
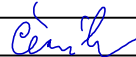
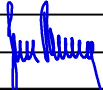


SO 251 DUSP+PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:			 FÖRSTEROVA Č.P. 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. FRANTIŠEK ČERNÍK			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. JAN BURSA			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
KRAJ: PARDUBICKÝ	OKRES: ÚSTÍ NAD ORLICÍ	OBEC: RYBNÍK	STUPEŇ:	DUSP+PDPS
INVESTOR: PARDUBICKÝ KRAJ, KOMENSKÉHO NÁMĚSTÍ 125, 532 11 PARDUBICE			ZAK.ČÍSLO:	3135-24-3
AKCE: III/01427 RYBNÍK, OPĚRNÁ ZEĎ OBJEKT: SO 251 – OPĚRNÁ ZEĎ			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	3135
			DATUM:	12/2024
			FORMÁT:	A4
			MĚŘÍTKO:	–
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY: D.2.10.

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt : III/01427 Rybník, opěrná zeď
Část : SO 251 – Opěrná zeď
Vypracoval : Ing. František Černík
Datum : 30.08.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
Dovolená excentricita : 0,333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$Y_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$Y_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$Y_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

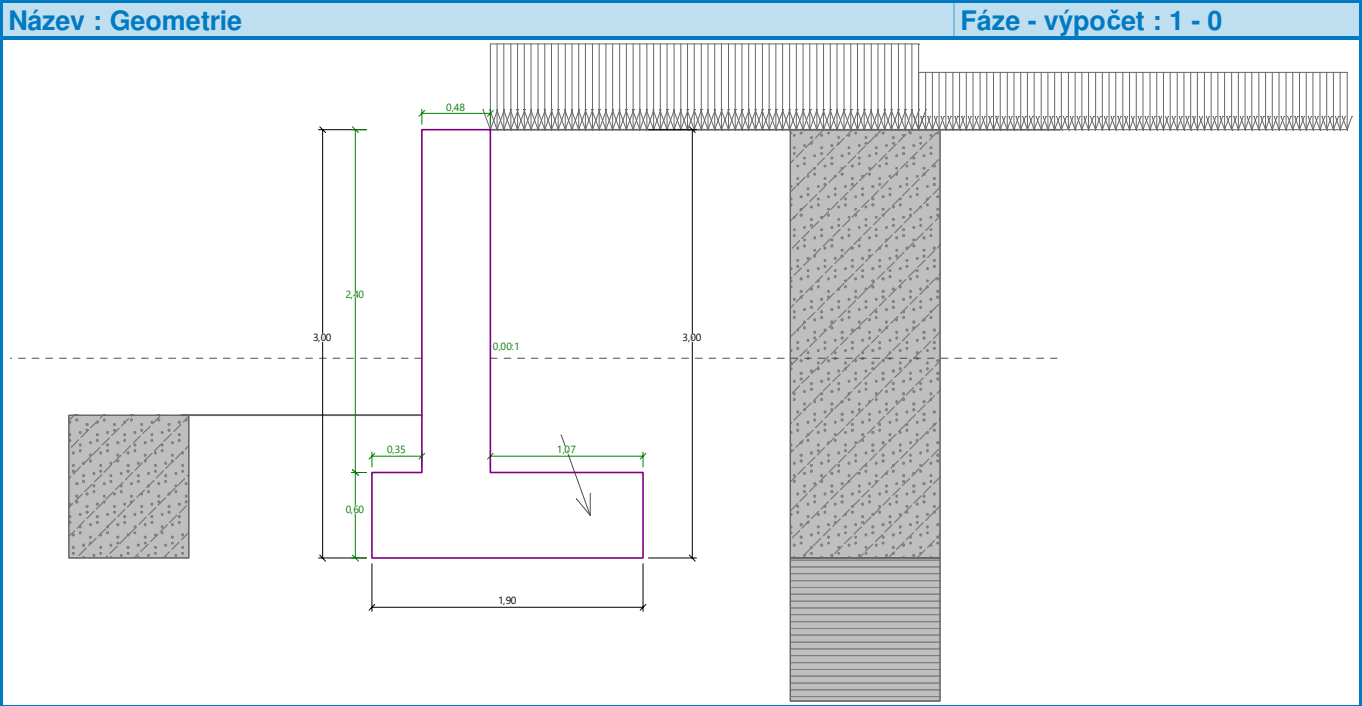
Výztuž podélná: B500B

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

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,40
3	1,07	2,40
4	1,07	3,00
5	-0,83	3,00
6	-0,83	2,40
7	-0,48	2,40
8	-0,48	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 2,29 m².



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	20,00
2	R3		50,00	600,00	23,00	13,00	0,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída S4	
2	-	3,00 .. ∞	R3	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,60 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,60 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	34,00		0,00	3,00	na terénu
2	Ano		proměnné	22,70		3,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Doprava - pruh 1
2	Doprava - pruh 2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída S4

Výška zeminy před zdí

$h = 1,00\text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ano		Tahova mikropilota	stálé	40,00	110,00	0,00	0,70	2,70

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zeď se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,28	39,77	0,73	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemina	0,00	-0,80	1,12	0,18	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-2,06	-0,33	0,00	-0,18	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,98	37,66	1,37	1,000	1,000	1,350
Tlak v klidu	36,68	-1,07	0,00	1,90	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-3,00	0,00	1,90	1,000	1,000	1,350
Doprava - pruh 1	30,73	-1,97	0,00	1,90	1,500	1,500	1,500
Doprava - pruh 2	19,61	-1,29	0,00	1,90	1,500	1,500	1,500
Doprava - pruh 1	0,00	-3,00	36,38	1,37	0,000	0,000	1,500
Tahova mikropilota	-40,00	-0,30	110,00	1,53	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 186,51 kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 181,30 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 666,06 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 82,96 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 222,73 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	47,73	309,12	68,24	0,081	194,27
2	99,31	188,56	82,96	0,277	222,73

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	27,49	224,94	44,95
2	42,59	188,56	44,95

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvozněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup



Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	Y _G =	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$Y_{Rvs} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$Y_{Rhs} =$	1,10 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S4		29,00	5,00	18,00	8,00	20,00
2	R3		50,00	600,00	23,00	13,00	0,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 13,50 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 50,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 600,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 1000,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 3,00 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 1,00 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0,60 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $18,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = $8,00 \text{ m}$
Šířka pasu (x) = $1,90 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x = $0,10 \text{ m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = $1,14 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem výkopu = $1,90 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem zásypu = $0,72 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00$ MPa



Výztuž podélná: B500B

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

Výztuž příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída S4	
2	-	3,00 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	287,40	6,79	-68,24
2	Ano		ZS 2	Návrhové	166,84	49,54	-82,96
3	Ano		ZS 3	Užitné	203,22	0,52	-44,95
4	Ano		ZS 4	Užitné	166,84	15,62	-44,95

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,60 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1**Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,15	0,00	194,27	123602,02	0,16	Ano
ZS 1	Ne	-0,15	0,00	194,27	123602,02	0,16	Ano
ZS 2	Ano	-0,53	0,00	222,73	97140,89	0,23	Ano
ZS 2	Ne	-0,53	0,00	222,73	97140,89	0,23	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,96$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 5,76$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 3,61$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 11,89$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 97140,89 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 222,73 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,277 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,277 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 666,06 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 82,96 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 15,96 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 5,76 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,1 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,2 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,2 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 1000,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,04$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=7,13$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,119 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,119 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 0,2 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 5,80 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0,029 \text{ (tan} \cdot 1000\text{)}; (1,7\text{E-}03 \text{ } ^\circ)$

Dimenzace čís. 1**Posouzení dříku - zadní výztuž****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,33	23,80	0,24	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,33	-0,13	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	25,04	-0,83	0,00	0,48	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-2,40	0,00	0,48	1,000	1,000	1,000
Doprava - pruh 1	36,61	-1,32	0,00	0,48	1,500	0,000	1,500
Doprava - pruh 2	10,19	-0,90	0,00	0,48	1,500	0,000	1,500

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,40 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

6,66 ks profil 14,0 mm, krytí 50,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 1025,2 mm²Nutná plocha výztuže = 637,9 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,48 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,24 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,03 \text{ m} < 0,26 \text{ m} = x_{max}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 177,78 \text{ kN} > 103,68 \text{ kN} = V_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 183,59 \text{ kNm} > 114,29 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení paty****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-0,30	15,41	1,37	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,98	37,66	1,37	1,350
Tlak v klidu	36,68	-1,07	0,00	1,90	1,350
Doprava - pruh 1	30,73	-1,97	0,00	1,90	1,500
Doprava - pruh 2	19,61	-1,29	0,00	1,90	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-137,00	1,30	1,000
Tíhová přít. 1	0,00	-3,00	36,55	1,37	1,500

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

6,66 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm

Zadaná plocha výztuže = 1339,1 mm²Nutná plocha výztuže = 817,3 mm²

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,25 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,33 \text{ m} = x_{max}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 307,08 \text{ kNm} > 21,14 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**

Návrhová únosnost tažené mikropiloty dle ČSN EN 1997-1

Pro únosnost mikropiloty se dle ČSN EN 1990/A1 použije postup 2 normy ČSN EN 1997-1.

Výpočet únosnosti kořene mikropilotyU_{mv} = U_{ms} + U_{mp} celková únosnost mikropilotyU_{ms} - únosnost na plášti kořene mikropilotyU_{mp} - únosnost na patě tlačené mikropiloty v případě vetknutí či opření (pouze R1-R3)

$$U_{mp} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot q_{br}$$

$$U_{ms} = \pi \cdot d \cdot \sum l_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$$

Únosnost na plášti kořene mikropiloty:

Délka kořene mikropiloty Plášť tření				Součinitel zatížení postup 2 dle EC7	
				tlak	tah
L _{ti} [m]	0	τ _k [Mpa]	0,000	1,1	1,15
L _{ti} [m]	0	τ _k [Mpa]	0,000	1,1	1,15
L _{ti} [m]	5	τ _k [Mpa]	0,350	1,1	1,15
Celková délka kořene mikropiloty			L _{ti} =	5 m	
Průměr mikropiloty			d =	0,1 m	

Únosnost na patě tlačené mikropiloty:

Únosnost na patě pro skalní horniny R1-R3 (jinak 0):

$$q_{br} = 2,2 \text{ MPa}$$

Celková únosnost mikropiloty - charakteristická hodnota

celková únosnost v tlaku

$$U_{mv} = 517,377 \text{ kN}$$

celková únosnost v tahu

$$U_{mv} = 478,05 \text{ kN}$$

Výpočet únosnosti na vytržení ze zálivky

průměr táhla	d	26,5 mm
délka kořene	l _k	5 m
pevnost zálivky dle TKP 29	f _{ck}	27 MPa
pevnost zálivky v tahu	f _{ctd}	1,26 MPa
smyková pevnost zálivka - kotva	τ	1,0584 MPa

Únosnost vytržení ze zálivky

$$R_c = 440,347 \text{ kN}$$

Výpočet únosnosti dřívku mikropiloty**Pevnost v tahu:**

$$\text{Ocel Y1050} \quad F_{pk} = 1050 \text{ MPa}$$

Výpočet únosnosti mikropiloty

tyč mikropiloty

průměr d 26,5 mm

Plocha průřezu

Ocelové tyče A_o 0,000552 m²

Redukce plochy výztužné trubky vlivem koroze

Koeficient F_{ut} 1,0

Součinitel vlivu koroze r_e 1,2 mm

Redukovaná plocha ocelové trubky

A_a 0,000456 m²

Únosnost v prostém tahu

N_t	478,975 kN	$A_o \times f_{pk}$
-------	------------	---------------------

Výsledná únosnost mikropiloty

Celková únosnost mikropiloty v tahu - návrhová hodnota

U_{mv}= 440,35 kN

Odklon mikropiloty od svislé

$\sin \alpha = 0,34202$

$\alpha = 20^\circ$

$\cos \alpha = 0,93969$

Svislá tahová únosnost piloty - návrhová hodnota

U_{mvv}= 413,79 kN

Vodorovná tahová únosnost piloty - návrhová hodnota

U_{mvh}= 150,61 kN

Posouzení tažené mikropiloty

Rozteč mikropilot v podélném směru: b= 2 m

Posouzení ve svislém směru

Svislá tahová únosnost piloty - návrhová hodnota na 1 bm:

U_{mvv}= 206,90 kN/m

Uvažované působení mikropiloty na základ zdi pro stabilizaci opěrné zdi proti překlopení:

F_{vert}= 110,00 kN/m

<u>U_{mvv}= 206,90 kN/m</u>	>	<u>F_{vert}= 110,00 kN/m</u>
-------------------------------------	---	--------------------------------------

Síla v mikropilotě VYHOVUJE

Posouzení ve vodorovném směru

Vodorovná tahová únosnost piloty - návrhová hodnota na 1 bm:

U_{mvh}= 75,30 kN/m

Uvažované působení mikropiloty na základ zdi pro stabilizaci opěrné zdi proti posunutí:

F_{hor}= 40,00 kN/m

<u>U_{mvh}= 75,30 kN/m</u>	>	<u>F_{hor}= 40,00 kN/m</u>
------------------------------------	---	------------------------------------

Síla v mikropilotě VYHOVUJE

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt : III/01427 Rybník, opěrná zeď
Část : SO 251 – Opěrná zeď
Popis : Pažení stavební jámy
Vypracoval : Ing. František Černík
Datum : 30.08.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Smyk kruhových pilot : zjednodušená metoda
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu : závislé tlaky
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží : standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce

Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze závlky :	$\gamma_c =$	1,35	[-]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B, a = 1,50 m

Zadaný koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,25

Plocha průřezu $A = 2,86E-03 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 1,01E-05 \text{ m}^4/\text{m}$ Průřezový modul $W = 1,437E-04 \text{ m}^3/\text{m}$ Plastický průřezový modul $W_{pl} = 1,636E-04 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

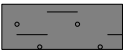
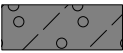
Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu $f_y = 235,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

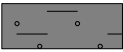
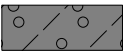
Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		27,00	30,00	18,50	8,50	8,00
2	R3		50,00	600,00	23,00	13,00	10,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		0,35	-	10,00
2	R3		0,30	-	1000,00

Parametry zemín

Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$ Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$ Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

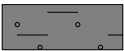

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10,00 \text{ MPa}$ Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

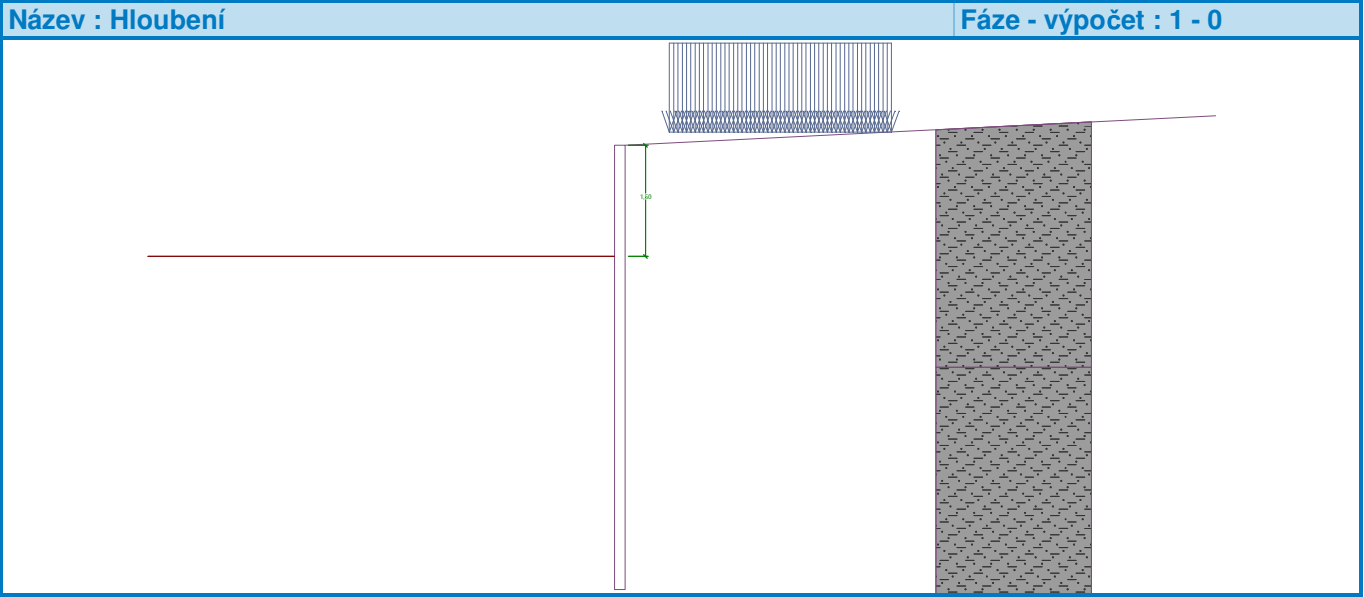
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 50,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 600,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 10,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 1000,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
2	-	3,00 .. ∞	Třída F4, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 20,00 (úhel sklonu je 2,86 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		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	40,00		0,60	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	Doprava							

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

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	2.12	83.29
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.12	83.29
0.23	0.00	0.00	0.00	0.85	18.41	94.91
0.28	0.00	0.00	0.00	1.02	20.01	97.18
0.46	0.00	0.00	0.00	1.71	26.62	106.54
0.69	0.00	0.00	0.00	2.56	28.96	118.17
0.92	0.00	0.00	0.00	3.42	31.30	129.80
1.15	0.00	0.00	0.00	4.27	33.64	141.43
1.38	0.00	0.00	0.00	5.12	34.78	153.06
1.50	0.00	0.00	0.00	5.55	34.95	158.88
1.50	0.00	-0.00	-19.81	1.39	15.22	39.72
1.62	0.00	-0.29	-21.12	1.49	8.78	41.17
1.85	0.00	-0.87	-23.75	1.71	8.89	44.08
2.08	0.00	-1.46	-26.38	1.92	9.03	46.99
2.31	0.00	-2.04	-29.01	2.13	9.21	49.89
2.54	0.00	-2.62	-31.64	2.35	9.43	52.80
2.77	0.00	-3.21	-34.27	2.56	9.69	55.71
3.00	0.00	-3.79	-36.90	2.78	9.99	58.62
3.23	0.00	-4.37	-39.53	2.99	10.31	61.52
3.35	0.00	-4.68	-40.92	3.10	10.50	63.06
3.46	0.00	-4.95	-42.16	3.20	10.67	64.43
3.69	0.00	-5.54	-44.80	3.42	11.06	67.34
3.92	0.00	-6.12	-47.43	3.63	11.47	70.25
4.15	0.00	-6.70	-50.06	3.84	11.90	73.15
4.38	0.00	-7.28	-52.69	4.06	12.35	76.06
4.62	0.00	-7.87	-55.32	4.27	12.81	78.97
4.85	0.00	-8.45	-57.95	4.48	13.29	81.88
5.08	0.00	-9.03	-60.58	4.70	13.78	84.78
5.20	0.00	-9.33	-61.94	4.81	14.04	86.28
5.31	0.00	-9.62	-63.21	4.91	14.28	87.69
5.54	0.00	-10.20	-65.84	5.12	14.79	90.60
5.77	0.00	-10.78	-68.47	5.34	15.31	93.51
5.78	0.00	-10.81	-68.61	5.35	15.34	93.65
6.00	0.00	-11.36	-71.10	5.55	15.84	96.41

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	-3.57	0.00	-0.00	-0.00
0.30	0.00	0.00	-3.03	1.11	-0.17	0.02
0.60	0.00	0.00	-2.50	2.22	-0.67	0.13

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.90	0.00	0.00	-1.97	3.33	-1.50	0.45
1.20	0.00	0.00	-1.47	4.44	-2.66	1.07
1.50	0.00	0.00	-1.01	5.54	-4.14	2.06
1.50	16.56	0.00	-1.00	-15.20	-4.11	2.10
1.80	16.56	0.00	-0.63	-9.59	-0.48	2.74
2.10	16.56	16.56	-0.37	-4.88	1.75	2.51
2.40	16.56	16.56	-0.22	-0.30	2.45	1.85
2.70	16.56	16.56	-0.15	1.74	2.18	1.14
3.00	16.56	16.56	-0.12	2.21	1.56	0.58
3.30	16.56	16.56	-0.12	1.90	0.93	0.21
3.60	16.56	16.56	-0.13	1.32	0.45	0.00
3.90	16.56	16.56	-0.14	0.76	0.14	-0.08
4.20	16.56	16.56	-0.15	0.35	-0.03	-0.09
4.50	16.56	16.56	-0.15	0.08	-0.09	-0.07
4.80	16.56	16.56	-0.15	-0.05	-0.09	-0.05
5.10	16.56	16.56	-0.15	-0.10	-0.07	-0.02
5.40	16.56	16.56	-0.14	-0.09	-0.04	-0.01
5.70	16.56	16.56	-0.14	-0.06	-0.01	-0.00
6.00	16.56	16.56	-0.14	-0.02	0.00	0.00

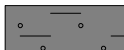

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 4,14 kN/m
Maximální moment = 2,75 kNm/m
Maximální deformace = 3,6 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 6,21 kN
Maximální moment = 4,12 kNm

Vstupní data (Fáze budování 2)**Geologický profil a přiřazení zemin**

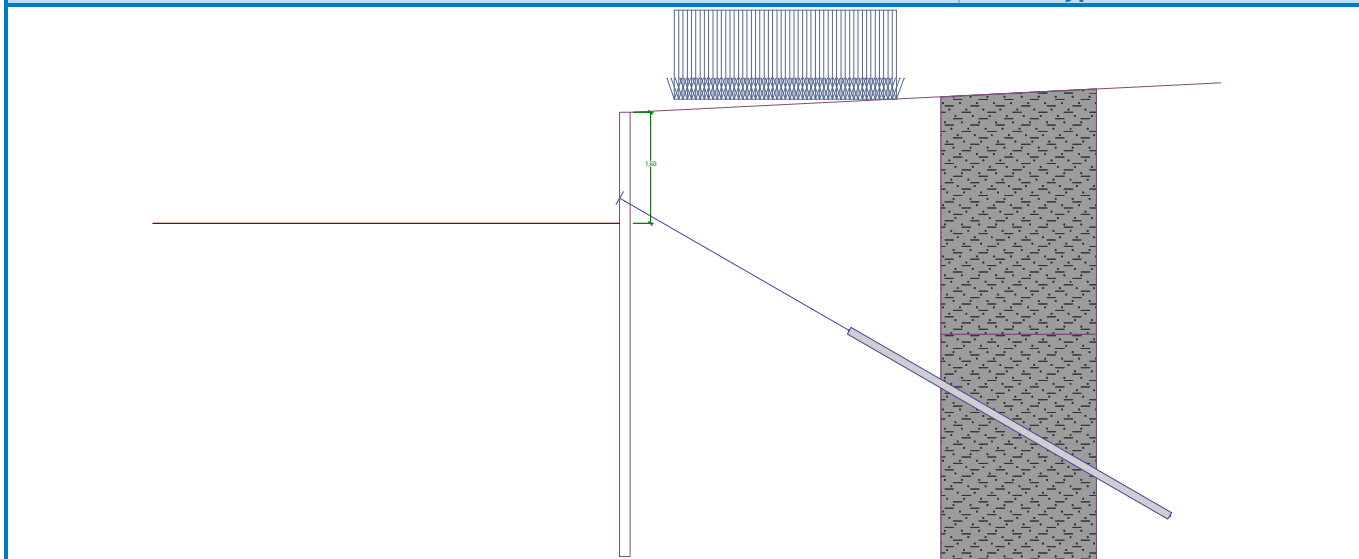
Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída F4, konzistence pevná, Sr > 0,8	
2	-	3,00 .. ∞	Třída F4, konzistence pevná, Sr > 0,8	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Název : Hloubení

Fáze - výpočet : 2 - 0



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 20,00 (úhel sklonu je 2,86 °).

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	40,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Doprava

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,20	Kotva č. : 1 (uživatelská)		20,00

Seznam nových kotev

Kotva č. : 1 (uživatelská)

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka : z = 1,20 m

Volná délka : l = 3,50 m

Délka kořene : l_k = 5,00 m

Sklon : α = 30,00 °

Vzd. mezi : b = 3,00 m

Průměr : d_s = 18,00 mm

Modul pružnosti : E = 210000,00 MPa

Předpínací síla : F = 20,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1050,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene : d = 100,0 mm

Plášťové tření : f = 350,00 kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 32,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η_1 = 0,70**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

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	2.12	83.29
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.12	83.29
0.23	0.00	0.00	0.00	0.85	18.41	94.91
0.28	0.00	0.00	0.00	1.02	20.01	97.18
0.46	0.00	0.00	0.00	1.71	26.62	106.54
0.69	0.00	0.00	0.00	2.56	28.96	118.17
0.92	0.00	0.00	0.00	3.42	31.30	129.80
1.15	0.00	0.00	0.00	4.27	33.64	141.43
1.38	0.00	0.00	0.00	5.12	34.78	153.06
1.50	0.00	0.00	0.00	5.55	34.95	158.88
1.50	0.00	-0.00	-19.81	1.39	15.22	39.72
1.62	0.00	-0.29	-21.12	1.49	8.78	41.17
1.85	0.00	-0.87	-23.75	1.71	8.89	44.08
2.08	0.00	-1.46	-26.38	1.92	9.03	46.99
2.31	0.00	-2.04	-29.01	2.13	9.21	49.89
2.54	0.00	-2.62	-31.64	2.35	9.43	52.80
2.77	0.00	-3.21	-34.27	2.56	9.69	55.71
3.00	0.00	-3.79	-36.90	2.78	9.99	58.62
3.23	0.00	-4.37	-39.53	2.99	10.31	61.52
3.35	0.00	-4.68	-40.92	3.10	10.50	63.06
3.46	0.00	-4.95	-42.16	3.20	10.67	64.43
3.69	0.00	-5.54	-44.80	3.42	11.06	67.34
3.92	0.00	-6.12	-47.43	3.63	11.47	70.25
4.15	0.00	-6.70	-50.06	3.84	11.90	73.15
4.38	0.00	-7.28	-52.69	4.06	12.35	76.06
4.62	0.00	-7.87	-55.32	4.27	12.81	78.97
4.85	0.00	-8.45	-57.95	4.48	13.29	81.88
5.08	0.00	-9.03	-60.58	4.70	13.78	84.78
5.20	0.00	-9.33	-61.94	4.81	14.04	86.28
5.31	0.00	-9.62	-63.21	4.91	14.28	87.69
5.54	0.00	-10.20	-65.84	5.12	14.79	90.60
5.77	0.00	-10.78	-68.47	5.34	15.31	93.51
5.78	0.00	-10.81	-68.61	5.35	15.34	93.65
6.00	0.00	-11.36	-71.10	5.55	15.84	96.41

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	-3.59	0.00	-0.00	-0.00
0.30	0.00	66.26	-3.02	1.72	-0.09	-0.09
0.60	0.00	66.26	-2.46	4.70	-1.05	0.07

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.90	0.00	66.26	-1.91	7.67	-2.91	0.64
1.20	0.00	66.26	-1.38	9.88	-5.58	1.91
1.20	0.00	66.26	-1.38	9.88	0.19	1.91
1.50	0.00	66.26	-0.94	10.33	-2.84	2.30
1.50	16.56	16.56	-0.93	-12.82	-2.94	2.32
1.80	16.56	16.56	-0.58	-7.92	0.09	2.71
2.10	16.56	16.56	-0.35	-3.91	1.91	2.38
2.40	16.56	16.56	-0.21	0.15	2.40	1.71
2.70	16.56	16.56	-0.14	1.85	2.06	1.02
3.00	16.56	16.56	-0.12	2.15	1.43	0.50
3.30	16.56	16.56	-0.12	1.78	0.83	0.16
3.60	16.56	16.56	-0.13	1.21	0.38	-0.01
3.90	16.56	16.56	-0.14	0.68	0.10	-0.08
4.20	16.56	16.56	-0.15	0.29	-0.04	-0.09
4.50	16.56	16.56	-0.15	0.06	-0.09	-0.07
4.80	16.56	16.56	-0.15	-0.06	-0.08	-0.04
5.10	16.56	16.56	-0.15	-0.10	-0.06	-0.02
5.40	16.56	16.56	-0.14	-0.09	-0.03	-0.01
5.70	16.56	16.56	-0.14	-0.05	-0.01	-0.00
6.00	16.56	16.56	-0.14	-0.01	-0.00	0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 5,58 kN/m
Maximální moment = 2,71 kNm/m
Maximální deformace = 3,6 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 8,37 kN
Maximální moment = 4,06 kNm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,20	-1,4	20,00

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 39,74$ kN/m $\delta = 63,24^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,04$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX/N}$ [kN]
1	49,41	41,88	288,61	175,05	-27,06		271,90	412,39	1237,16

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	20,00	1124,69	Vyhovuje


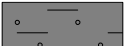
Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1124,69$ kN > 20,00 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

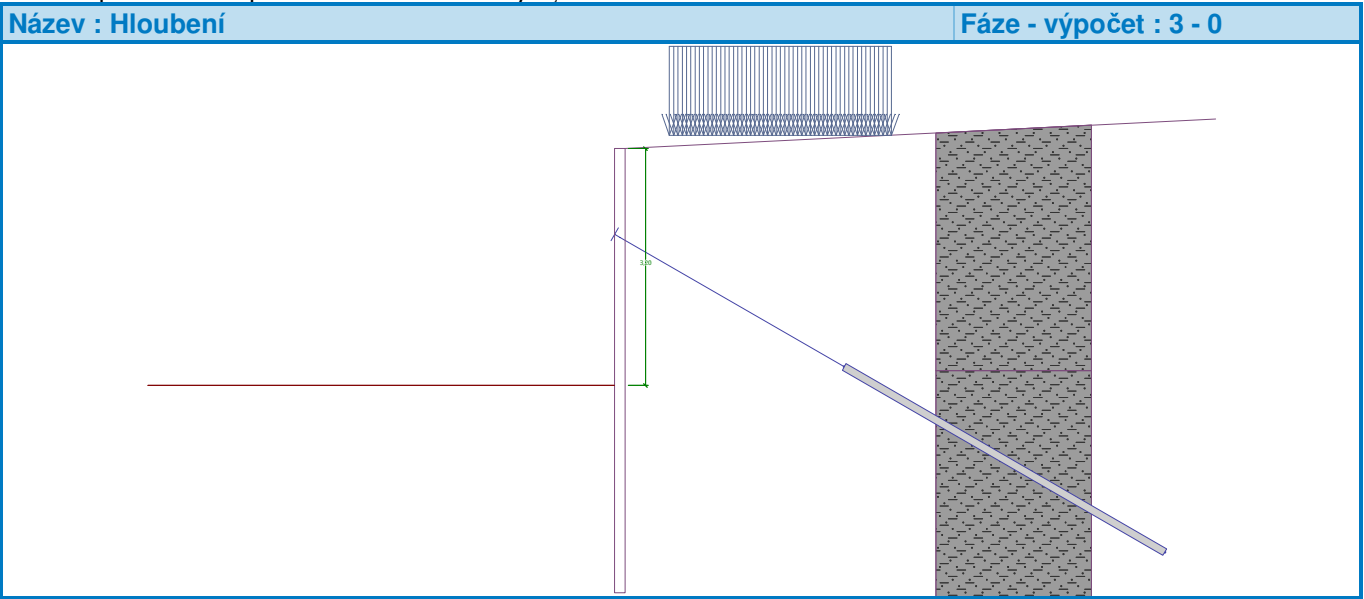
Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	0,00 .. 3,00	Třída F4, konzistence pevná, Sr > 0,8	
2	-	3,00 .. ∞	Třída F4, konzistence pevná, Sr > 0,8	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,20 m.



Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 20,00 (úhel sklonu je 2,86 °).

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	40,00		0,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Doprava

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,20	Kotva č. : 1 (uživatelská)		40,20

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)
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	2.12	83.29
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.12	83.29
0.23	0.00	0.00	0.00	0.85	18.41	94.91
0.28	0.00	0.00	0.00	1.02	20.01	97.18
0.46	0.00	0.00	0.00	1.71	26.62	106.54
0.69	0.00	0.00	0.00	2.56	28.96	118.17
0.92	0.00	0.00	0.00	3.42	31.30	129.80
1.15	0.00	0.00	0.00	4.27	33.64	141.43
1.38	0.00	0.00	0.00	5.12	34.78	153.06
1.62	0.00	0.00	0.00	5.98	35.13	164.69
1.85	0.00	0.00	0.00	6.83	35.56	176.32
2.08	0.00	0.00	0.00	7.68	36.13	187.95
2.31	0.00	0.00	0.00	8.54	36.85	199.58
2.54	0.00	0.00	0.00	9.39	37.73	211.21
2.77	0.00	0.00	0.00	10.25	38.76	222.84
3.00	0.00	0.00	0.00	11.10	39.95	234.47
3.20	0.00	0.00	0.00	11.84	41.08	244.55
3.20	0.00	-0.00	-19.81	2.96	32.46	61.14
3.23	0.00	-0.08	-20.16	2.99	10.31	61.52
3.35	0.00	-0.39	-21.57	3.10	10.51	63.08
3.46	0.00	-0.66	-22.79	3.20	10.67	64.43
3.69	0.00	-1.24	-25.42	3.42	11.06	67.34
3.92	0.00	-1.83	-28.05	3.63	11.47	70.25
4.15	0.00	-2.41	-30.68	3.84	11.90	73.15
4.38	0.00	-2.99	-33.31	4.06	12.35	76.06
4.62	0.00	-3.57	-35.94	4.27	12.81	78.97
4.85	0.00	-4.16	-38.57	4.48	13.29	81.88
5.08	0.00	-4.74	-41.20	4.70	13.78	84.78
5.20	0.00	-5.04	-42.56	4.81	14.04	86.28
5.31	0.00	-5.32	-43.83	4.91	14.28	87.69
5.54	0.00	-5.91	-46.46	5.12	14.79	90.60
5.71	0.00	-6.33	-48.38	5.28	15.17	92.72
5.77	0.00	-6.49	-49.09	5.34	15.31	93.51
6.00	0.00	-7.07	-51.72	5.55	15.84	96.41

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	66.26	-3.40	12.08	0.00	0.00
0.30	0.00	0.00	-3.18	1.11	-1.21	0.37
0.60	0.00	0.00	-2.98	2.22	-1.71	0.80
0.90	0.00	0.00	-2.81	3.33	-2.54	1.43
1.20	0.00	0.00	-2.71	4.44	-3.71	2.36
1.20	0.00	0.00	-2.71	4.44	7.90	2.36

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.50	0.00	0.00	-2.68	5.55	6.40	0.20
1.80	0.00	0.00	-2.66	6.66	4.57	-1.45
2.10	0.00	0.00	-2.58	7.77	2.40	-2.50
2.40	0.00	0.00	-2.40	8.88	-0.09	-2.86
2.70	0.00	0.00	-2.10	9.99	-2.92	-2.41
3.00	0.00	0.00	-1.70	11.10	-6.09	-1.07
3.18	0.00	0.00	-1.43	11.77	-8.15	0.21
3.20	0.00	0.00	-1.39	-16.89	-8.31	0.41
3.30	0.00	0.00	-1.25	-17.89	-6.64	1.13
3.60	16.56	0.00	-0.85	-11.81	-2.19	2.39
3.90	16.56	0.00	-0.55	-7.29	0.63	2.59
4.20	16.56	16.56	-0.36	-2.38	2.13	2.14
4.50	16.56	16.56	-0.25	0.88	2.29	1.45
4.80	16.56	16.56	-0.21	2.10	1.81	0.83
5.10	16.56	16.56	-0.21	2.15	1.15	0.38
5.40	16.56	16.56	-0.22	1.65	0.57	0.13
5.70	16.56	16.56	-0.24	0.96	0.18	0.02
6.00	16.56	16.56	-0.26	0.24	-0.00	0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 8,33 kN/m

Maximální moment = 2,86 kNm/m

Maximální deformace = 3,4 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 12,50 kN

Maximální moment = 4,29 kNm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,20	-2,7	40,20

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky $E_A = 57,16 \text{ kN/m}$ $\delta = 42,82^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,20 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX/N}$ [kN]
1	49,41	41,88	377,57	157,74	-8,80		263,64	363,98	1091,95

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	40,20	992,69	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 992,69 \text{ kN} > 40,20 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

Dimenzace čís. 1**Průběhy vnitřních sil po konstrukci**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-3.59	-3.40	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.30	-3.18	-3.02	-1.21	-0.09	-0.09	0.37
0.60	-2.98	-2.46	-1.71	-0.67	0.07	0.80
0.90	-2.81	-1.91	-2.91	-1.50	0.45	1.43
1.20	-2.71	-1.38	-5.58	-2.66	1.07	2.36
1.20	-2.71	-1.38	-2.66	7.90	1.07	2.36
1.50	-2.68	-0.94	-4.14	6.42	0.23	2.30
1.50	-2.68	-0.93	-4.13	6.40	0.20	2.31
1.50	-2.68	-0.93	-4.11	6.38	0.18	2.32
1.80	-2.66	-0.58	-0.48	4.57	-1.45	2.74
2.10	-2.58	-0.35	1.75	2.40	-2.50	2.51
2.40	-2.40	-0.21	-0.09	2.45	-2.86	1.85
2.70	-2.10	-0.14	-2.92	2.18	-2.41	1.14
3.00	-1.70	-0.12	-6.09	1.56	-1.07	0.58
3.18	-1.43	-0.12	-8.15	1.17	0.21	0.33
3.20	-1.41	-0.12	-8.33	1.14	0.26	0.34
3.20	-1.39	-0.12	-8.31	1.12	0.25	0.41
3.30	-1.25	-0.12	-6.64	0.93	0.16	1.13
3.60	-0.85	-0.13	-2.19	0.45	-0.01	2.39
3.90	-0.55	-0.14	0.10	0.63	-0.08	2.59
4.20	-0.36	-0.15	-0.04	2.13	-0.09	2.14
4.50	-0.25	-0.15	-0.09	2.29	-0.07	1.45
4.80	-0.21	-0.15	-0.09	1.81	-0.05	0.83
5.10	-0.21	-0.15	-0.07	1.15	-0.02	0.38
5.40	-0.22	-0.14	-0.04	0.57	-0.01	0.13
5.70	-0.24	-0.14	-0.01	0.18	-0.00	0.02
6.00	-0.26	-0.14	-0.00	0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -3,6 mm
 Minimální deformace = -0,1 mm
 Maximální ohybový moment = 2,75 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -2,86 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 8,33 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 4,29 \text{ kNm}; \quad Q = 0,14 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 12,50 \text{ kN}; \quad M = 0,51 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:**Posouzení ohybu:**

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,085 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 16,49$ MPaSmykové napětí $\tau_{Ed} = 0,14$ MPaPosudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,005 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,010 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,107 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 1,96$ MPaSmykové napětí $\tau_{Ed} = 12,73$ MPaPosudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,009 \leq 1$ **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****Posouzení převázky č. 1****Vstupní data**

Ocel konstrukční: S 235

Průřez : 2 x U(UPN) 140

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : bodové

Vzdálenost podpor : 1,50 m

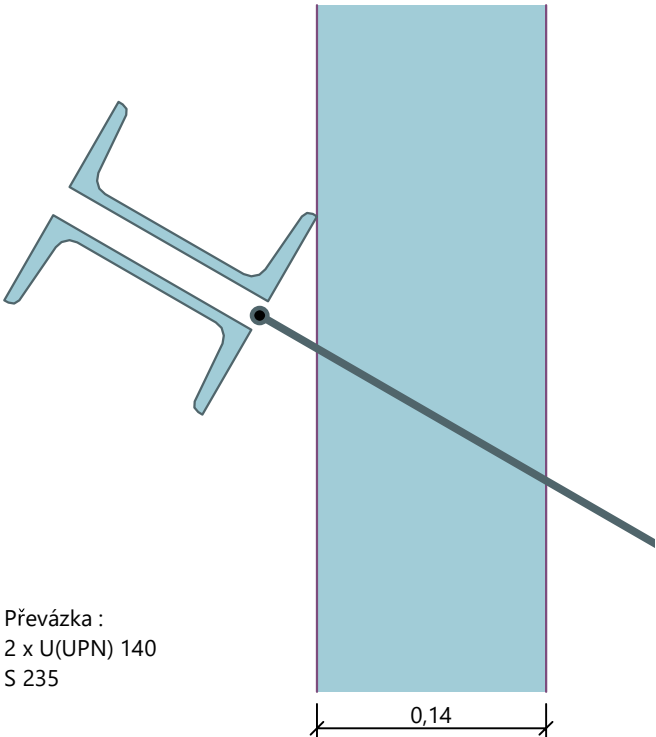
Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 složený profil $M_{max} = 15,08$ kNm; $Q = 20,10$ kN $Q_{max} = 20,10$ kN; $M = 15,08$ kNm**Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:****Posouzení ohybu:** $M_{max}/M_{c,Rd} = 0,371 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,090 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 74,76$ MPaSmykové napětí $\tau_{Ed} = 9,26$ MPaPosudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,106 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,371 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,090 \leq 1$ **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 74,76$ MPaSmykové napětí $\tau_{Ed} = 9,26$ MPaPosudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,106 \leq 1$ **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE**

Schéma převázky



Celkové posouzení únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	3	1,20	40,20	197,92	407,24	248,26	Vyhovuje (20,31 %)

Maximálně využita je kotva č. 1. (Fáze 3; z = 1,20 m)

Využití je 20,31 %

Únosnost kotev VYHOVUJE