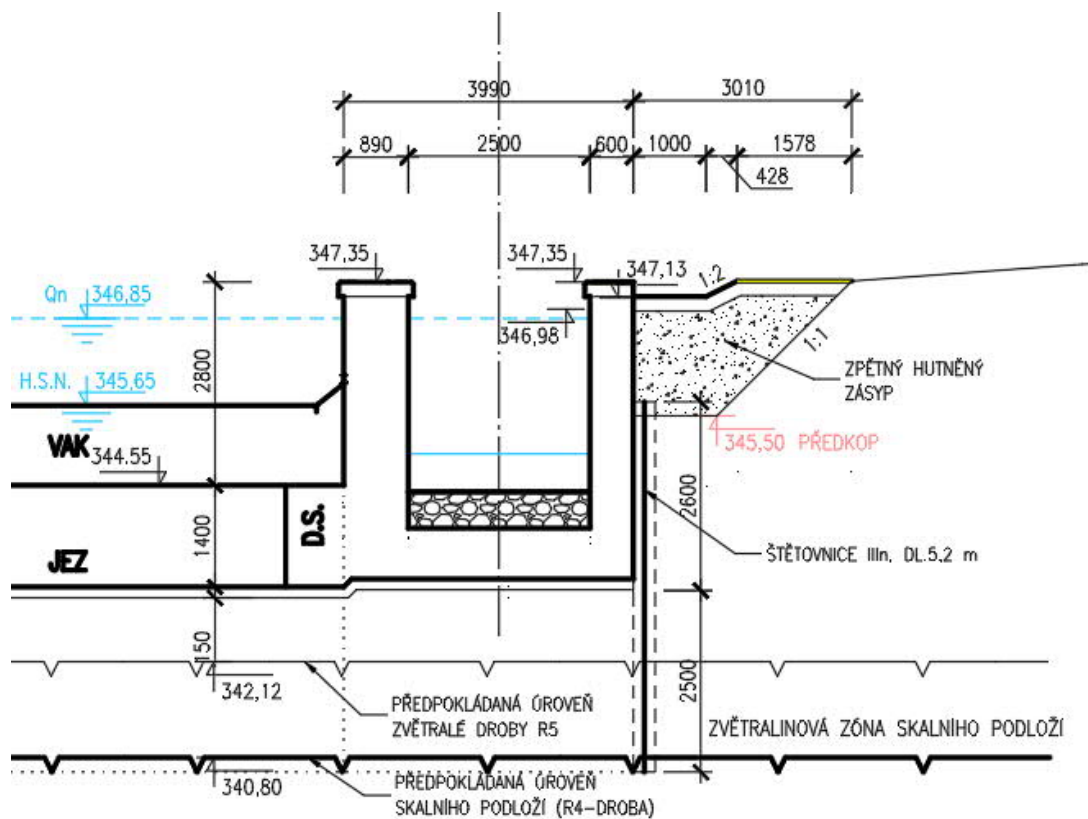
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

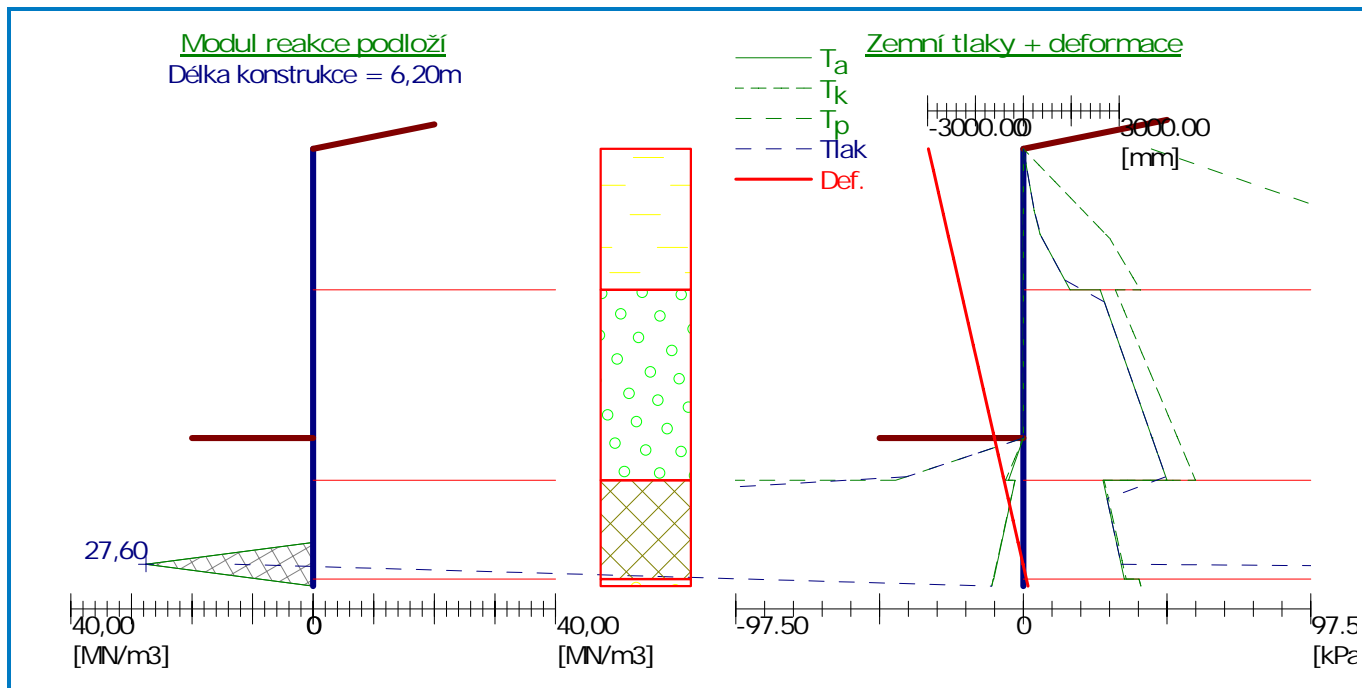
Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20





Výpočet stability svahu

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : v efektivních parametrech

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálů

Návrhová situace : trvalá

Výsledky

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,41 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-43,84 [°]
	z =	1,68 [m]		$\alpha_2 =$	83,71 [°]
Poloměr :	R =	8,01 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 298,33$ kN/m

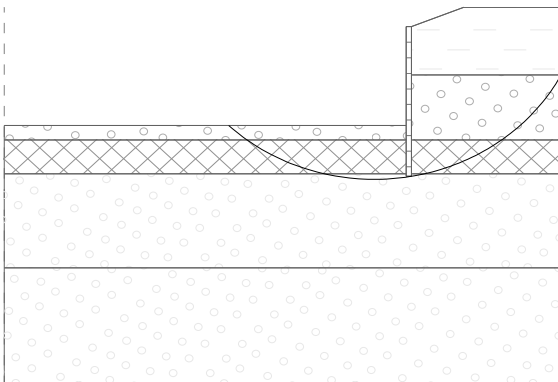
Sumace pasivních sil : $F_p = 604,16$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 2389,59$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 4839,29$ kNm/m

Využití : 49,4 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

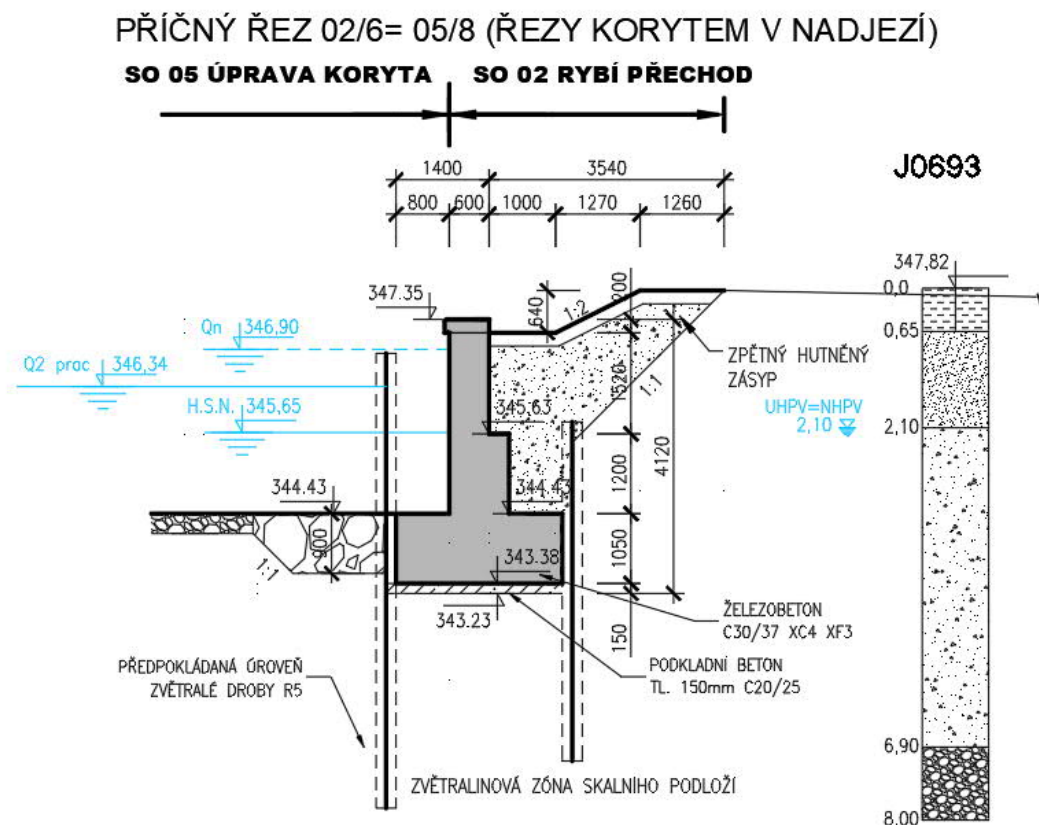
	Název : Výpočet	Fáze - výpočet : 1 - 1
		

Závěr:

Konstrukce pro zadané podmínky VYHOVÍ.

4 POSUDEK PRAVOBŘEŽNÍ ZDI

Opěrná zeď je navržena jako žlb. konstrukce a dimenzována na zatížení od násypu a vody resp. pojezdu hutnicí techniky. Výpočet byl řešen pro 1bm příčného řezu.



Výpočet tížné zdi**Vliv vody**

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 0,30 m

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

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	10,00		2,60	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	hutnění							

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - Třída G3, štěrk

Třecí úhel kce-zemina

$$\delta = 10,00^\circ$$

Výška zeminy před zdí

$$h = 1,20 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F _{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F _{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,44	95,98	0,68	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-14,60	-0,40	-2,24	0,00	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,46	22,95	1,05	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	44,51	-1,20	15,21	1,47	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	-60,81	-1,16	-0,59	1,39	1,000	1,000	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-29,76	0,57	1,300	1,300	1,000
hutnění	8,10	-1,39	3,73	1,31	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlacení**Moment vzdorující $M_{vzd} = 74,55 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{kl} = 12,59 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlacení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 54,68 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{pos} = -3,28 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 92,63kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	2,81	154,10	-3,33	0,00	60,91
2	-3,76	103,55	-3,28	0,02	92,63

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,0$ mmMaximální dovolená excentricita $e_{dov} = 561,0$ mm**Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 250,00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 92,63$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 214,29$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****5 ZÁVĚR**

Délky štětovnic jsou stanoveny na základě statického výpočtu, který vycházel z údajů uvedených v geotechnickém průzkumu.

Pro optimální návrh by bylo vhodné provést zkušební zaražení štětovnic. V případě, že nedojde k potřebnému zaražení štětovnic, bude nutné pažení přepočítat. Pokud štětovnice navržené bez kotev budou zaraženy méně pod základovou spárou, **je nutno pažení přepočítat a změnit je na štětovnice s kotvami!**

Při realizaci těchto prací je důležitá spolupráce zhotovitele, geologa a zpracovatele této dokumentace.