



	HG partner s.r.o. Smetanova 200, 250 82 Úvaly www.hgpartner.cz	Tel/fax: 246 082 015 777/161 198 email: vrzak@hgpartner.cz	Paré č.:	
Investor: Povodí Ohře, státní podnik, Bezručova 4219, 430 03 Chomutov			Počet A4:	45
Odpovědný projektant:	Ing. Jaroslav Vrzák		Datum:	04/2018
Vypracoval:	Ing. Bořek Procházka		Změna:	-
Akce:	Kamenickošenovský potok v Kamenickém Šenově - nad železničním viaduktem		Stupeň:	DSJ
			Č. zakázky:	H-17/029
Název části:	DOKUMENTACE OBJEKTŮ		Část:	D
Příloha:	STATICKÉ VÝPOČTY		Měřítko:	Č. přílohy:
			-	D.8

D.8 Statické výpočty (Dokumentace stavebního nebo inženýrského objektu)

Obsah:

D.8.1.	Úvod.....	2
D.8.2.	Normy, literatura, použitý sw	2
D.8.3.	Geologické poměry	2
D.8.4.	Statické výpočty opěrných zdí.....	3
D.8.4.1.	Geotechnické parametry zemin	3
D.8.4.2.	Nastavení výpočtů	3
D.8.4.3.	Statické výpočty LB opěrné zdi SO 05 (PF 7, vzorový řez F/G)	4
D.8.4.4.	Statické výpočty LB opěrné zdi SO 05 (PF 9 - 10, vzorový řez M)	9
D.8.4.5.	Statické výpočty LB opěrné zdi SO 06 (PF 13, vzorový řez G).....	13
D.8.4.6.	Statické výpočty PB opěrné zdi SO 08 (PF 10, vzorový řez K).....	18
D.8.4.7.	Statické výpočty PB opěrné zdi skluzu SO 11 (PF 15).....	23
D.8.5.	Statické výpočty lávky	28
D.8.5.1.	Nastavení a postup výpočtů.....	28
D.8.5.2.	Popis navržené konstrukce	28
D.8.5.3.	Výpočet dřevěných roznášecích trámů 100/100	29
D.8.5.4.	Výpočet ocelových nosníků U100 (příčníky).....	33
D.8.5.5.	Výpočet ocelových nosníků U200 (hlavní nosníky)	36
D.8.5.6.	Výpočet pravobřežní opěry lávky	40
D.8.6.	Závěr	45

D.8.1. Úvod

Obsahem statického výpočtu je posouzení konstrukcí opěrných zdí a lávky, řešených v rámci akce „Kamenickošenovský potok v Kamenickém Šenově - nad železničním viaduktem“.

Lokalita se nachází v Libereckém kraji, v intravilánu města Kamenický Šenov, v severní části města, podél ulice Pobřežní. Dotčený úsek začíná na návodní straně železničního viaduktu u čp. 370, končí u mostku u čp. 308. Celková délka úseku toku dotčeného stavbou je cca 127 m.

Předmětem stavby je oprava a rekonstrukce stávajícího opevnění, které je svým stavem za hranicí životnosti. Poškozené nábrežní zdi budou rekonstruovány ve formě zdí z lomového kamene na cementovou maltu, u technicky vyhovujících zdí bude doplněno odvodnění a u betonové zdi je navržena sanace líce a doplnění kamenné předpaty. Ve dně je navržena obnova opevnění dna kamennou dlažbou na sucho, která je doplněna příčnými dřevěnými prahy. Součástí stavby je rekonstrukce skluzu a demontáž a obnova přístavby domu. Většina konstrukcí je zakládána na odhaleném skalním podloží, které ve velká části toku vystupuje až na úroveň dna koryta.

Posouzení bylo provedeno v řezech charakteristických jednak tvarem navržených konstrukcí, maximální výškou, případně zatížením terénu za rubem konstrukce. Kromě opěrné zdi byla posouzena i nová konstrukce lávky pro pěší, s nosnou konstrukcí z OK a mostovkou z dřevěných desek a trámů.

D.8.2. Normy, literatura, použitý sw

ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1995	Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN EN 1996	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
Geo5 2018	geotechnický software (FINE), modul Tížná zeď
FIN EC 2018	software pro statické výpočty (FINE), modul FIN 2D

D.8.3. Geologické poměry

V rámci projektové přípravy byl na lokalitě stavby realizován stavebně-technický průzkum, zahrnující mj. i kopané sondy za rubem stávajících opěrných zdí, s cílem ověřit tvary a rozměry stávajících konstrukcí a určit charakter zásypů zdí. V rámci průzkumu byla provedeny rešerše archivních podkladů.

Geologické podloží širšího území tvoří terciární vulkanické horniny Českého středohoří, především čediče, ale i tufy. Severně a severovýchodně od zájmového území vystupují mělce k terénu naopak druhohorní křídové sedimenty české křídové pánve, a to slíny, slínovce a

pískovce. Posledně jmenované horniny tvoří přímé kontaktní podloží opěrných konstrukcí řešené stavby, kdy jsou patrné ve výchozech ve dně vodoteče.

Zásypy za rubem zdí tvoří nesourodé navážky charakteru hlinitopísčité zeminy se škvárou, drobnými úlomky hornin, nebo i většími kameny.

Hladinu podzemní vody lze při provádění stavebních prací očekávat ve výši odpovídající hladině v korytě toku, která je místní erozní bází, k níž se podzemní vody odvodňují.

Uvedené předpoklady projektu je nutno při realizaci ověřit. V případě zjištěných odlišností je nutno informovat projektanta, ten rozhodne o případných úpravách dimenzí konstrukcí. Změny, které by mohly ovlivnit cenu realizace, musí stavba projednat s investorem.

D.8.4. Statické výpočty opěrných zdí

D.8.4.1. *Geotechnické parametry zemín*

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Navážka - hlinitopísčitá zemina, tuhé konz.		24,00	12,00	18,00	9,00	12,00
2	Pískovec navětralý		33,00	15,00	23,00	13,50	20,00
3	Kamenný zához-dno		40,00	0,00	22,00	12,50	27,00

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

D.8.4.2. *Nastavení výpočtů*

Výpočty opěrných zdí byly provedeny dle ČSN EN 1997 Eurokód 7 v charakteristických řezech v úseku rekonstrukce vodoteče. Posouzení opěrných zdí bylo provedeno v programu Geo5 2018, Tízná zeď. Pro výpočet zdí byl zvolen návrhový přístup 2 – redukce zatížení a odporu. Pro posouzení celkové stability byl zvolen návrhový přístup 3 – redukce GEO, STR a materiálu. Návrhová situace je uvažována jako trvalá.

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Dovolená excentricita : 0,333
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 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 odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	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 [-]	

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25 [-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]	

D.8.4.3. Statické výpočty LB opěrné zdi SO 05 (PF 7, vzorový řez F/G)

Navržena je opěrná zeď z lomového kamene (materiál čedič) zděného na MC, viz vzorový příčný řez F resp. G. Šířka zdi v koruně je 0,50 m s tím, že 0,4 m pod korunou zdi se zeď ze statických důvodů na rubu rozšiřuje krátkým náběhem o 0,1 m. Maximální výška zdi je 2,80 m (příčný řez PF 7), sklon líce zdi je 8:1. Zeď nemá přední výstupek na líci základu. Založení se předpokládá přímo na skalním podloží přibližně v úrovni dna. Vodorovná únosnost zdi v základové spáře bude posílena smykovými trny z nerezové oceli 1.4571 (Ø18 mm, á 1,0 m ode sebe). Šířka základové spáry je max. 0,94 m. Základová spára zdi je vodorovná. Odvodnění rubu zdi je navrženo prostřednictvím příčných odvodňovačů z tr. PE DN 80 á 3,00 m, umístěných ve výšce 0,50 – 0,80 m nad dnem vodoteče (dle celkové výšky zdi).

V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou 2,5 kN.m⁻². Proměnné pásové přetížení v pruhu š. 10,00 m (parkovací stání + komunikace) má hodnotu 10 kN.m⁻².

Výkop pro zeď bude zajištěn dřevěným příložným pažením s rozepřením. V případě předezdívání nové zdi před líc staré nebude pažení výkopu nutné.

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Kamenné zdivo : Kategorie I

Původ malty : Předpisová

Pevnost zdiva $f_b = 50,00 \text{ MPa}$

Pevnost malty $f_m = 10,00 \text{ MPa}$

Parametry

Tlaková pevnost $f_k = 13,88 \text{ MPa}$

Smyková pevnost $f_{vko} = 0,10 \text{ MPa}$

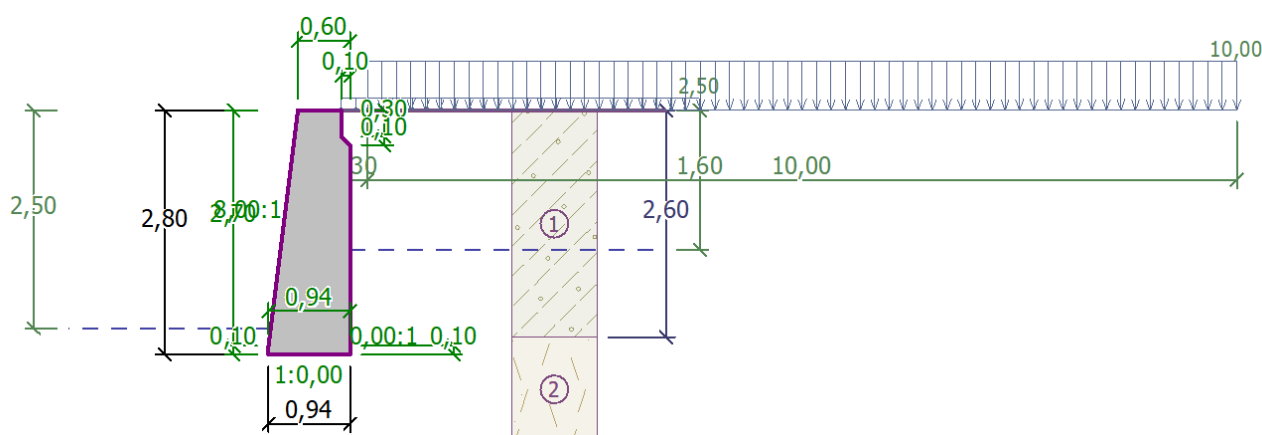
Pevnost v tahu za ohybu $f_{xk} = 0,10 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel $\gamma_M = 2,20$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,60	Hlinitopísčítá zemina, tuhé konz.	
2	-	Pískovec navětralý	

Geometrie konstrukce



Plocha řezu zdi = 2,13 m².

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 2,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
1	Ano		proměnné	2,50			na terénu

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
2	Ano		proměnné	10,00	0,30	10,00	na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zdi**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	-1,34	50,57	0,54	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,48	0,05	0,87	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,06	-0,26	0,01	0,94	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	6,75	-0,42	0,00	0,84	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-4,22	0,62	1,350	1,350	1,000
Přít.1 - celopl.	0,30	-0,37	0,78	0,92	0,000	0,000	1,500
Přít.2 - pásové	3,49	-0,70	2,25	0,93	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 21,84$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 11,08$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 39,53$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 14,43$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 73,91 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	0,28	68,68	12,50	0,004	73,91
2	3,16	48,32	14,43	0,070	59,89

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,99	49,45	10,60
2	1,22	48,67	10,30

Posouzení plošného základu**Založení****Typ základu: základový pas**Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m³**Zatížení**

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	67,28	-0,97	-12,50
2	ZS 2	Návrhové	46,91	1,71	-14,43

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
3	ZS 3	Užitné	48,04	-0,07	-10,60
4	ZS 4	Užitné	47,26	0,19	-10,30

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	73,91	494,76	14,94	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	73,91	494,76	14,94	Ano
ZS 2	Ano	-0,07	0,00	59,89	353,62	16,94	Ano
ZS 2	Ne	-0,07	0,00	59,89	353,62	16,94	Ano
ZS 3	Ano	-0,02	0,00	55,09	223,16	24,68	Ano
ZS 3	Ne	-0,02	0,00	55,09	223,16	24,68	Ano
ZS 4	Ano	-0,03	0,00	54,85	224,28	24,46	Ano
ZS 4	Ne	-0,03	0,00	54,85	224,28	24,46	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 1,41 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$ **Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (ZS 3)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,65 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 5,25 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 223,16 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 73,91 \text{ kPa}$ **Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,070 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,070 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 43,48 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 14,43 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****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.

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

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

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 90,00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky poddajný ($\kappa=0,40$)Základ je ve směru šířky poddajný ($\kappa=0,33$)

Posouzení excentricity zatíženíMax. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,027 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,027 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 0,2 mm

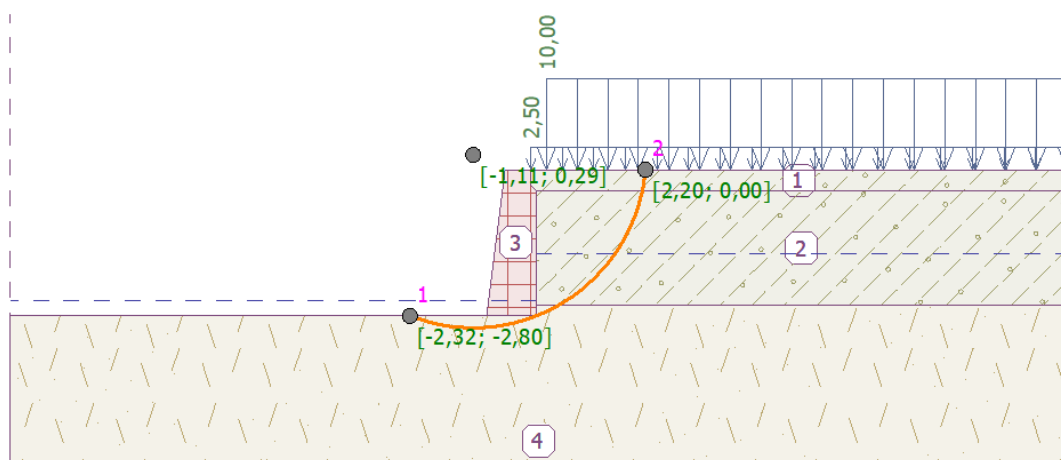
Hloubka deformační zóny = 1,44 m

Natočení ve směru šířky = $0,042$ ($\tan \cdot 1000$); ($2,4E-03^\circ$)**Dimenzace zdi****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.- zed'	0,00	-1,10	44,13	0,51	1,000	1,350	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,08	0,05	0,83	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	0,00	-2,40	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	3,20	-0,27	0,00	0,80	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-2,40	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	0,12	-0,09	0,70	0,88	0,000	1,500	1,500
Přít.2 - pásové	2,75	-0,41	1,92	0,89	1,500	1,500	1,500

Posouzení zdi v pracovní spáře 2,40 m od koruny zdiVýška průřezu $h = 0,90$ mPosouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 49,46$ kN/m $> 8,62$ kN/m $= V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 5347,97$ kN/m $> 47,05$ kN/m $= N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 21,00$ kNm/m $> 1,24$ kNm/m $= M_{Ed}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výpočet****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,11 [m]	Úhly :	α_1 =	-21,45 [°]
	z =	0,29 [m]		α_2 =	84,99 [°]
Poloměr :	R =	3,32 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

**Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil : $F_a = 84,45$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 131,00 \text{ kN/m}$
 Moment sesouvající : $M_a = 280,38 \text{ kNm/m}$
 Moment vzdorující : $M_p = 434,90 \text{ kNm/m}$
 Využití : 64,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

D.8.4.4. Statické výpočty LB opěrné zdi SO 05 (PF 9 - 10, vzorový řez M)

Navržena je opěrná zeď ze železobetonu, představená před stávající kamennou zdí, viz vzorový příčný řez M. Šířka dříku zdi je 0,3 – 0,4 m, podle sklonu líce stávající zdi. Maximální výška zdi nad dnem vodoteče je 2,60 m (staničení km 0,065), sklon líce zdi je 8:1. Základ zdi má přední výstupek před líc dříku. Založení se předpokládá přímo na skalním podloží v hloubce max. 0,6 m pod dnem vodoteče. Vodorovná únosnost zdi v základové spáře bude posílena smykovými trny z nerezové oceli 1.4571 ($\varnothing 18 \text{ mm}$, á 1,0 m ode sebe). Šířka základové spáry je max. 0,7 m. Základová spára zdi je vodorovná. Odvodnění rubu zdi je navrženo prostřednictvím příčných odvodňovačů z tr. PE DN 80 á 3,00 m, umístěných ve výšce 0,50 – 0,80 m nad dnem vodoteče (dle celkové výšky zdi).

Ve výpočtu je modelován příčný řez ve staničení km 0,065 s největší výškou zdi. V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$. Stálé pásové přitížení stávající ponechanou opěrnou zdí jako základem přilehlého RD působí za rubem nové zdi v pruhu š. 1,0 m v úrovni dna vodoteče a má hodnotu 75 kN.m^{-2} .

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

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

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



$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	Hlinitopísčitá zemina, tuhé konz.	
2	-	Pískovec navětralý	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

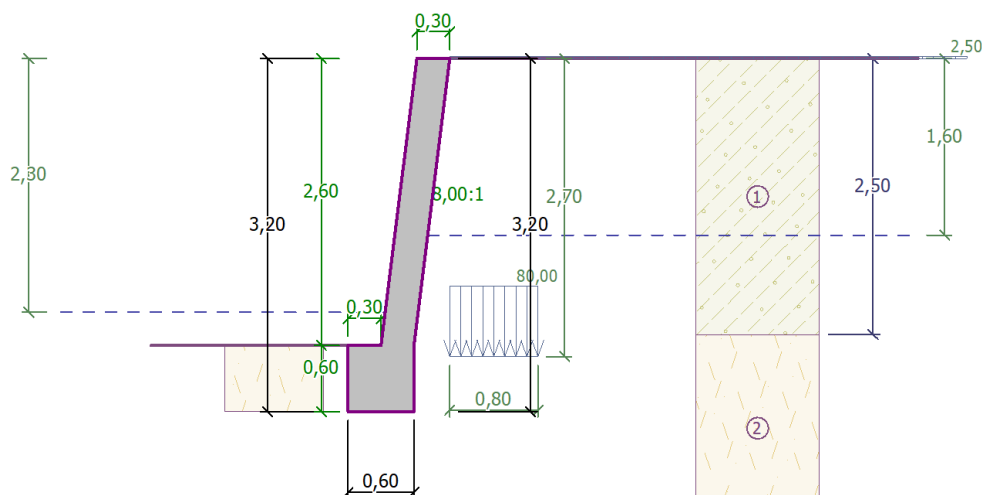
Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1,60 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,30 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Geometrie konstrukce



Plocha řezu zdi = 1,14 m².

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
1	Ano		proměnné	2,50			na terénu
2	Ano		stálé	80,00	0,00	0,80	2,70

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zdi

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.- zed'	0,00	-1,60	21,72	0,55	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,85	-0,20	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	0,00	-3,20	0,00	0,93	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	5,60	-0,83	-0,52	0,65	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	-3,20	0,00	0,93	1,350	1,350	1,000
Přít.1 - celopl.	0,01	-0,02	0,33	0,69	0,000	0,000	1,500
Přít.2 - pásové	8,88	-0,23	3,35	0,60	1,350	1,350	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlacení

Moment vzdorující $M_{res} = 10,16$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 8,91$ kNm/m

Zed' na překlacení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 20,76$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 18,70$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 61,29 kPa

Únosnost základové pudy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-1,82	32,64	13,65	0,000	54,40
2	2,34	25,54	18,70	0,153	61,29

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	0,15	24,87	13,64
2	0,28	24,55	13,63

Posouzení plošného základu**Vstupní data****Typ základu: základový pas**Hloubka od původního terénu $h_z = 3,20$ mHloubka základové spáry $d = 0,60$ mTloušťka základu $t = 0,60$ mSklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$ Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$ Objemová tíha zeminy nad základem = $23,00 \text{ kN/m}^3$ **Zatížení**

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	27,96	-8,19	-13,65
2	ZS 2	Návrhové	20,86	-8,88	-18,70
3	ZS 3	Užitné	20,19	-8,04	-13,64
4	ZS 4	Užitné	19,87	-7,90	-13,63

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	0,00	0,00	54,40	322,13	16,89	Ano
ZS 1	Ne	0,00	0,00	54,40	322,13	16,89	Ano
ZS 2	Ano	-0,09	0,00	61,29	124,33	49,30	Ano
ZS 2	Ne	-0,09	0,00	61,29	124,33	49,30	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 4,68 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$ **Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,06$ mDosah smykové plochy $l_{sp} = 3,36$ mVýpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 124,33 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 61,29 \text{ kPa}$ **Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,153 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,153 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 20,76 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 18,70 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****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.

Sednutí středu délkové hrany = 3,5 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 7,5 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 7,1 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 1,67 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=19800,00$)Základ je ve směru šířky tuhý ($k=4276,80$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,019 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,019 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 8,3 mm

Hloubka deformační zóny = 1,24 m

Natočení ve směru šířky = 1,006 ($\tan \cdot 1000$); ($5,8E-02^\circ$)**Dimenzace zdi****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,36	17,04	0,32	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	33,80	-0,91	0,00	0,62	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	3,50	-0,43	-0,44	0,35	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-2,60	0,00	0,62	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	3,82	-1,31	0,00	0,62	1,500	0,000	1,500
Přít.2 - pásové	0,00	-2,60	0,00	0,62	1,000	1,000	1,000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 12,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,23 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy $x = 0,02 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{max}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 123,02 \text{ kN} > 56,08 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = 58,48 \text{ kNm} > 50,81 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Výpočet

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,79 [m]	Úhly :	α_1 =	-45,55 [°]
	z =	0,04 [m]		α_2 =	89,39 [°]
Poloměr :	R =	3,77 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 140,88 \text{ kN/m}$

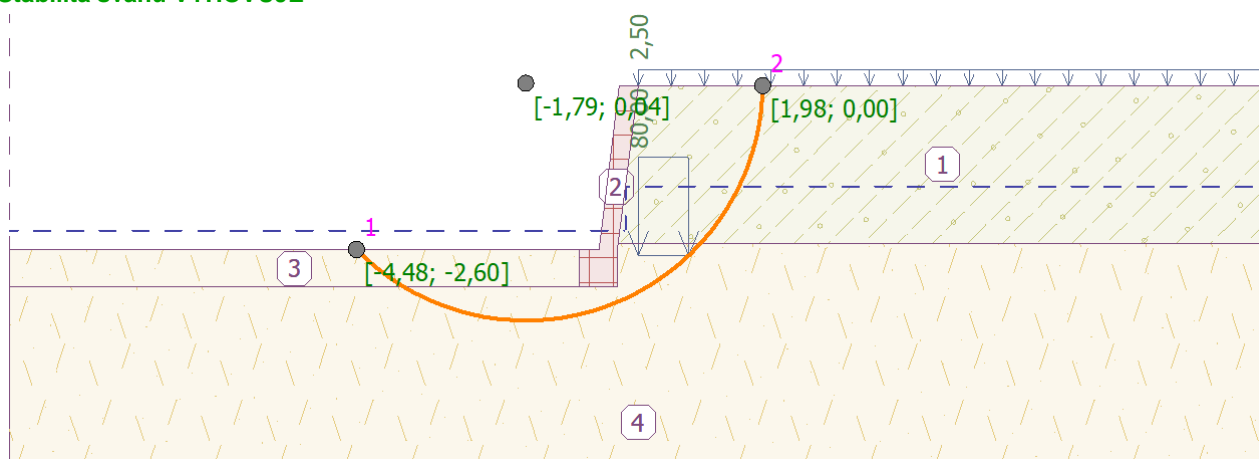
Sumace pasivních sil : $F_D = 272,01 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 531,11 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 932,25 \text{ kNm/m}$

Využití : 57,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



D.8.4.5. Statické výpočty LB opěrné zdi SO 06 (PF 13, vzorový řez G)

Navržena je opěrná zeď z lomového kamene (materiál čedič) zděného na MC, viz vzorový příčný řez G. Šířka zdi v koruně je 0,50 m s tím, že 0,4 m pod korunou zdi se zeď ze statických důvodů na rubu rozšiřuje krátkým náběhem o 0,1 m. Maximální výška zdi je 2,80 m (příčný řez PF 9), sklon líce zdi je 8:1. Zeď nemá přední výstupek na líci základu. Založení se předpokládá přímo na skalním podloží přibližně v úrovni dna. Vodorovná únosnost zdi v základové spáře bude posílena smykovými trny z nerezové oceli 1.4571 (Ø18 mm, á 1,0 m ode sebe). Šířka základové spáry je max. 0,94 m. Základová spára zdi je vodorovná. Odvodnění rubu zdi je navrženo prostřednictvím příčných odvodňovačů z tr. PE DN 80 á 3,00 m, umístěných ve výšce 0,50 – 0,80 m nad dnem vodoteče (dle celkové výšky zdi).

V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$. Proměnné pásové přitížení v pruhu š. 3,5 m (bazén) má hodnotu 10 kN.m^{-2} .

Výkop pro zeď bude zajištěn dřevěným příložným pažením s rozepřením.

Posouzení zdi

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	-1,34	50,57	0,54	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,48	0,05	0,87	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,01	-0,13	0,00	0,94	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	9,35	-0,48	0,00	0,84	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-5,16	0,62	1,350	1,350	1,000
Přít.1 - celopl.	0,21	-0,23	0,78	0,92	0,000	0,000	1,500
Přít.2 - pásové	3,12	-0,60	2,11	0,93	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 21,70$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 13,29$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 37,60$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 17,32$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 74,98 kPa

Únosnost základové spáry

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1,25	67,52	14,36	0,020	74,98
2	4,86	46,83	17,32	0,111	64,17

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	2,24	48,36	12,69
2	2,54	47,58	12,49

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2,80$ m

Hloubka základové spáry $d = 0,00$ m

Tloušťka základu $t = 0,10$ m

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m³

Zatížení

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	66,11	-0,18	-14,36
2	ZS 2	Návrhové	45,42	3,13	-17,32
3	ZS 3	Užitné	46,95	0,97	-12,69

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
4	ZS 4	Užitné	46,17	1,29	-12,49

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,02	0,00	74,98	455,25	16,47	Ano
ZS 1	Ne	-0,02	0,00	74,98	455,25	16,47	Ano
ZS 2	Ano	-0,10	0,00	64,17	280,17	22,90	Ano
ZS 2	Ne	-0,10	0,00	64,17	280,17	22,90	Ano
ZS 3	Ano	-0,05	0,00	57,24	194,65	29,41	Ano
ZS 3	Ne	-0,05	0,00	57,24	194,65	29,41	Ano
ZS 4	Ano	-0,05	0,00	57,28	194,15	29,50	Ano
ZS 4	Ne	-0,05	0,00	57,28	194,15	29,50	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 1,41$ kN/mSpočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m**Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (ZS 4)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,65$ mDosah smykové plochy $l_{sp} = 5,25$ mVýpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 194,15$ kPaExtrémní kontaktní napětí $\sigma = 74,98$ kPa**Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,111 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,111 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 41,36$ kNExtrémní horizontální síla $H = 17,32$ kN**Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****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.

Sednutí středu délkové hrany $= 0,0$ mmSednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,1$ mmSednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,0$ mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 90,00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,40$)Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,33$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,057 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,057 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 0,2 mm

Hloubka deformační zóny = 1,42 m

Natočení ve směru šířky = 0,086 ($\tan^{-1} 1000$); ($4,9 \cdot 10^{-3}^\circ$)**Dimenzace zdi****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	-1,10	44,13	0,51	1,000	1,350	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,08	0,05	0,83	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	0,00	-2,40	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	5,00	-0,33	0,00	0,80	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-2,40	0,00	0,80	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	0,01	-0,02	0,70	0,88	0,000	1,500	1,500
Přít.2 - pásové	2,09	-0,38	1,81	0,89	0,000	1,500	1,500

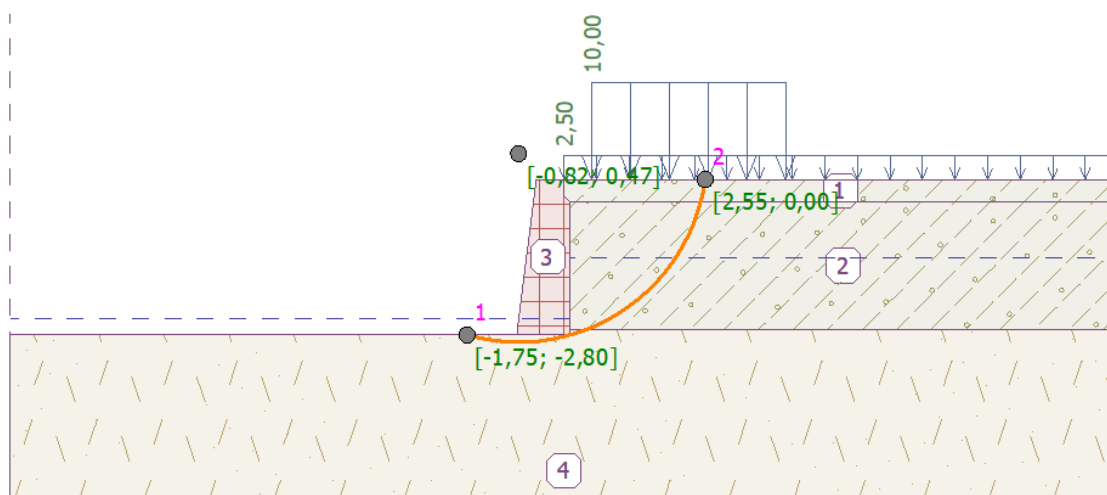
Posouzení zdi v pracovní spáře 2,40 m od koruny zdiVýška průřezu $h = 0,90 \text{ m}$ Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{\text{Rd}} = 49,46 \text{ kN/m} > 8,62 \text{ kN/m} = V_{\text{Ed}}$ Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{\text{Rd}} = 5347,97 \text{ kN/m} > 47,05 \text{ kN/m} = N_{\text{Ed}}$ Moment na mezi únosnosti $M_{\text{Rd}} = 21,00 \text{ kNm/m} > 1,24 \text{ kNm/m} = M_{\text{Ed}}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Výpočet****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy						
Střed :	x =	-0,82 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-15,90 [°]	
	z =	0,47 [m]		$\alpha_2 =$	82,05 [°]	
Poloměr :	R =	3,40 [m]				
Smyková plocha po optimalizaci.						

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 84,56 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil : $F_p = 126,80 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající : $M_a = 287,49 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující : $M_p = 431,12 \text{ kNm/m}$

Využití : 66,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



D.8.4.6. Statické výpočty PB opěrné zdi SO 08 (PF 10, vzorový řez K)

Navržena je opěrná zeď z lomového kamene (materiál čedič) zděného na MC, viz vzorový příčný řez K. Šířka zdi v koruně je 0,50 m (ŽB římsa) s tím, že 0,3 m pod korunou zdi se zeď ze statických důvodů na rubu rozšiřuje náběhem o 0,74 m. Maximální výška zdi je 3,71 m (příčný řez PF 10), sklon líce zdi je 10:1. Zeď nemá přední výstupek na líci základu. Založení se předpokládá přímo na skalním podloží v úrovni cca 0,5 m pod dnem. Vodorovná únosnost zdi v základové spáře bude posílena smykovými trny z nerezové oceli 1.4571 (ø18 mm, 2 ks/bm zdi). Šířka základové spáry je max. 1,54 m. Základová spára zdi je vodorovná. Odvodnění rubu zdi je navrženo prostřednictvím příčných odvodňovačů z tr. PE DN 80 á 3,00 m, umístěných ve výšce 0,50 – 0,80 m nad dnem vodoteče (dle celkové výšky zdi).

V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$.

Výkop pro zeď bude zajištěn dřevěným příložným pažením s rozepřením.

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Kamenné zdivo : Kategorie I

Původ malty : Předpisová

Pevnost zdiva $f_b = 50,00 \text{ MPa}$

Pevnost malty $f_m = 10,00 \text{ MPa}$

Parametry

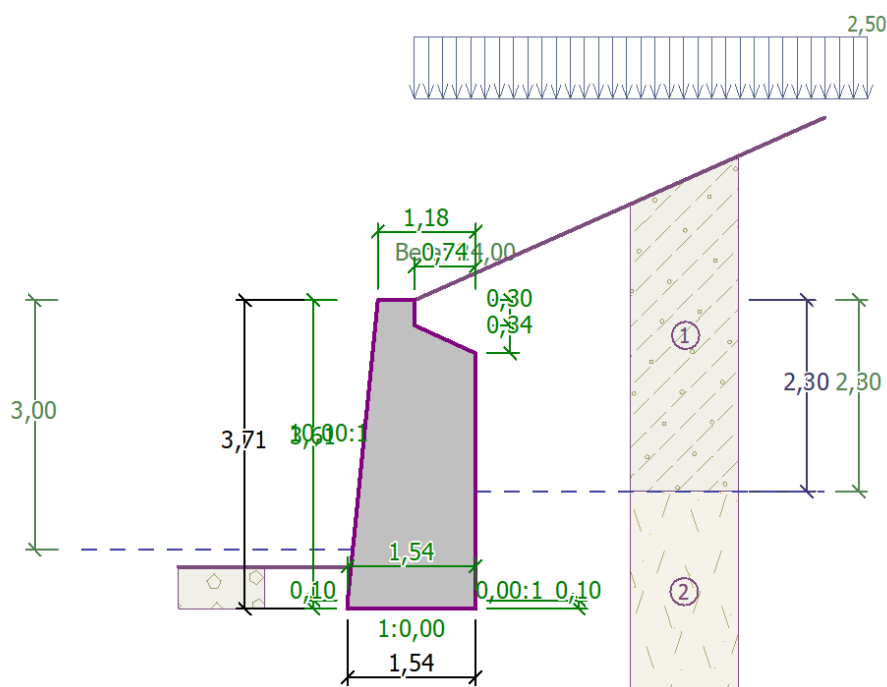
Tlaková pevnost $f_k = 13,88 \text{ MPa}$

Smyková pevnost $f_{vko} = 0,10 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu $f_{xk} = 0,10 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel $\gamma_M = 2,20$

Geometrie konstrukce



Plocha řezu zdi = 4,72 m².

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,30	Hlinitopísčítá zemina, tuhé konz.	
2	-	Pískovec navětralý	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,25 (úhel sklonu je 24,00 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,30 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
1	Ano		proměnné	2,50			na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Kamenný zához-dno

Výška zeminy před zdí

$$h = 0,50 \text{ m}$$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zdi

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.- zedř	0,00	-1,78	107,19	0,83	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,56	-0,17	0,10	0,01	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,56	8,45	1,24	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	24,19	-1,58	6,08	1,54	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	7,42	-0,55	0,00	1,54	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-5,39	1,03	1,350	1,350	1,000
Přít. 1 - celopl.	4,88	-1,93	2,06	1,54	1,500	1,500	1,500
Přít. 1 - celopl.	0,00	-3,87	1,85	1,17	0,000	0,000	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 83,59 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 78,58 \text{ kNm/m}$

Zedř na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 79,46 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 49,44 \text{ kN/m}$

Zedř na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEDř VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 186,49 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	35,39	162,80	38,18	0,141	147,16
2	53,82	119,76	49,44	0,292	186,49

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	35,53	120,34	35,94
2	36,27	118,49	35,94

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 3,71 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 0,50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 0,10 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m³

Zatížení

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	153,57	31,57	-38,18
2	ZS 2	Návrhové	110,53	48,88	-49,44
3	ZS 3	Užitné	111,11	31,93	-35,94

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
4	ZS 4	Užitné	109,26	32,67	-35,94

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,22	0,00	147,48	591,70	24,92	Ano
ZS 1	Ne	-0,22	0,00	147,48	591,70	24,92	Ano
ZS 2	Ano	-0,45	0,00	186,14	326,59	57,00	Ano
ZS 2	Ne	-0,45	0,00	186,14	326,59	57,00	Ano
ZS 3	Ano	-0,29	0,00	126,83	242,78	52,24	Ano
ZS 3	Ne	-0,29	0,00	126,83	242,78	52,24	Ano
ZS 4	Ano	-0,30	0,00	127,78	238,97	53,47	Ano
ZS 4	Ne	-0,30	0,00	127,78	238,97	53,47	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 2,31 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 7,49 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} = 2,72 mDosah smykové plochy l_{sp} = 8,63 mVýpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 326,59 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 186,49 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,290 < 0,333Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000 < 0,333Max. prostorová excentricita e_t = 0,290 < 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} = 87,84 kN

Extrémní horizontální síla H = 49,44 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE**Únosnost základu VYHOVUJE****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ₁ (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Sednutí středu délkové hrany = 0,1 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,4 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,0 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 90,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,09$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,33$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,198 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,198 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 0,5 mm

Hloubka deformační zóny = 2,07 m

Natočení ve směru šířky = 0,296 ($\tan \cdot 1000$); ($1,7E-02^\circ$)

Dimenzace zdi**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.- zedř	0,00	-1,45	95,52	0,80	1,000	1,350	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,05	8,45	1,20	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	20,96	-1,28	4,91	1,50	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	3,85	-0,31	0,00	1,50	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-3,20	0,00	0,76	1,000	1,000	1,000
Přít. 1 - celopl.	4,47	-1,58	1,90	1,50	1,500	1,500	1,500
Přít. 1 - celopl.	0,00	-3,36	1,85	1,13	0,000	1,500	0,000

Posouzení zdi v pracovní spáře 3,20 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 1,50 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 84,15 \text{ kN/m} > 40,19 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 5811,12 \text{ kN/m} > 113,46 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 84,08 \text{ kNm/m} > 32,86 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE**Výpočet stability svahu****Výpočet****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,84 [m]	Úhly :	α_1 =	-18,11 [°]
	z =	8,50 [m]		α_2 =	72,88 [°]
Poloměr :	R =	12,32 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 363,80 \text{ kN/m}$

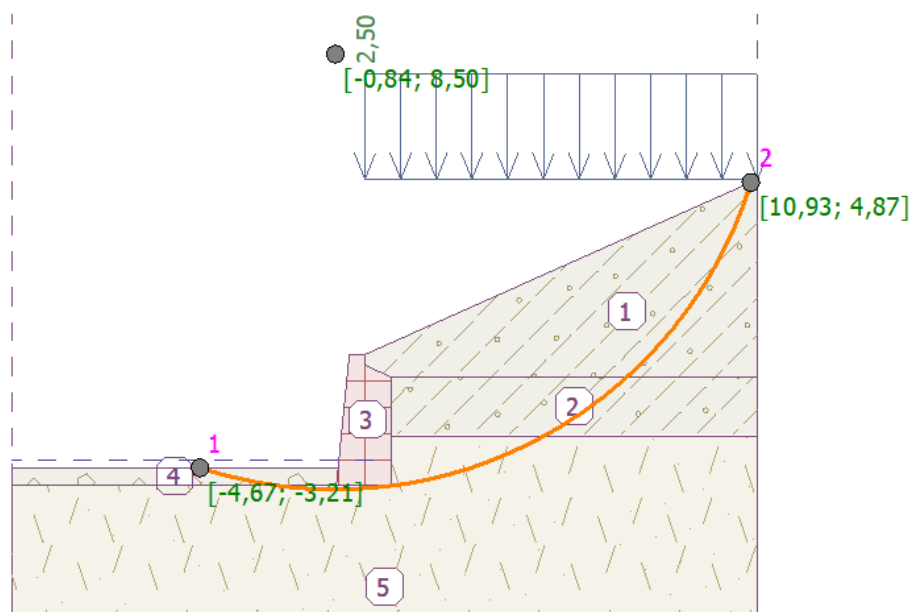
Sumace pasivních sil : $F_p = 550,48 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 4482,06 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 6781,91 \text{ kNm/m}$

Využití : 66,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



D.8.4.7. Statické výpočty PB opěrné zdi skluzu SO 11 (PF 15)

Navržena je opěrná zeď z lomového kamene (materiál čedič) zděného na MC, viz výkres skluzu. Šířka zdi v koruně je 0,60 m (ŽB římsa) s tím, že 0,3 m pod korunou zdi se zeď ze statických důvodů na rubu rozšiřuje náběhem o 0,74 m. Maximální výška zdi je 2,39 m, sklon líce dřívku zdi je 8:1. Zeď nemá přední výstupek na líci základu. Založení se předpokládá na skalním podloží v úrovni cca 0,35 m až 1,35 m pod dnem. Šířka základové spáry je max. 0,74 m. Základová spára zdi je vodorovná. Odvodnění rubu zdi je navrženo prostřednictvím příčných odvodňovačů z tr. PE DN 80 á 3,00 m, umístěných ve výšce 0,30 m nad dnem vodoteče (dle celkové výšky zdi).

V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$.

Výkop pro zeď bude zajištěn dřevěným příložným pažením s rozepřením.

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Kamenné zdivo : Kategorie I

Původ malty : Předpisová

Pevnost zdiva $f_b = 50,00 \text{ MPa}$

Pevnost malty $f_m = 10,00 \text{ MPa}$

Parametry

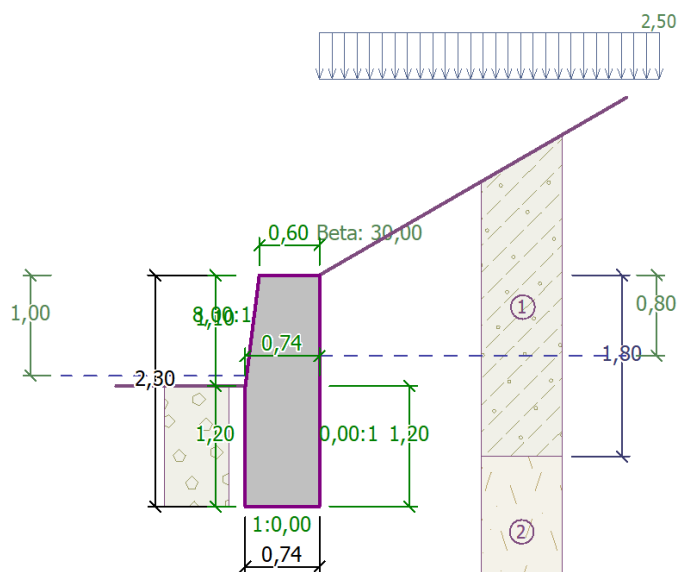
Tlaková pevnost $f_k = 13,88 \text{ MPa}$

Smyková pevnost $f_{vko} = 0,10 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu $f_{xk} = 0,10 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel $\gamma_M = 2,20$

Geometrie konstrukce



Plocha řezu zdi = 1,62 m².

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,80	Hlinitopísčité zemina, tuhé konz.	
2	-	Pískovec navětralý	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 1,73 (úhel sklonu je 30,00 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,80 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 1,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
1	Ano		proměnné	2,50			na terénu

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce: klidový

Zemina na lici konstrukce - Kamenný zához-dno

Výška zeminy před zdi

$h = 0,50 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zdi

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	-1,26	30,93	0,39	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,21	-0,40	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	4,16	-0,81	0,88	0,74	1,350	1,350	1,000
Tlak vody	2,80	-0,70	0,00	0,74	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-0,74	0,49	1,350	1,350	1,000
Přít. 1 - celopl.	2,10	-1,01	0,96	0,74	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 9,97 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 9,56 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 22,92 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 9,32 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 120,47 kPa

Únosnost základové spáry

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	5,61	43,35	6,89	0,176	90,60
2	7,61	32,58	9,32	0,317	120,47

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	4,95	32,04	5,84

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2,30 \text{ m}$

Hloubka základové spáry $d = 1,20 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 1,20 \text{ m}$

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m³

Zatížení

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	30,08	-2,65	-6,89
2	ZS 2	Návrhové	19,30	-3,58	-9,32
3	ZS 3	Užitné	18,77	-2,06	-5,84

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,13	0,00	90,60	819,19	11,06	Ano
ZS 1	Ne	-0,13	0,00	90,60	819,19	11,06	Ano
ZS 2	Ano	-0,23	0,00	120,47	593,56	20,30	Ano
ZS 2	Ne	-0,23	0,00	120,47	593,56	20,30	Ano
ZS 3	Ano	-0,15	0,00	74,77	395,20	18,92	Ano
ZS 3	Ne	-0,15	0,00	74,77	395,20	18,92	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 13,27$ kN/m
 Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
 Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:
 Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,30$ m
 Dosah smykové plochy $l_{sp} = 4,13$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 593,56$ kPa
 Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 120,47$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE**Posouzení excentricity zatížení**

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,317 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,317 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)
 Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 25,21$ kN
 Extrémní horizontální síla $H = 9,32$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE**Únosnost základu VYHOVUJE****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.

Sednutí středu délkové hrany $= 0,0$ mm
 Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,1$ mm
 Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,0$ mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 90,00$ MPa
 Základ je ve směru délky tuhý ($k=1435,94$)
 Základ je ve směru šířky tuhý ($k=576,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,209 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,209 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,1 mm
 Hloubka deformační zóny = 0,62 m
 Natočení ve směru šířky = 0,136 (tan*1000); (7,8E-03 °)

Dimenzace zdi**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.- zed'	0,00	-0,55	17,65	0,40	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	0,25	-0,07	0,05	0,74	1,000	1,350	1,350
Tlak vody	0,40	-0,11	0,00	0,74	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-1,10	0,00	0,74	1,000	1,000	1,000
Přít.1 - celopl.	0,64	-0,16	0,48	0,74	0,000	1,500	1,500

Posouzení dřívku zdi

Výška průřezu $h = 0,74$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti

$$V_{Rd} = 36,73 \text{ kN/m} > 1,83 \text{ kN/m} = V_{Ed}$$

Tlaková síla na mezi únosnosti

$$N_{Rd} = 4260,94 \text{ kN/m} > 17,70 \text{ kN/m} = N_{Ed}$$

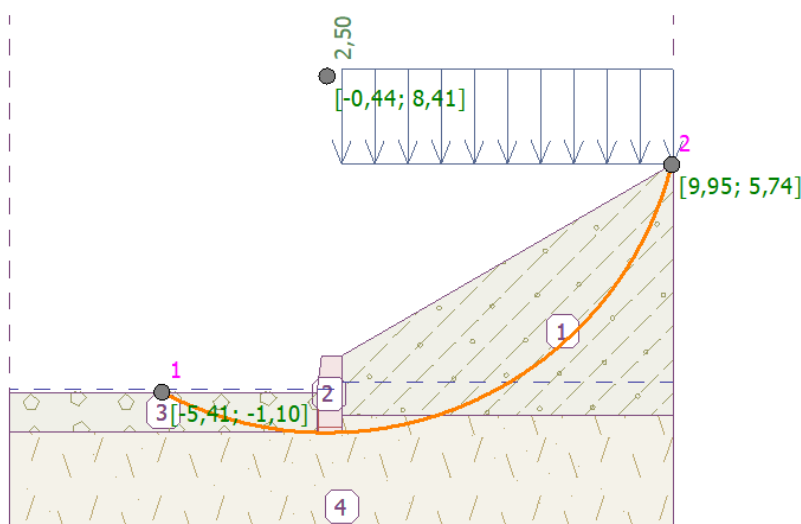
Moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = 6,50 \text{ kNm/m} > 0,55 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu**Výpočet****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,44 [m]	Úhly :	α_1 =	-27,59 [°]
	z =	8,41 [m]		α_2 =	75,61 [°]
Poloměr :	R =	10,73 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

**Posouzení stability svahu (Bishop)**

Sumace aktivních sil : $F_a = 258,08$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 403,33$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 2769,23$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 4327,75$ kNm/m

Využití : 64,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

D.8.5. Statické výpočty lávky

D.8.5.1. *Nastavení a postup výpočtů*

Výpočty ocelových a dřevěných nosných prvků mostovky byly vyhotoveny dle platných norem soustavy ČSN EN (Eurokódy) ve výpočtovém software FIN EC. Užité zatížení lávky je uvažováno pouze osobami. Uvažováno bylo i klimatické zatížení sněhem. Výpočet levobřežní opěry byl realizován programem Geo5 2018 – Tížná zeď dle zásad uvedených v EC7, při aplikaci návrhového přístupu NP2 – redukce zatížení a odporu, včetně odpovídajících výpočtových součinitelů (viz kap. 8.4.2).

D.8.5.2. *Popis navržené konstrukce*

Konstrukce lávky je navržena ocelová s dřevěnými mostnicemi a dřevěným zábradlím. Ocelová konstrukce je tvořena z podélných nosníků U200 (2 ks) o délce 5,00 m a ze ztužujících příčných nosníků U100 (5 ks) délky 0,985 m, které jsou svařeny s podélnými nosníky. Materiál uvedených válcovaných nosníků U200 i U100 bude ocel tř. **S355** dle ČSN EN 10025-2.

Na rámovou konstrukci tvořenou z podélných a příčných ocelových profilů U je položena dřevěná konstrukce lávky. Dřevěná konstrukce je složena z nosných podélných trámů (3 ks) o délce 4,575 m, které jsou pomocí šroubů M12x120 přichyceny na příčné ocelové nosníky U100, a z dřevěných mostnic. Mostnice (pochozí materiál lávky) tvoří dřevěná naimpregnovaná prkna tloušťky min. 40 mm, délky 1,2 m, které budou na podélné trámy přichyceny tesařskými vruty 5x80.

Oboustranné zábradlí výšky 1,1 m je navrženo dřevěné. Dřevěná konstrukce zábradlí se skládá z pěti dřevěných sloupků 80/80, délky 1,34 m a z dřevěného horního a dolního madla shodného profilu 80/80. Sloupky jsou přichyceny k ocelové konstrukci lávky pomocí uzavřeného ocelového profilu 80 s tloušťkou stěn min. 5 mm. Ocelový profil 80 je koutovými sváry ($a = 4$ mm) přivařen na podélné nosníky U200. Před navařením jsou profily 80 ukotveny šrouby M12x120 (1 ks/sloupek). Dřevěné trámy jsou v uzavřeném profilu ukotveny vruty 8x70.

Podporu lávky na levém břehu tvoří nová základová konstrukce obnovované přístavby domu č.p. 497. Detail usazení lávky v místě přístavby bude řešen v rámci obnovy přístavby (není předmětem této dokumentace). Na pravém břehu je lávka uložena na železobetonový úložný práh v koruně nové zdi SO 08. Ložisko sestává ze spodní pevné části (spodní ocelová deska P15-120/200 s otvory a do betonu ukotvené kotvené závitové tyče M16x300) a z horní desky P15-120/200 s otvory, která bude v jedné podpoře provedena v úpravě pevné a ve druhé podpoře v úpravě pohyblivé. Na horní desky ložisek jsou navařeny všechny styčné hrany spodní pásnice podélného nosníku U200 koutovými sváry ($a = 4$ mm). Spojení desek (spodní a horní) je navrženo

pomocí kotvených závitových tyčí M16x300 (2 ks tyčí na jedno ložisko) a pomocí matek M16 (2 ks/závitová tyč). Desky ložisek budou z oceli tř. **S355**.

D.8.5.3. Výpočet dřevěných roznášecích trámů 100/100

Výpočet je proveden pro prostřední z trojice podélných dřevěných trámů 100/100 mm. Zatěžovací šířka pro přepočet plošného zatížení na přímkové je uvažována 0,4 m. Každý trámek tvoří spojitý nosník délky 4,575 m, o 6 polích, se vzdáleností jednotlivých podpor 1,03 m. Podporami jsou ocelové příčníky profilu U100, navařené na hlavních podélných nosnících U200.

Uvažované zatěžovací stavy reprezentují:

- G1 – stálé – vlastní tíha dřevěného trámu 100/100,
- G2 – stálé – odvozeno z plošného zatížení dřevěnými deskami mostovky tl. 40 mm,
- Q3 – krátkodobé proměnné – odvozeno z plošného užitého zatížení mostovky chodci (vč. dynam. účinků),
- S4 – střednědobé proměnné (sníh) – odvozeno z plošného zatížení mostovky sněhem (sněhová oblast V).

Proměnné zatížení Q3 je do výpočtu zavedeno včetně dynamického součinitele 1,5. Ve výstupech výpočtu jsou uvedeny extrémy deformací nosníku pro kombinace MSP, obálky vnitřních sil (moment a posouvající síla) pro kombinace MSÚ a reakce v podporách pro jednotlivé zatěžovací stavy (slouží jako vstupy do dalších výpočtů ocelových příčníků a podélných nosníků).

Výpočet charakteristických hodnot zatížení pro stavy G2, Q3, S4:

G2: Stálé – mostovka tl 40 mm: $(0,04 \cdot 1,0 \cdot 0,4) \cdot 4,2 = 0,07 \text{ kN/m}$

Q3: Užité – osoby: $(1 \cdot 0,4) \cdot 5,0 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ kN/m}$

S4: Klimatické – sníh: $(1 \cdot 0,4) \cdot 2,5 = 1,0 \text{ kN/m}$

Vstupní údaje

Styčníky

Typ a souřadnice styčnicků:

č.	Typ	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	globální	0,000	0,000	0,000
2	globální	0,000	0,130	0,000
3	globální	0,000	1,160	0,000
4	globální	0,000	2,190	0,000
5	globální	0,000	3,220	0,000
6	globální	0,000	4,250	0,000
7	globální	0,000	4,580	0,000

Podpory styčnicků:

č.	Souř. systém podpory	Posuny [MN/m]			Rotace [MNm]		
		X	Y	Z	X	Y	Z
2	globální	pevná	pevná	pevná	volná	pevná	pevná
3	globální	volná	volná	pevná	volná	volná	volná
4	globální	volná	volná	pevná	volná	volná	volná
5	globální	volná	volná	pevná	volná	volná	volná

č.	Souř. systém podpory	Posuny [MN/m]			Rotace [MNm]		
		X	Y	Z	X	Y	Z
6	globální	volná	volná	pevná	volná	pevná	volná

Dílce**Typ, topologie a profily dílců:**

č.	Typ	Zač. styč.	Kon. styč.	Průřez	Délka	Natočení	Materiál
					[m]	[°]	
1	Nosník	1	2	obdélník 100x100	0,130	0,00	S10 (C24) - jehličnaté
2	Nosník	2	3	obdélník 100x100	1,030	0,00	S10 (C24) - jehličnaté
3	Nosník	3	4	obdélník 100x100	1,030	0,00	S10 (C24) - jehličnaté
4	Nosník	4	5	obdélník 100x100	1,030	0,00	S10 (C24) - jehličnaté
5	Nosník	5	6	obdélník 100x100	1,030	0,00	S10 (C24) - jehličnaté
6	Nosník	6	7	obdélník 100x100	0,330	0,00	S10 (C24) - jehličnaté

Parametry profilů dílců**Průřezové charakteristiky profilů dílců:**

Průřez	Plocha průřezu	Smyk. plocha		Mom. setrv.		Sklon hl. os.
	A [mm ²]	A _z [mm ²]	A _y [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	φ [°]
obdélník 100x100	10000,0	8333,3	8333,3	8,33333E+06	8,33333E+06	0,00

Materiálové charakteristiky profilů dílců:

Materiál	Modul pružnosti	Smykový modul	Koef. tepl. rozt.	Měrná tíha
	E [MPa]	G [MPa]	α _t [1/K]	γ [kN/m ³]
S10 (C24) - jehličnaté	11,00E+03	690,0E+00	5,000E-06	4,20

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ _f (γ _{f,inf})*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 mostovka	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)	Silové	Proměnné krátkodobé	1,50	-	F	0,70	0,70	0,60
4	S4 sníh (oblast V)	Silové	Proměnné střednědobé sníh	1,50	-	H<1000	0,50	0,20	0,00

* γ_{f,inf} pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

Zatížení styčníků

Zatížení styčníků se v konstrukci nevyskytuje.

Zatížení dílců

Dílec	Zatížení dílců
Zatěžovací stav č.2 - G2 mostovka + zábradlí	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 0,130 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m
Dílec č.2 2 ---- 3, délka 1,030 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m
Dílec č.3 3 ---- 4, délka 1,030 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m
Dílec č.4 4 ---- 5, délka 1,030 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m
Dílec č.5 5 ---- 6, délka 1,030 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m
Dílec č.6 6 ---- 7, délka 0,330 m	Spojité silové - Po délce ve směru globální osy Z f = -0,08 kN/m

Dílec	Zatížení dílců
Zatěžovací stav č.3 - Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 0,130 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.2 2 ---- 3, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.3 3 ---- 4, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.4 4 ---- 5, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.5 5 ---- 6, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.6 6 ---- 7, délka 0,330 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -3,00 \text{ kN/m}$
Zatěžovací stav č.4 - S4 sníh (oblast V)	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 0,130 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.2 2 ---- 3, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.3 3 ---- 4, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.4 4 ---- 5, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.5 5 ---- 6, délka 1,030 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$
Dílec č.6 6 ---- 7, délka 0,330 m	Spojitě silové - Po délce ve směru globální osy Z $f = -1,00 \text{ kN/m}$

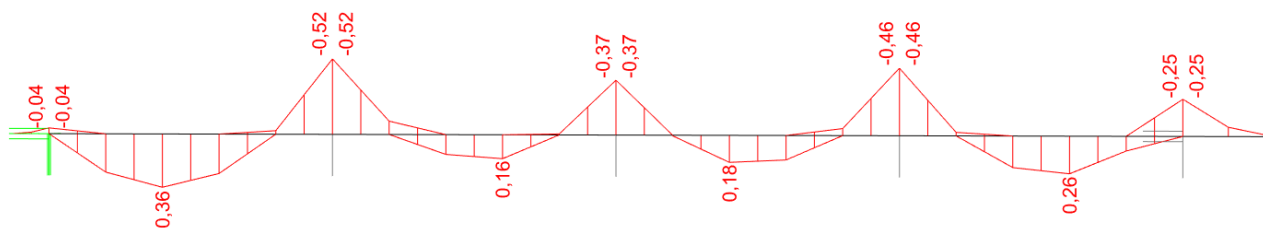
Kombinace pro výpočet podle 1.řádu**Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)**

Číslo	Název a druh kombinace Složení
1	G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2$
2	S4:G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,4} * S4$
3	Q3:G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * Q3$

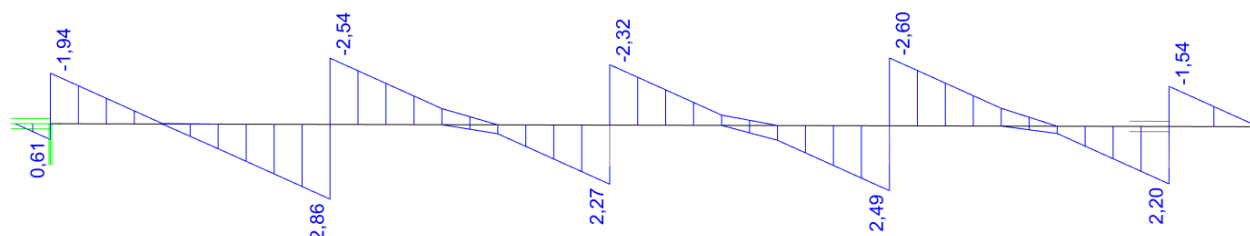
Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace Složení
1	G1+G2; charakteristická kombinace $G1 + G2$
2	S4:G1+G2; charakteristická kombinace $G1 + G2 + S4$
3	Q3:G1+G2; charakteristická kombinace $G1 + G2 + Q3$

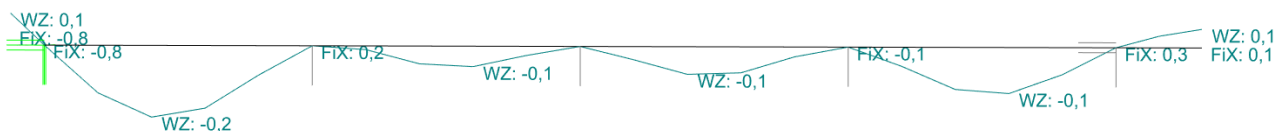
Výsledky**Průběh ohybových momentů M (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)**



Průběh posouvající síly V (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)



Deformace nosníku (KZS [3] Q3:G1+G2, MSP)



Reakce v podporách nosníku (ZS [1] G1, MSP)



Reakce v podporách nosníku (ZS [2] G2, MSP)



Reakce v podporách nosníku (ZS [3] Q3, MSP)



Reakce v podporách nosníku (ZS [4] S4, MSP)



Posouzení průřezu

Posouzení na ohyb

 $f_{m,k} = 24,0 \text{ MPa}$

$$W = 1/6 \cdot b \cdot h^2 = 1,667E-04 \text{ m}^3$$

$$k_{\text{mod}} = 0,7$$

$$\gamma_M = 1,45$$

$$f_{m,d} = 0,7 \cdot 24,0 / 1,45 = 11,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = 0,520E-03 / 1,667E-04 = 3,13 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11,58 \text{ MPa}$$

Posouzení průřezu na ohyb VYHOVUJE

Posouzení na smyk

$$f_{v,k} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$A = b \cdot h = 0,01 \text{ m}^2$$

$$f_{v,d} = 0,7 \cdot 4,0 / 1,45 = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{v,d} = 3 \cdot 2,860E-03 / (2 \cdot 0,01) = 0,43 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,93 \text{ MPa}$$

Posouzení průřezu na smyk VYHOVUJE

D.8.5.4. Výpočet ocelových nosníků U100 (příčnky)

Výpočtem jsou posouzeny příčné nosníky z ocelových profilů U100, které jsou navařené na hlavních podélných nosnících U200. Příčnky jsou rozmístěny po 1,03 m od sebe. Zatížení je do příčnic přenášeno trojicí podélných dřevěných trámků 100/100 mm, které jsou na profilech U100 uloženy v rozteči 375 mm.

Uvažované zatěžovací stavy reprezentují:

- G1 – stálé – vlastní tíha ocelového nosníku U100,
- G2 – stálé – zatížení od dřevěných trámků a desek mostovky,
- Q3 – krátkodobé proměnné – odvozeno z plošného zatížení mostovky chodci (vč, dynam. účinků),
- S5 – střednědobé proměnné (sníh) – odvozeno z plošného zatížení mostovky sněhem (sněhová oblast V).

Proměnné zatížení Q3 je do výpočtu zavedeno včetně dynamického součinitele 1,5. Ve výstupech výpočtu jsou uvedeny extrémy deformací nosníku pro kombinace MSP a obálky vnitřních sil (moment a posouvající síla) pro kombinace MSÚ a reakce v podporách pro jednotlivé zatěžovací stavy (slouží jako vstupy do dalších výpočtů hlavních ocelových podélných nosníků).

Zatížení ve stavech G2, Q3, S4 jsou zadána jako bodová zatížení na příčnicích, působící v místě uložení dřevěných trámků, o velikosti charakteristických hodnot podporových reakcí z předchozího výpočtu:

$$\text{G2: Stálé – mostovka + trámky: } 0,05 + 0,09 = 0,14 \text{ kN}$$

$$\text{Q3: Užité – osoby: } 3,47 \text{ kN}$$

$$\text{S4: Klimatické – sníh: } 1,16 \text{ kN}$$

Vstupní údaje

Styčníky

Typ a souřadnice styčnic:

č.	Typ	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,000	1,000	0,000	0,000

Podpory styčníků:

č.	Souř. systém podpory	Posuny [MN/m]			Rotace [MNm]		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	globální	pevná	pevná	pevná	volná	pevná	pevná
2	globální	volná	volná	pevná	volná	volná	volná

Dílce**Typ, topologie a profily dílců:**

č.	Typ	Zač. styč.	Kon. styč.	Průřez	Délka	Natočení	Materiál
					[m]	[°]	
1	Nosník	1	2	U(UPN) 100	1,000	0,00	EN 10210-1 : S 355

Parametry profilů dílců**Průřezové charakteristiky profilů dílců:**

Průřez	Plocha průřezu	Smyk. plocha		Mom. setrv.		Sklon hl. os.
	A [mm ²]	A _z [mm ²]	A _y [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	φ [°]
U(UPN) 100	1350,0	612,9	750,3	2,06000E+06	293,000E+03	0,00

Materiálové charakteristiky profilů dílců:

Materiál	Modul pružnosti	Smykový modul	Koef. tepl. rozt.	Měrná tíha
	E [MPa]	G [MPa]	α _t [1/K]	γ [kN/m ³]
EN 10210-1 : S 355	210,0E+03	81,00E+03	12,00E-06	78,50

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ _f (γ _{f,inf})*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 mostovka	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)	Silové	Proměnné krátkodobé	1,50	-	F	0,70	0,70	0,60
4	S4 sníh (oblast V)	Silové	Proměnné střednědobé sníh	1,50	-	H<1000	0,50	0,20	0,00

* γ_{f,inf} pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

Zatížení styčníků

Zatížení styčníků se v konstrukci nevyskytuje.

Zatížení dílců

Dílec	Zatížení dílců
Zatěžovací stav č.2 - G2 mostovka	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 1,000 m	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z F = -0,14 kN; a = 0,875 m
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z F = -0,14 kN; a = 0,500 m
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z F = -0,14 kN; a = 0,125 m

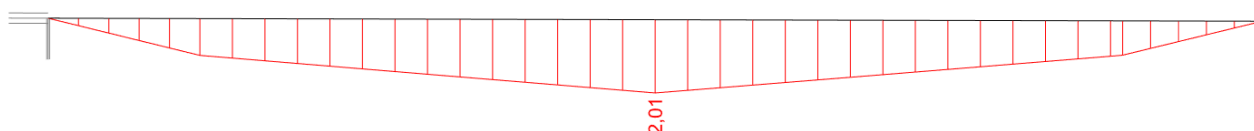
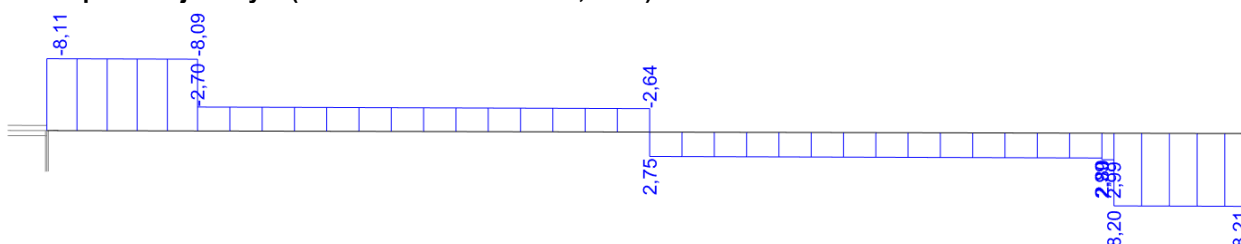
Dílec	Zatížení dílců
Zatěžovací stav č.3 - Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 1,000 m	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -3,47 \text{ kN}$; $a = 0,500 \text{ m}$
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -3,47 \text{ kN}$; $a = 0,885 \text{ m}$
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -3,47 \text{ kN}$; $a = 0,125 \text{ m}$
Zatěžovací stav č.4 - S4 sníh (oblast V)	
Dílec č.1 1 ---- 2, délka 1,000 m	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -1,16 \text{ kN}$; $a = 0,875 \text{ m}$
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -1,16 \text{ kN}$; $a = 0,500 \text{ m}$
	Osamělá síla - Ve směru globální osy Z $F = -1,16 \text{ kN}$; $a = 0,125 \text{ m}$

Kombinace pro výpočet podle 1.řádu**Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)**

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2; základní kombinace
	$\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2$
2	S4:G1+G2; základní kombinace
	$\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,4} * S4$
3	Q3:G1+G2; základní kombinace
	$\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * Q3$

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2; charakteristická kombinace
	$G1 + G2$
2	S4:G1+G2; charakteristická kombinace
	$G1 + G2 + S4$
3	Q3:G1+G2; charakteristická kombinace
	$G1 + G2 + Q3$

Výsledky**Průběh ohybových momentů M (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)****Průběh posouvající síly V (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)**

Deformace nosníku (KZS [3] Q3:G1+G2, MSP)**Reakce v podporách nosníku (ZS [1] G1, MSP)****Reakce v podporách nosníku (ZS [2] G2, MSP)****Reakce v podporách nosníku (ZS [3] Q3, MSP)****Reakce v podporách nosníku (ZS [4] S4, MSP)****Posouzení průřezu****Posouzení na ohyb**

$$f_y = 355,0 \text{ MPa}$$

$$W_y = 41,200\text{E}-06 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{Mo} = 1,15$$

$$M_{Rd} = 41,200\text{E}-06 * 355\text{E}+03 / 1,15 = 12,70 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 2,01 \text{ kNm} < M_{Rd} = 12,70 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na ohyb VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

$$A_v = 1,350\text{E}-03 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = (1,350\text{E}-03 / 1,15) * (355\text{E}+03 / \sqrt{30}) = 240,90 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 8,21 \text{ kN} < V_{Rd} = 240,90 \text{ kN}$$

Posouzení průřezu na smyk VYHOVUJE**D.8.5.5. Výpočet ocelových nosníků U200 (hlavní nosníky)**

Hlavní podélné nosníky jsou spočteny a posouzeny jako nosník ze složeného ocelového profilu 2xU200. Nosník je prostý s rozpětím 4,7 m a krátkými převislými konci (přesahy 0,15 m přes podpory). Zatížení se do nosníku přenáší v místech navaření příčniců U100.

Uvažované zatěžovací stavy reprezentují:

- G1 – stálé – vlastní tíha ocelových nosníků U200,

- G2 – stálé – zatížení od dřevěných trámů a desek mostovky, zábradlí a ocelových příčniců U100
- Q3 – krátkodobé proměnné – odvozeno z plošného zatížení mostovky chodci (vč, dynam. účinků),
- S5 – střednědobé proměnné (sníh) – odvozeno z plošného zatížení mostovky sněhem (sněhová oblast V).

Proměnné zatížení Q3 je do výpočtu zavedeno včetně dynamického součinitele 1,5. Ve výstupech výpočtu jsou uvedeny extrémy deformací nosníku pro kombinace MSP a obálky vnitřních sil (moment a posouvající síla) pro kombinace MSÚ a extrémy reakcí v podporách pro kombinace MSÚ a MSP (slouží jako vstupy do dalších výpočtů PB opěry lávky).

Zatížení ve stavech G2, Q3, S4 jsou zadána jako bodová zatížení, která se do nosníku přenášejí v místech navaření příčniců U100, o velikosti charakteristických hodnot podporových reakcí z předchozího výpočtu (s dopočetním váhy zábradlí):

G2: Stálé – mostovka, zábradlí, příčnice: $(0,05+0,21+0,09)*2 = 0,70 \text{ kN}$

Dřevěné zbradlí 80/80 mm: $(0,8*0,8)*(2*1,0+1,34)*4,2 = 0,09 \text{ kN}$ (působí v patě sloupku)

Q3: Užité – osoby: $5,17*2 = 10,34 \text{ kN}$

S4: Klimatické – sníh: $1,74*2 = 3,48 \text{ kN}$

Vstupní údaje

Styčníky

Typ a souřadnice styčniců:

č.	Typ	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	globální	0,000	0,000	0,000
2	globální	0,000	0,150	0,000
3	globální	0,000	0,555	0,000
4	globální	0,000	1,585	0,000
5	globální	0,000	2,615	0,000
6	globální	0,000	3,645	0,000
7	globální	0,000	4,675	0,000
8	globální	0,000	4,850	0,000
9	globální	0,000	5,000	0,000

Podpory styčniců:

č.	Souř. systém podpory	Posuny [MN/m]			Rotace [MNm]		
		X	Y	Z	X	Y	Z
2	globální	pevná	pevná	pevná	volná	pevná	pevná
8	globální	pevná	volná	pevná	volná	pevná	pevná

Díle

Typ, topologie a profily dílců:

č.	Typ	Zač. styč.	Kon. styč.	Průřez	Délka	Natočení	Materiál
					[m]	[°]	
1	Nosník	1	2	2 x U(UPN) 200	0,150	0,00	EN 10210-1 : S 355
2	Nosník	2	3	2 x U(UPN) 200	0,405	0,00	EN 10210-1 : S 355
3	Nosník	3	4	2 x U(UPN) 200	1,030	0,00	EN 10210-1 : S 355
4	Nosník	4	5	2 x U(UPN) 200	1,030	0,00	EN 10210-1 : S 355

č.	Typ	Zač. styč.	Kon. styč.	Průřez	Délka	Natočení	Materiál
					[m]	[°]	
5	Nosník	5	6	2 x U(UPN) 200	1,030	0,00	EN 10210-1 : S 355
6	Nosník	6	7	2 x U(UPN) 200	1,030	0,00	EN 10210-1 : S 355
7	Nosník	7	8	2 x U(UPN) 200	0,175	0,00	EN 10210-1 : S 355
8	Nosník	8	9	2 x U(UPN) 200	0,150	0,00	EN 10210-1 : S 355

Parametry profilů dílců**Průřezové charakteristiky profilů dílců:**

Průřez	Plocha průřezu	Smyk. plocha		Mom. setrv.		Sklon hl. os.
	A [mm ²]	A _z [mm ²]	A _y [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	φ [°]
2 x U(UPN) 200	6440,0	3373,9	448424,4	38,2000E+06	1,48612E+09	0,00

Materiálové charakteristiky profilů dílců:

Materiál	Modul pružnosti	Smykový modul	Koef. tepl. rozt.	Měrná tíha
	E [MPa]	G [MPa]	α _t [1/K]	γ [kN/m ³]
EN 10210-1 : S 355	210,0E+03	81,00E+03	12,00E-06	78,50

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ _f (γ _{f,inf})*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 mostovka, zábradlí, příčníky	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)	Silové	Proměnné krátkodobé	1,50	-	F	0,70	0,70	0,60
4	S4 sníh (oblast V)	Silové	Proměnné střednědobé sníh	1,50	-	H<1000	0,50	0,20	0,00

* γ_{f,inf} pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

Zatížení styčníků

Styčník		Zatížení						
č.	Umístění	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
Zatěžovací stav č.2 - G2 mostovka, zábradlí, příčníky								
3	abs. X: 0,000 m Y: 0,555 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	
4	abs. X: 0,000 m Y: 1,585 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	
5	abs. X: 0,000 m Y: 2,615 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	
6	abs. X: 0,000 m Y: 3,645 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	
7	abs. X: 0,000 m Y: 4,675 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-0,70	0,00	0,00	0,00	
Zatěžovací stav č.3 - Q3 užité zatížení osobami (vč. dynam.)								
3	abs. X: 0,000 m Y: 0,555 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-10,34	0,00	0,00	0,00	
4	abs. X: 0,000 m Y: 1,585 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-10,34	0,00	0,00	0,00	
5	abs. X: 0,000 m Y: 2,615 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-10,34	0,00	0,00	0,00	
6	abs. X: 0,000 m Y: 3,645 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-10,34	0,00	0,00	0,00	
7	abs. X: 0,000 m Y: 4,675 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-10,34	0,00	0,00	0,00	
Zatěžovací stav č.4 - S4 sníh (oblast V)								
3	abs. X: 0,000 m Y: 0,555 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-3,48	0,00	0,00	0,00	
4	abs. X: 0,000 m Y: 1,585 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-3,48	0,00	0,00	0,00	
5	abs. X: 0,000 m Y: 2,615 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-3,48	0,00	0,00	0,00	
6	abs. X: 0,000 m Y: 3,645 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-3,48	0,00	0,00	0,00	
7	abs. X: 0,000 m Y: 4,675 m Z: 0,000 m	0,00	0,00	-3,48	0,00	0,00	0,00	

Zatížení dílců

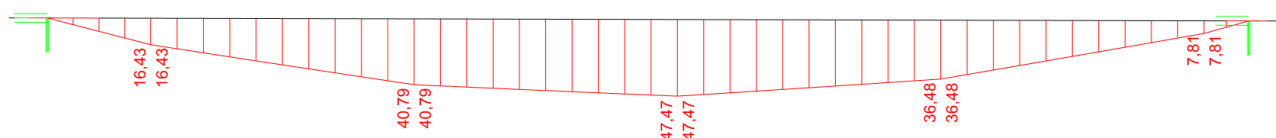
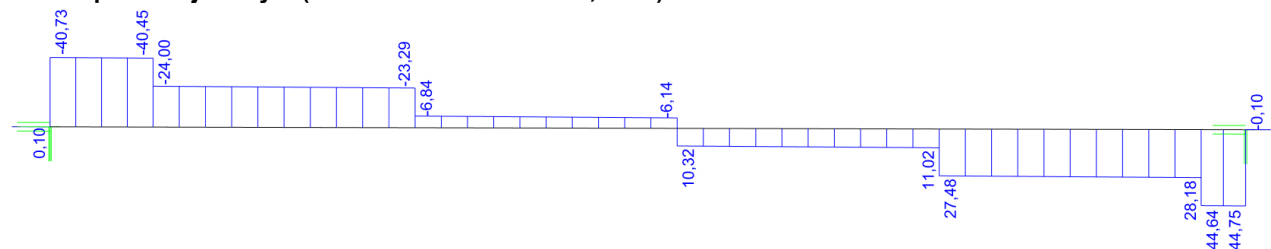
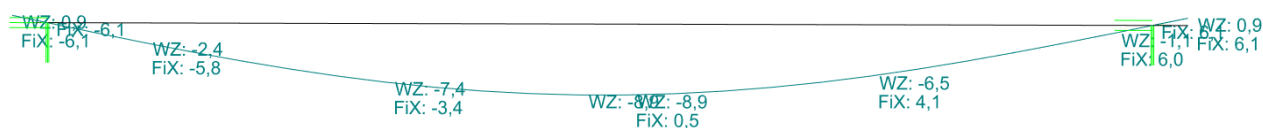
Zatížení dílců se v konstrukci nevyskytuje.

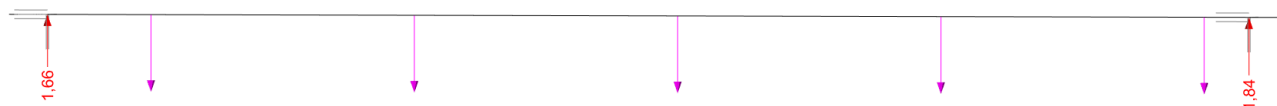
Kombinace pro výpočet podle 1.řádu**Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)**

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2$
2	S4:G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,4} * S4$
3	Q3:G1+G2; základní kombinace $\gamma_{f,sup,1} * G1 + \gamma_{f,sup,2} * G2 + \gamma_{f,sup,3} * Q3$

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	G1+G2; charakteristická kombinace G1 + G2
2	S4:G1+G2; charakteristická kombinace G1 + G2 + S4
3	Q3:G1+G2; charakteristická kombinace G1 + G2 + Q3

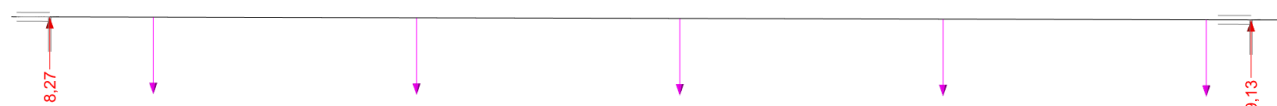
Výsledky**Průběh ohybových momentů M (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)****Průběh posouvající síly V (obálka kombinací I. řádu, MSÚ)****Deformace nosníku (KZS [3] Q3:G1+G2, MSP)****Reakce v podporách nosníku (ZS [1] G1, MSP)****Reakce v podporách nosníku (ZS [2] G2, MSP)**



Reakce v podporách nosníku (ZS [3] Q3, MSP)



Reakce v podporách nosníku (ZS [4] S4, MSP)



Posouzení průřezu

Posouzení na ohyb

$$f_y = 355,0 \text{ MPa}$$

$$W_y = 2 \times 0,191 \text{E-}03 = 0,382 \text{E-}03 \text{ m}^3$$

$$\gamma_{Mo} = 1,15$$

$$M_{Rd} = 0,191 \text{E-}03 \times 355 \text{E+}03 / 1,15 = 117,90 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 47,47 \text{ kNm} < M_{Rd} = 117,90 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na ohyb VYHOVUJE

Posouzení na smyk

$$A_v = 2 \times 3,220 \text{E-}03 = 6,440 \text{E-}03 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = (6,440 \text{E-}03 / 1,15) \times (355 \text{E+}03 / \sqrt{30}) = 1149,10 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 44,75 \text{ kN} < V_{Rd} = 1149,10 \text{ kN}$$

Posouzení průřezu na smyk VYHOVUJE

D.8.5.6. Výpočet pravobřežní opěry lávky

Jako pravobřežní opěra lávky bude využita nová opěrná zeď SO 08. Navržena je z lomového kamene (materiál čedič) zděného na MC, viz příčný řez PF 9. Šířka zdi v koruně je 0,50 m (ŽB římsa) s tím, že 0,3 m pod korunou zdi se zeď ze statických důvodů na rubu rozšiřuje náběhem o 0,36 m. V místě lávky bude římsa přerušena a část kamenného zdiva pod korunou zdi bude na šířku lávky nahrazena železobetonovým úložným prahem. Výška zdi v místě lávky je 1,2 m (příčný řez PF 9), sklon líce zdi je 10:1. Zeď nemá přední výstupek na líci základu. Založení se předpokládá přímo na skalním výchozu nad dnem. Vodorovná únosnost zdi v základové spáře bude posílena smykovými trny z nerezové oceli ($\varnothing 18 \text{ mm}$, 1 ks/bm zdi). Šířka základové spáry je max. 0,90 m. Základová spára zdi je vodorovná.

V příčném řezu je na povrchu terénu za zdí modelováno celoplošné proměnné zatížení hodnotou $2,5 \text{ kN.m}^{-2}$. Podporová reakce lávky je zadána jako vnější síla působící na koruně zdi. Pro účely přiřazení příslušných koeficientů redukce zatížení je reakce rozložena na složky stálého a proměnného zatížení (výpočet z dílčích podporových reakcí pro jednotlivé zatěžovací stavy, viz předchozí výpočet):

- stálé: $1,26 + 1,84 = 3,10 \text{ kN}$ – charakteristická hodnota,

- proměnné (maximum z užitého zatížení a sněhu): 27,12 kN – charakteristická hodnota.

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Kamenné zdivo : Kategorie I

Původ malty : Předpisová

Pevnost zdiva $f_b = 50,00 \text{ MPa}$

Pevnost malty $f_m = 10,00 \text{ MPa}$

Parametry

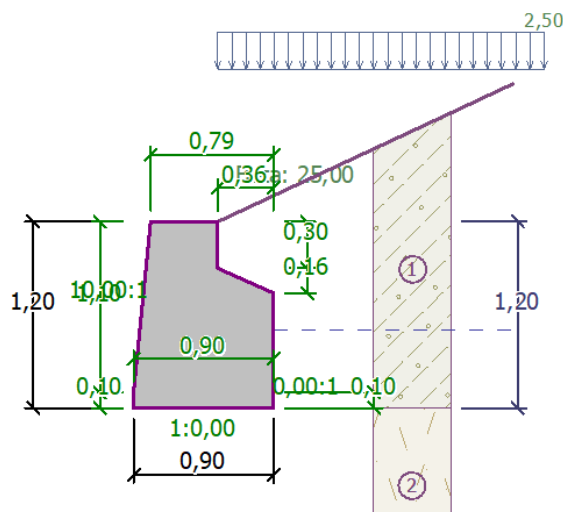
Tlaková pevnost $f_k = 13,88 \text{ MPa}$

Smyková pevnost $f_{vko} = 0,10 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu za ohybu $f_{xk} = 0,10 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel $\gamma_M = 2,20$

Geometrie konstrukce



Plocha řezu zdi = 0,88 m².

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,30	Hlinitopísčítá zemina, tuhé konz.	
2	-	Pískovec navětralý	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 2,14 (úhel sklonu je 25,00 °).

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0,70 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,90 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků je uvažován lineární.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna					
1	Ano		proměnné	2,50			na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zdi**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	-0,52	22,07	0,43	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,05	3,01	0,74	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	0,10	-0,05	0,02	0,90	1,000	1,350	1,350
Tlak vody	1,25	-0,17	0,00	0,90	1,350	1,350	1,000
Vztlak vody	0,00	0,00	-2,25	0,60	1,350	1,350	1,000
Přít.1 - celopl.	0,61	-0,16	0,91	0,90	0,000	0,000	1,500
Přít.1 - celopl.	0,00	-1,28	0,90	0,72	0,000	0,000	1,500
Síla č. 1	0,00	-0,90	3,10	0,38	1,000	1,000	1,350
Síla č. 2	0,00	-0,90	27,12	0,38	0,000	0,000	1,500

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 9,30$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 2,11$ kNm/m**Zeď na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 19,65$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 1,83$ kN/m**Zeď na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 93,59 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	2,13	79,20	2,31	0,030	93,59
2	0,42	25,16	1,83	0,018	29,02

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1,57	54,87	1,97
2	0,22	25,95	1,35

Posouzení plošného základu**Vstupní data****Založení****Typ základu: základový pas**Hloubka od původního terénu $h_z = 1,20$ mHloubka základové spáry $d = 0,00$ mTloušťka základu $t = 0,10$ mSklon upraveného terénu $s_1 = 0,00$ °Sklon základové spáry $s_2 = 0,00$ °Objemová tíha zeminy nad základem = 18,00 kN/m³

Zatížení

Číslo	Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
1	ZS 1	Návrhové	76,95	1,90	-2,31
2	ZS 2	Návrhové	22,91	0,23	-1,83
3	ZS 3	Užitné	52,62	1,37	-1,97
4	ZS 4	Užitné	23,70	0,09	-1,35

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,03	0,00	93,59	773,96	12,09	Ano
ZS 1	Ne	-0,03	0,00	93,59	773,96	12,09	Ano
ZS 2	Ano	-0,02	0,00	29,02	711,14	4,08	Ano
ZS 2	Ne	-0,02	0,00	29,02	711,14	4,08	Ano
ZS 3	Ano	-0,03	0,00	65,11	368,90	17,65	Ano
ZS 3	Ne	-0,03	0,00	65,11	368,90	17,65	Ano
ZS 4	Ano	-0,01	0,00	29,39	360,65	8,15	Ano
ZS 4	Ne	-0,01	0,00	29,39	360,65	8,15	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 2,25 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$ **Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (ZS 3)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1,59 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 5,04 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 368,90 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 65,11 \text{ kPa}$ **Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,032 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,032 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 29,34 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 1,83 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****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.

Sednutí středu délkové hrany = 0,1 mm
 Sednutí středu šířkové hrany 1 = 0,2 mm
 Sednutí středu šířkové hrany 2 = 0,2 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 90,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,46$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,33$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,032 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,032 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,4 mm

Hloubka deformační zóny = 1,80 m

Natočení ve směru šířky = $0,064 \text{ (tan}^\circ \text{1000)}$; $(3,7E-03^\circ)$

Dimenzace zdi

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	-0,34	13,18	0,39	1,350	1,350	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,65	3,01	0,71	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	0,00	-0,97	0,00	0,87	1,000	1,000	1,000
Tlak vody	0,05	-0,03	0,00	0,87	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-0,80	0,00	0,51	1,000	1,000	1,000
Přít. 1 - celopl.	0,00	-0,01	0,73	0,87	0,000	1,500	1,500
Přít. 1 - celopl.	0,00	-0,88	0,90	0,69	0,000	1,500	0,000
Síla č. 1	0,00	-0,50	3,10	0,35	1,350	1,350	1,000
Síla č. 2	0,00	-0,50	27,12	0,35	1,500	1,500	0,000

Posouzení zdi v pracovní spáře 0,80 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0,87 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 51,48 \text{ kN/m} > 0,07 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 4763,65 \text{ kN/m} > 65,66 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 28,22 \text{ kNm/m} > 3,78 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Výpočet

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-4,07 [m]	Úhly :	α_1 =	37,13 [°]
	z =	0,47 [m]		α_2 =	89,80 [°]
Poloměr :	R =	5,04 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

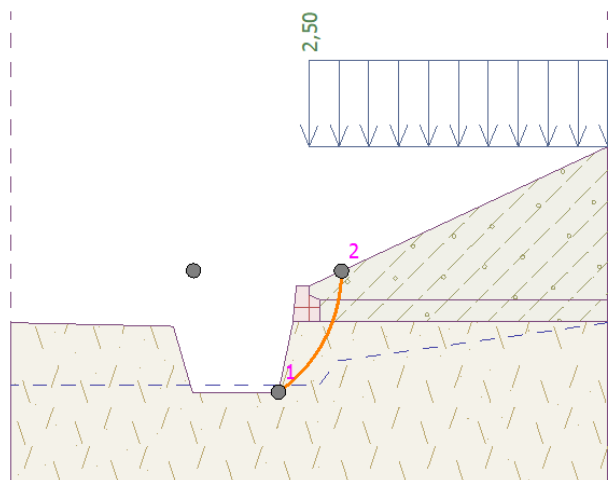
Sumace aktivních sil : $F_a = 67,78 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 71,26 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 341,63 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 359,15 \text{ kNm/m}$

Využití : 95,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**D.8.6. Závěr**

Navržené konstrukce byly podrobeny posouzení stability na překlopení, posunutí, posouzení únosnosti a celkové vnější stability. Při realizaci je nutné dodržet navržené rozměry a konstrukční uspořádání opěrných zdí a konstrukce lávky.

Všechny změny a odlišnosti oproti předpokladům projektu, zejména odlišnosti v geologické skladbě, je nutno konzultovat se zpracovatelem tohoto projektu. Výsledkem mohou být úpravy v projektu, týkající se navržených dimenzí opěrných a mostních konstrukcí. Veškeré změny musí stavba projednat s investorem.