REVIZE	POPIS	DATUM	PODPIS
03	...		
02	...		
01	...		

OBJEDNATEL PD:

MĚSTO TÁBOR
ŽIŽKOVO NÁMĚSTÍ 3
390 01 TÁBOR

RAZÍTKO, DATUM, PODPIS:

SAGASTA s.r.o.
SÍDLO: NOVODVORSKÁ 1010/414, 142 00 PRAHA 4
IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555

ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP
ING. MARTIN KNYTL	ING. MARTIN KNYTL	ING. VÍT HOZNOUR	ING. DÁVID KUCZIK

JTSK	Bpv
ČÍSLO SOUPRAVY	

OBSAH

LÁVKA PRO PĚŠÍ - TRAŤ TÁBOR-BECHYNĚ, II. ETAPA

SO 202 LÁVKA VE SVAHU

ČÍSLO ZAKÁZKY	123 019
DOKUMENTACE	PDPS
MĚŘÍTKO	-
DATUM	01/2025
POČET FORMÁTŮ	A4

NÁZEV PŘÍLOHY

STATICKÝ VÝPOČET

ČÁST	ČÍSLO PŘÍLOHY
D.2	14

DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠIŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA s.r.o.

OBSAH

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU 2
1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE 2
1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA 2
1.3. POUŽITÝ SOFTWARE 2
1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU 2
1.4.1. Spodní stavba 2
1.4.2. Nosná konstrukce 3
1.4.3. Mostní svršek 3
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY 4
3. ZATÍŽENÍ 5
3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE 5
3.2. VLASTNÍ TÍHA VYBAVENÍ A ZÁBRADLÍ 5
3.3. ZATÍŽENÍ CHODCI 5
3.4. SOUSTŘEDĚNÉ ZATÍŽENÍ 6
3.5. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU 6
3.6. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLOTY 6
4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ 6
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI 6
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace 6
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace 6
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI 6
5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE 7
5.1. OCELOVÁ KONSTRUKCE LÁVKY VE SVAHU 7
5.1.1. Výpočetní model 7
5.1.2. Zatížení 7
5.1.3. Vnitřní síly – rošt U100 7
Mezní stav únosnosti 7
Mezní stav použitelnosti 8
5.1.4. Posouzení průřezů – rošt U100 8
Ohybová únosnost 8
Smyková únosnost 8
Průhyb 9
5.1.5. Vnitřní síly – příčník U120 9
Mezní stav únosnosti 9
5.1.6. Posouzení průřezů – příčník U120 9
Ohybová únosnost 9
Smyková únosnost 10
5.2. PILOTY POD ŽB PATKAMI 10
5.3. ŽB OPĚRNÁ ZEĎ U VYHLÍDKY 15
5.4. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY 24
6. ZÁVĚR 29

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Název stavby	**Lávka pro pěší – trať Tábor-Bechyně, II. etapa**
Objekt č.	**202**
Název objektu	**Lávka ve svahu**
Stupeň PD	**PDPS**
Délka nosné konstrukce	42,78 m
Vzdálenost příčníků	1,0 –1,49 m
Půdorysný tvar	Dvojice směrových oblouků – R=20 m, R=60 m
Šikmost lávky	Kolmá, 90°
Šířka chodníku	1,8 m
Statický systém	Úhlová zeď, roštová konstrukce se stojkami na pilotách
Popis konstrukce	Trvalý objekt opěrné úhlové zdi, založení hlubinné na mikropilotách. Na žb konstrukci navazuje účelová cesta tvořena částečně chodníkem z kamenných odseků a částečně ocelovou konstrukcí podepřenou ocelovými sloupy, založenou na žb patkách, které jsou hlubině založeny na pilotách
Použité materiály	nosná konstrukce lávky S235 J0+N doplňkové konstrukce S235 JR úhlová zeď C30/37 betonářská výztuž B500B
Ložiska	bez ložisek
Mostní závěry	nejsou
Zatížení lávky	Rovnoměrné zatížení chodci 5,0kN/m^2 (ČSN EN 1991-2)

1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA

ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování
ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1993	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

1.3. POUŽITÝ SOFTWARE

MS OFFICE, AutoCad, Midas Civil, GEO 5

1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.4.1. Spodní stavba

Spodní stavba je tvořena jednak opěrnou úhlovou zdí (část vyhlídky) a dále žb patky pod sloupky ocelové lávky. Opěrná zeď i žb patky jsou z betonu C30/37.

Úhlová zeď je o následujících rozměrech: tloušťka stěn je navržena 0,25 m, tloušťka desky navržena 0,32-0,25 m ve sklonu 4%, délka základu je 1,5 m. Základy opěrné zdi jsou uloženy na vrstvě podkladního betonu 100 mm z betonu. Založení plošné.

ŽB patky pod ocelovými sloupy lávky ve svahu jsou o rozměrech 0,5x0,5 m, výška 0,35 m, z betonu C30/37. Patky jsou založeny hlubině, každá na pilotě Ø300 mm dl. 4,0 m.

1.4.2. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce lávky ve svahu je tvořena roštem z plnostěnných nosníků U100 – systém podélníků a příčných nosníků á 1,0 – 1,2 m. Rošt je v místě uložení umsítěn na příčnících U 120, pod kterými jsou sloupyz HEB 140 připevněné k patkám. NK je zhotovena z oceli S235 J0+N, podružné části z oceli S235 JR. Délka NK je 42,78 m.

1.4.3. Mostní svršek

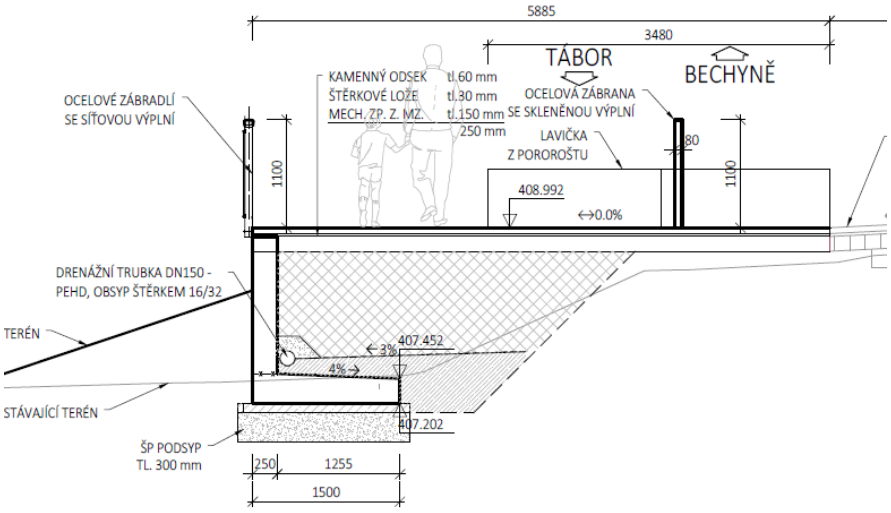
Pochozí povrch je navržen z ocelových pororoštů, které budou položeny na podélné U profily. Pororošty budou provedeny na polovině účelové komunikace s obdélníkovými otvory o rozměrech cca 10x30 mm (kratší vzdálenost v podélném směru) s protiskluzovými vlastnostmi S3. Na druhé polovině účelové komunikace bude provedena v plném provedení s protiskluzovou úpravou, např. rýhovaným plechem.

Po obou stranách lávky jsou navrženy konstrukce zábradlí skládajících se ze sloupků, vodorovných madel a se síťovou výplní z pletiva.

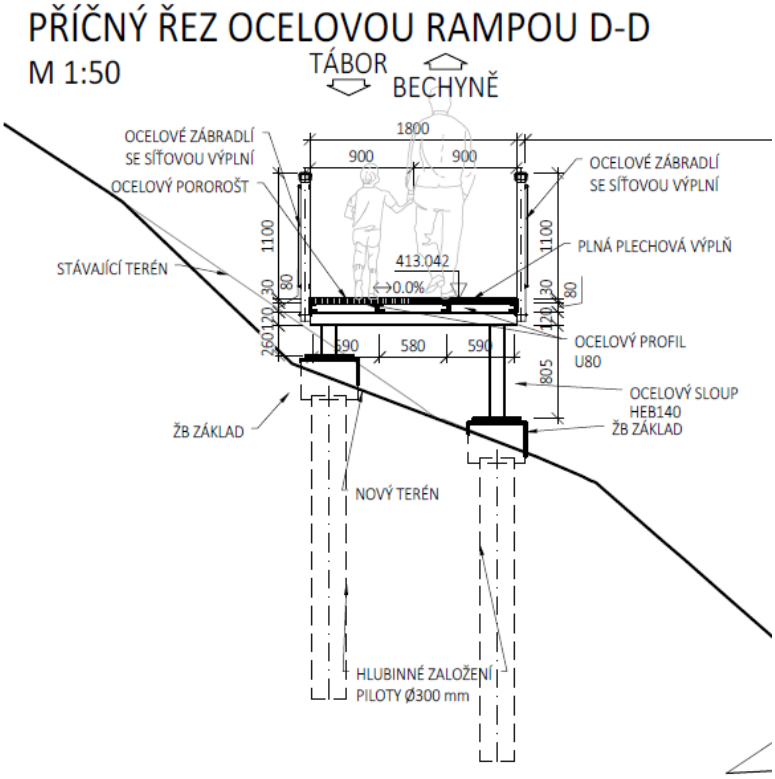
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

Půdorys

Příčný řez – opěrná zeď podél vyhlídky



Příčný řez – ocelová lávka ve svahu



3. ZATÍŽENÍ

3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosné konstrukce byla vypočítaná s objemovou tíhou betonu 25,0 kN/ m^3 a oceli 78,5 kN/m^3.

3.2. VLASTNÍ TÍHA VYBAVENÍ A ZÁBRADLÍ

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha	Charakteristická hodnota zatížení
		/ks/	/m2;m/	/kN.m-3 ; kN.m-1/	/kN.m-1/
g1k,1	ocelový rošt / plná výplň	1	1	0,2	0,20
g1k,2	rám pro rošt - L50x4	2	1	0,03	0,06
g1k,3	zábradlí	2	1,5		3,00
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		**g1k**			**3,26**

uvažována průměrná hmotnost ocelového roštu a plné výplně

3.3. ZATÍŽENÍ CHODCI

Uvažováno zatížení 5,0 kN/m^2, redukce zatížení vzhledem délce lávky nebyla zavedena.

3.4. SOUSTŘEDĚNÉ ZATÍŽENÍ

Charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} = 10 kN.

3.5. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU

S ohledem na typ konstrukce se se zatížením od větru neuvažuje.

3.6. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLOTY

S ohledem na typ konstrukce s prostými poli se se zatížením od teploty neuvažuje.

4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejúčinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. [NP29)]

(**) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(***) Zvláštní seizmické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seizmická se doporučuje hodnota γ= 1,0. [NP30)]

6.10a MSU 1 1,35 G + 1,35 OST + 1,35 x 0,4 x CH
6.10b MSU 2 1,35 x 0,85 x G + 1,35 x 0,85 x OST + 1,35 x CH
MSU 3 1,35 x 0,85 x G + 1,35 x 0,85 x OST + 1,35 x Q_{FWK}

4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

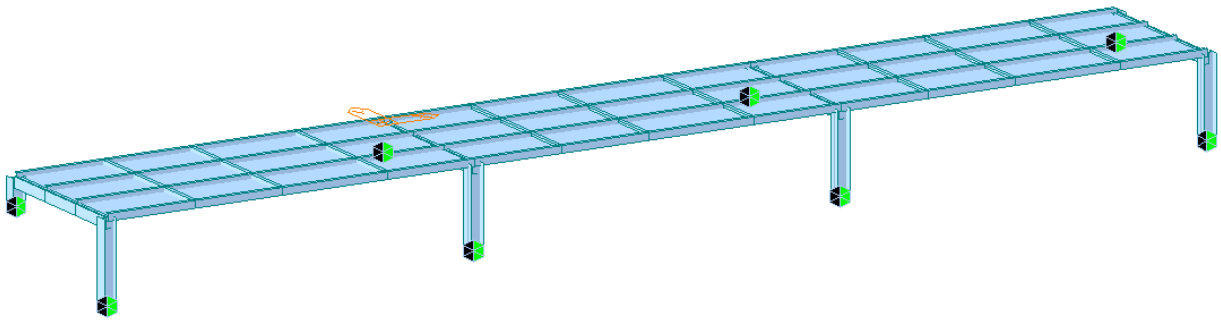
CHAR 1 1,0 G + 1,0 OST + 1,0 CH
CHAR 2 1,0 G + 1,0 OST + 1,0 Q_{FWK}

5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

5.1. OCELOVÁ KONSTRUKCE LÁVKY VE SVAHU

Ocelová konstrukce lávky ve svahu je složena z roštu z profilů U100, v příčném směru á 0,59 m, podélně á 1,0-1,2 m. Po 4,2 m je vždy konstrukce uložena na příčném nosníku U120, který je podporován dvojicí sloupů HEB 140. Povrch lávky je tvořen ocelovým pororoštem, po obvodu je uchyceno ke stěnám podélných krajních nosníků. Rošt bude proveden svařovaný v montážních dílcích, stejně tak úložná stolice. Nosníky budou z oceli S235 J0+N.

5.1.1. Výpočetní model



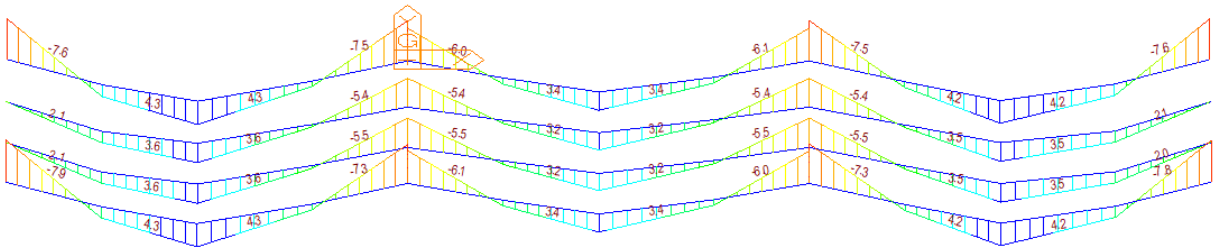
5.1.2. Zatížení

- vlastní tíha U100 0,11 kN/m
- vlastní tíha U120 0,13 kN/m
- pochozí rošt 0,2 kN/m2
- rám pro rošt 0,65 m x 0,06 kN/m = 0,04 kN (á 1,0m)
- chodci 5 kN/m2
- soustředěné zatížení 10 kN (uprostřed rozpětí pole)

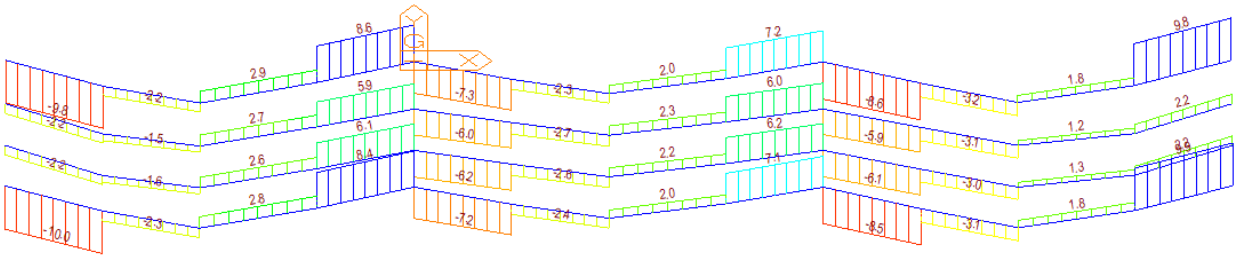
5.1.3. Vnitřní síly – rošt U100

Mezní stav únosnosti

ohybový moment Med = 7,5 kNm (MSU2)

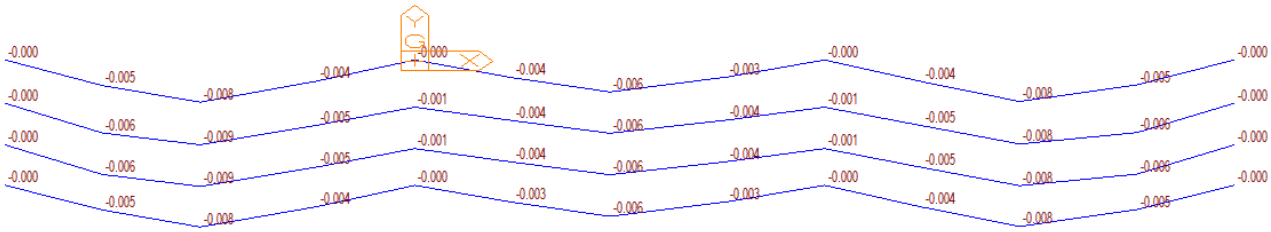


posouvající síla Ved = 8,6 kN (MSU2)



Mezní stav použitelnosti

průhyb wz = 9 mm (CHAR1)



5.1.4. Posouzení průřezů – rošt U100

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti v rozhodujících průřezech s extrémy vnitřních sil.

Ohybová únosnost

návrhový ohybový moment	M_{Ed} = 7,5 kNm
nosník U100:	
ocel S235	
mez kluzu oceli	f_y = 235 MPa
plastický průřezový modul	$W_{pl,y}$ = = 4,9 x 10^{-5} m^3

ohybová únosnost

$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_y$ = 4,9 x 10^{-5} x 235000 = 11,5 kNm ≥ M_{Ed} = 7,5 kNm

vyhovuje

Smyková únosnost

návrhová posouvající síla	V_{Ed} = 8,6 kN
nosník U100:	

ocel S235
mez kluzu oceli $f_y = 235$ MPa
smyková plocha $A_v = 6{,}23 \times 10^{-4}$ m^2
smyková únosnost
$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / \sqrt{3} = 6{,}23 \times 10^{-4} \times 235000 / \sqrt{3} = 84{,}6$ kN $\geq V_{Ed} = 8{,}6$ kN

vyhovuje

Průhyb

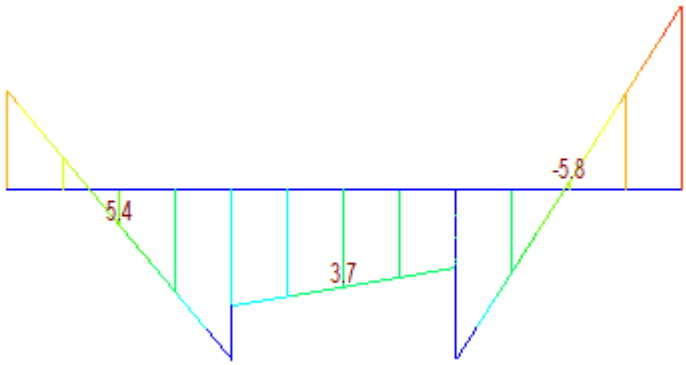
limitní průhyb $w_{lim} = L/250 = 4200/250 = 16{,}8$ mm (dle tab. 19 ČSN EN 1993-2, NA.2.23)
wz = 9 mm < $w_{lim} = 16{,}8$ mm

vyhovuje

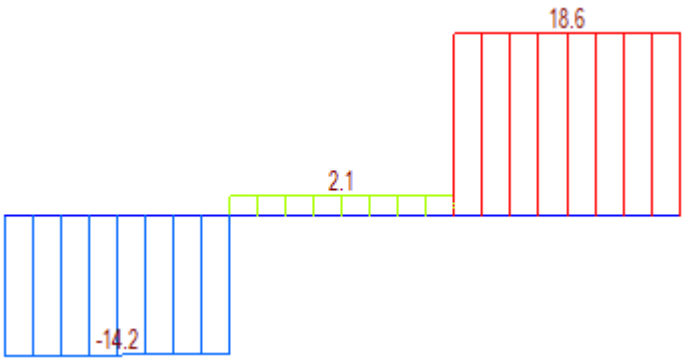
5.1.5. Vnitřní síly – příčník U120

Mezní stav únosnosti

ohybový moment Med = 5,8 kNm (MSU2)



posouvající síla Ved = 18,6 kN (MSU2)



5.1.6. Posouzení průřezů – příčník U120

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti v rozhodujících průřezech s extrémy vnitřních sil.

Ohybová únosnost

návrhový ohybový moment $M_{Ed} = 5{,}8$ kNm
nosník U120:

ocel S235
mez kluzu oceli $f_y = 235$ MPa
plastický průřezový modul $W_{pl,y} = = 7{,}26 \times 10^{-5}$ m^3
ohybová únosnost
$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_y = 7{,}26 \times 10^{-5} \times 235000 = 17{,}1$ kNm $\geq M_{Ed} = 5{,}8$ kNm

vyhovuje

Smyková únosnost

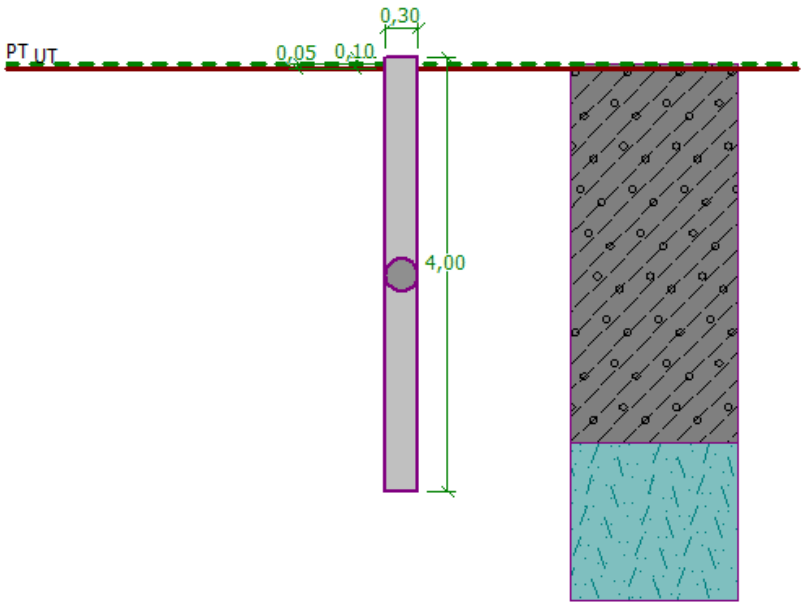
návrhová posouvající síla $V_{Ed} = 18{,}6$ kN
nosník U120:
ocel S235
mez kluzu oceli $f_y = 235$ MPa
smyková plocha $A_v = 8{,}54 \times 10^{-4}$ m^2
smyková únosnost
$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / \sqrt{3} = 8{,}54 \times 10^{-4} \times 235000 / \sqrt{3} = 66{,}8$ kN $\geq V_{Ed} = 18{,}6$ kN

vyhovuje

5.2. PILOTY POD ŽB PATKAMI

Založení sloupků lávky bude na základových patkách spřažených s žb pilotami Ø300 mm dl. 4,0 m. Piloty i patky budou z betonu C30/37.

Zatížení hlavy piloty (MSU obálka NK+vl. tíha + přitížení od chodců)
Fz = 38 kN, Fx = 7 kN



Posouzení piloty

Vstupní data

Datum : 15.01.2025

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 :	γ_{M0} = 1,00
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	γ_M = 1,30
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	k_{mod} = 0,50
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	k_{cr} = 0,67

Piloty

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky :	NAVFAC DM 7.2
Zatěžovací křivka :	lineární (Poulos)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	γ_s =	1,10	[–]
Součinitel redukce odporu na patě :	γ_b =	1,10	[–]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	γ_{st} =	1,15	[–]

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m³]	ν [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		19,00	0,35
2	R5-R4		20,00	0,30

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [–]	OCR [–]	K_r [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		nesoudržná	29,00	-	-	-
2	R5-R4		soudržná	-	0,30	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m3]	γ_s [kN/m3]	n [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		24,00	-	19,00	-	-
2	R5-R4		-	100,00	20,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [–]	c_u [kPa]	α [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		29,00	9,00	1,00	-	-
2	R5-R4		30,00	17,00	1,00	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída F1, konzistence tuhá		15,00
2	R5-R4		15,00

Parametry zemin

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m3
Poissonovo číslo :	v	=	0,35
Edometrický modul :	E_{oed}	=	24,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m3
Úhel roznášení :	β	=	15,00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	9,00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K	=	1,00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °

R5-R4

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m3
Poissonovo číslo :	v	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	100,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00 kN/m3
Úhel roznášení :	β	=	15,00 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	17,00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K	=	1,00
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr d = 0,30 m
Délka l = 4,00 m

Spočtené průřezové charakteristiky
Plocha A = 7,07E-02 m^2
Moment setrvačnosti I = 3,98E-04 m^4

Umístění
Vysazení h = 0,10 m
Hloubka upraveného terénu h_z = 0,05 m

Typ technologie: Vrtané piloty
Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 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
Modul pružnosti ve smyku	G	=	13750,00 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 zemin

Informace o umístění
Kóta povrchu = 0,00 m
Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,50	0,00 .. 3,50	0,00 .. -3,50	Třída F1, konzistence tuhá	
2	-	3,50 .. ∞	-3,50 .. -	R5-R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	38,00	0,00	0,00	7,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení
Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Součinitel výpočtu kritické hloubky k_{dc} = 1,00
Součinitel únosnosti N_q je dopočítán.
Součinitel únosnosti N_c je dopočítán.

Posouzení tlačené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)
Únosnost piloty na plášti R_s = 3,22 kN
Únosnost piloty v patě R_b = 47,91 kN

Únosnost piloty R_c = 51,13 kN
Extrémní svislá síla V_d = 38,00 kN

R_c = 51,13 kN > 38,00 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	E_s [MPa]
1	0,00	3,45	15,00
2	3,45	3,90	15,00

Limitní sedání piloty s_{lim} = 25,0 mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření R_{yu} = 5,40 kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} s_y = 0,1 mm
Celková únosnost R_c = 56,24 kN
Maximální sednutí s_{lim} = 4,1 mm

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

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

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0,8 mm
Max.posouvající síla = 7,00 kN
Maximální moment = 3,60 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 0,30 m
Vyztužení - 6 ks profil 16,0 mm; krytí 70,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení ρ = 1,707 % > 0,500 % = ρ_{min}
Zatížení : N_{Ed} = 38,00 kN (tlak) ; M_{Ed} = 3,60 kNm
Únosnost : N_{Rd} = 557,64 kN; M_{Rd} = 52,79 kNm

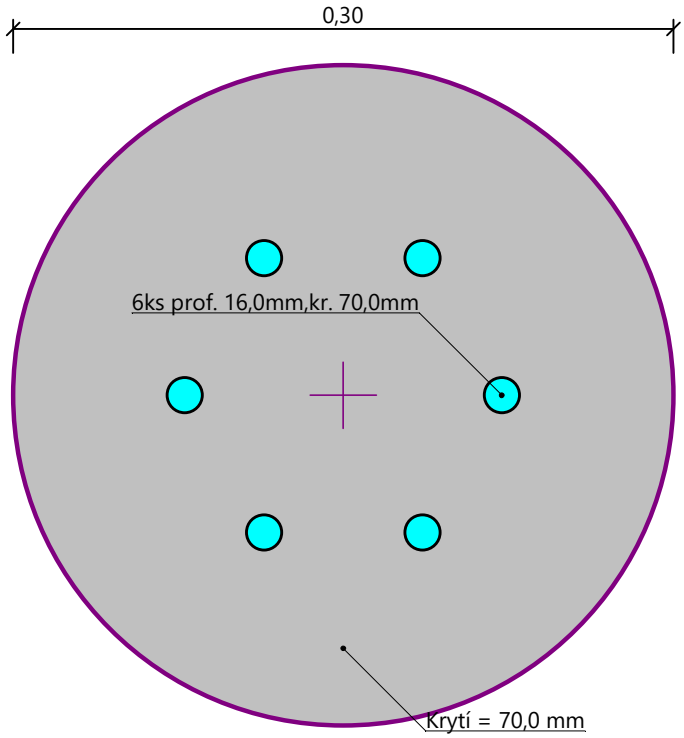
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

b_w = 0,26 m; d = 0,24 m
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 43,02 kN > 7,00 kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení



5.3. ŽB OPĚRNÁ ZEĎ U VYHLÍDKY

Úhlová zeď je o následujících rozměrech: tloušťka stěn je navržena 0,25 m, tloušťka desky navržena 0,32-0,25 m ve sklonu 4%, délka základu je 1,5 m. Základy opěrné zdi jsou uloženy na vrstvě podkladního betonu 100 mm z betonu. Založení plošné. Založení plošné na šp polštáři.

Zatěžovací šířka b = 1,0 m

Konstrukce byla posouzena v programu GEO5 jako samostatná úhlová zeď.

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Datum : 04.03.2024

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 :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]	
Proměnné zatížení :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]	
Zatížení vodou :	γ_w =	1,35	[–]			

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

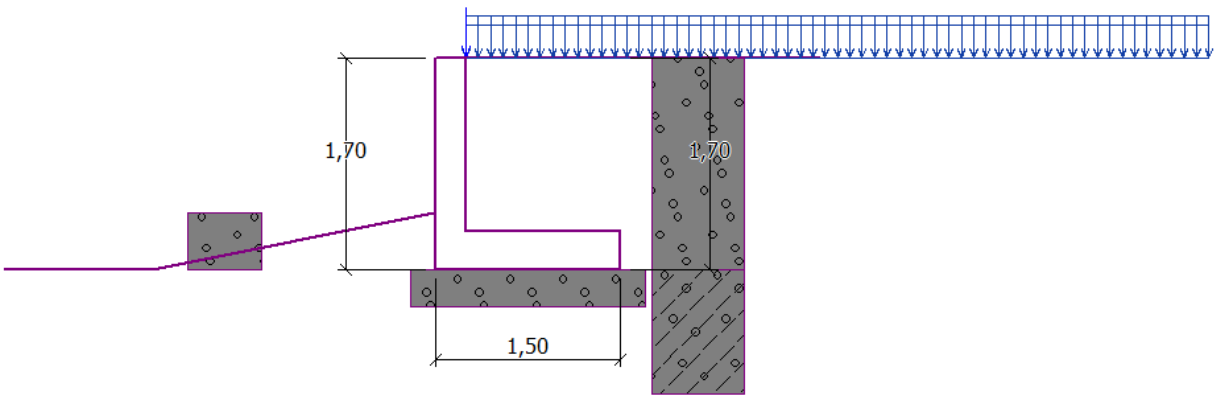
Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	ψ_0 =	0,70	[–]
Součinitel časté hodnoty :	ψ_1 =	0,50	[–]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	ψ_2 =	0,30	[–]

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m3
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



Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,40
3	1,25	1,40
4	1,25	1,70
5	-0,25	1,70
6	-0,25	1,40
7	-0,25	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 0,80 m^2.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m^3]	γ_{su} [kN/m^3]	δ [°]
1	Třída F1, konzistence tuhá		29,00	8,00	19,00	9,00	9,00
2	R5-R4		30,00	35,00	20,00	10,00	17,00
3	zasyp		32,50	0,00	19,00	9,00	30,00
4	Třída G1, středně ulehlá		38,50	0,00	21,00	11,00	30,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	v [–]	OCR [–]	K_r [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		nesoudržná	29,00	-	-	-
2	R5-R4		soudržná	-	0,30	-	-
3	zasyp		nesoudržná	32,50	-	-	-
4	Třída G1, středně ulehlá		nesoudržná	38,50	-	-	-

Parametry zemin

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m^3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 8,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 9,00 °
Zemina : nesoudržná

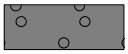
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,00 kN/m3

R5-R4
Objemová tíha : γ = 20,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 30,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 35,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 17,00 °
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : v = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 20,00 kN/m3

zasyp
Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 32,50 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 30,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,00 kN/m3

Třída G1, středně ulehlá
Objemová tíha : γ = 21,00 kN/m3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 38,50 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 30,00 °
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,00 kN/m3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	0,00 .. 1,70	zasyp	
2	-	1,70 .. ∞	Třída F1, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : základový pas
Zemina tvořící základ - Třída G1, středně ulehlá
Geometrie
Tloušťka základu h = 0,30 m
Vysazení vlevo b_l = 0,20 m
Vysazení vpravo b_p = 0,20 m

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přitížení nové	Přitížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m2]	Vel.2 [kN/m2]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		stálé	6,35		0,00	6,00	na terénu
2	Ano		proměnné	5,00		0,00	6,00	na terénu

Číslo	Název
1	chodník
2	Chodci

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - zasyp
Výška zeminy před zdí h = 0,45 m

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,45
3	-0,01	-0,45
4	-2,28	0,00
5	-3,28	0,00

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano		Zábradlí vnější	stálé	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zeď i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.
Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,52	18,40	0,48	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemina	0,00	-0,45	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,81	-0,15	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,00	33,25	0,88	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	9,53	-0,57	1,96	1,50	1,350	1,350	1,350

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
chodník	3,72	-0,84	0,77	1,50	1,350	1,350	1,350
Chodci	2,93	-0,84	0,60	1,50	1,500	1,500	1,500
chodník	0,00	-1,70	7,94	0,88	1,000	1,000	1,350
Chodci	0,00	-1,70	6,25	0,88	0,000	0,000	1,500
Zábradlí vnější	0,00	-1,70	2,00	0,25	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 37,28 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 15,07 kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 47,85 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 21,46 kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 77,01 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	11,64	97,10	21,18	0,080	77,01
2	12,55	66,17	21,46	0,126	58,99

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	8,48	71,17	15,36
2	9,27	64,92	15,36

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly e = 0,126
Maximální dovolená excentricita e_{alw} = 0,333

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy R = 200,00 kPa
Součinitel redukce odporu základové půdy γ_{Rv} = 1,40
Max. napětí v základové spáře σ = 77,01 kPa

Návrhová únosnost základové půdy R_d = 142,86 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení dříku - přední výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-0,70	8,04	0,12	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,09	-0,05	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	8,60	-0,47	0,00	0,25	1,350	1,000	1,350
chodník	4,11	-0,70	0,00	0,25	1,350	1,000	1,350
Chodci	3,24	-0,70	0,00	0,25	1,500	0,000	1,500
Zábradlí vnější	0,00	-1,40	2,00	0,25	1,000	1,350	1,000

Posouzení dříku - přední výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 1,40 m od koruny zdi
Vyztužení a rozměry průřezu
6 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1206,4 mm^2
Nutná plocha výztuže = 289,5 mm^2
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,25 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,63 %	>	0,15 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,05 m	<	0,12 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	122,63 kN	>	21,92 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	101,51 kNm	>	0,00 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení dříku - přední výztuž - M_{Ed}

Posouzení zdi v pracovní spáře 0,00 m od koruny zdi
Vyztužení a rozměry průřezu
6 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1206,4 mm^2
Nutná plocha výztuže = 289,5 mm^2
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,25 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,63 %	>	0,15 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,05 m	<	0,12 m	=	x_{max}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	101,51 kNm	>	0,25 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-0,70	8,04	0,12	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-0,09	-0,05	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	8,60	-0,47	0,00	0,25	1,350	1,000	1,350
chodník	4,11	-0,70	0,00	0,25	1,350	1,000	1,350
Chodci	3,24	-0,70	0,00	0,25	1,500	0,000	1,500
Zábradlí vnější	0,00	-1,40	2,00	0,25	1,000	1,350	1,000

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 1,40 m od koruny zdi
Vyztužení a rozměry průřezu
6 ks profil 16,0 mm, krytí 55,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1206,4 mm^2
Nutná plocha výztuže = 282,0 mm^2
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,25 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,65	%	>	0,15	%	= ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,05	m	<	0,12	m	= x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	120,50	kN	>	21,92	kN	= V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	96,88	kNm	>	13,89	kNm	= M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-0,15	8,62	0,88	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,00	33,25	0,88	1,350
Zvýšený aktivní tlak	9,53	-0,57	1,96	1,50	1,350
chodník	3,72	-0,84	0,77	1,50	1,350
Chodci	2,93	-0,84	0,60	1,50	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-74,47	0,78	1,000
Tíhová přít.1	0,00	-1,70	7,97	0,88	1,350
Tíhová přít.2	0,00	-1,70	6,28	0,88	1,500

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu
6 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm
Zadaná plocha výztuže = 1206,4 mm^2
Nutná plocha výztuže = 364,9 mm^2
Šířka průřezu = 1,00 m
Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,50	%	>	0,15	%	= ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,03	m	<	0,15	m	= x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	136,59	kN	>	6,82	kN	= V_{Ed}

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 120,05 kNm > 13,89 kNm = M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Přitížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost q, q_1, f, F, x	q_2, z	jednotka
1	pásové	stálé	na povrchu	x = 0,00	l = 6,00		0,00	6,35		kN/m²
2	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,00	l = 6,00		0,00	5,00		kN/m²

Názvy přitížení

Číslo	Název
1	chodník
2	Chodci

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy							
Střed :	x =	-0,62	[m]	Úhly :	α_1 =	-35,23	[°]
	z =	0,99	[m]		α_2 =	72,49	[°]
Poloměr :	R =	3,29	[m]				
Smyková plocha po optimalizaci.							

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 121,92 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 63,25 kN/m

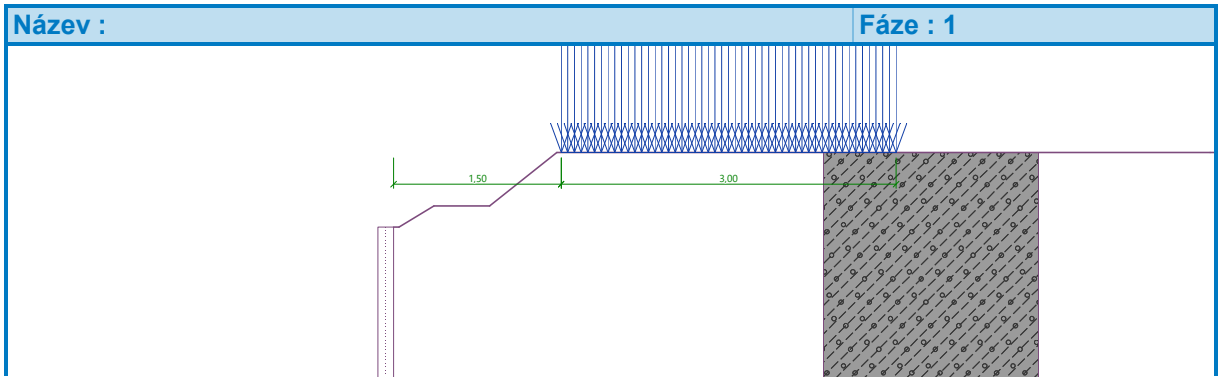
Sumace pasivních sil : F_p = 133,69 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 208,08 kNm/m
Moment vzdorující : M_p = 399,85 kNm/m
Využití : 52,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

5.4. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY

Při výstavbě žb úhlové zdi bude třeba vzhledem k blízkosti drážního tělesa instalace záporové stěny. Složena bude ze zápor z válcovaných profilů HEB 140 dl. 5,5 m z oceli S235 JR á 1,5 m, výdřeva uvažována tl. 50mm. Zatížení od železniční dopravy uvažované dle stávající traťové třídy zatížení B1 – hodnota přitížení 22 kN/m2.



Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Datum : 16.12.2021

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 :	γ_{M0} = 1,00
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	γ_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 :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]
Proměnné zatížení :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]
Zatížení vodou :	γ_w =	1,35	[–]		

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

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	ψ_0 =	0,70	[–]
Součinitel časté hodnoty :	ψ_1 =	0,50	[–]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	ψ_2 =	0,30	[–]

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	γ_s =	1,35	[–]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	γ_e =	1,35	[–]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	γ_c =	1,35	[–]

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 5,50 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B, a = 1,50 m
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,47

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

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu	f_y	=	235,00	MPa
Modul pružnosti	E	=	210000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	81000,00	MPa

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m^3]	γ_{su} [kN/m^3]	δ [°]
1	Třída F1, konzistence tuhá		29,00	8,00	19,00	9,00	9,00
2	R5-R4		30,00	35,00	20,00	10,00	17,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [–]	OCR [–]	K_r [–]
1	Třída F1, konzistence tuhá		nesoudržná	29,00	-	-	-
2	R5-R4		soudržná	-	0,30	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [–]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída F1, konzistence tuhá		0,35	24,00	-
2	R5-R4		0,30	-	100,00

Parametry zemin

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m^3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 8,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 9,00 °
Zemina : nesoudržná
Edometrický modul : E_{oed} = 24,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,00 kN/m^3

R5-R4

Objemová tíha : γ = 20,00 kN/m^3
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 30,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 35,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina : δ = 17,00 °
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : ν = 0,30
Modul přetvárnosti : E_{def} = 100,00 MPa
Poissonovo číslo : ν = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 20,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	0,00 .. 4,00	Třída F1, konzistence tuhá	
2	-	4,00 .. ∞	R5-R4	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,94 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,05	0,00
3	0,36	-0,19
4	0,86	-0,19
5	1,46	-0,67
6	2,46	-0,67

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přitížení nové	Přitížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	22,00		1,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	B1

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40
Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 14,28 kN/m
Maximální moment = 12,69 kNm/m
Maximální deformace = 22,2 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 21,43 kN
Maximální moment = 19,04 kNm

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu δ_{max} = 6,4 mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	11,1
2	0,48	12,3
3	0,95	13,0
4	1,43	13,2
5	1,91	12,8
6	2,38	12,0
7	2,86	10,6
8	3,34	8,7
9	3,81	6,3
10	4,29	3,4
11	4,77	0,0
12	4,77	0,0

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy							
Střed :	x =	-1,40	[m]	Úhly :	α_1 =	-64,89	[°]
	z =	0,81	[m]		α_2 =	88,76	[°]
Poloměr :	R =	6,48	[m]				
Smyková plocha po optimalizaci.							

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 914,19 kN/m

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : F_a = 257,66 kN/m
Sumace pasivních sil : F_p = 1086,89 kN/m

Moment sesouvající : M_a = 1669,67 kNm/m
Moment vzdorující : M_p = 6402,78 kNm/m
Využití : 26,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -22,2 mm
Minimální deformace = 0,0 mm
Maximální ohybový moment = 12,69 kNm/m
Minimální ohybový moment = -0,42 kNm/m
Maximální posouvající síla = 14,28 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} = 19,04 kNm; Q = 0,31 kN

Q_{max} = 21,43 kN; M = 11,71 kNm

Posouzení max. momentu M_{max} + Q:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd}$ = 0,376 ≤ 1 **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd}$ = 0,003 ≤ 1 **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed}$ = 73,18 MPa

Smykové napětí τ_{Ed} = 0,31 MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,097 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly Q_{max} + M:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd}$ = 0,231 ≤ 1 **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd}$ = 0,183 ≤ 1 **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed}$ = 45,02 MPa

Smykové napětí τ_{Ed} = 21,81 MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,063 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

6. ZÁVĚR

Statický výpočet svým rozsahem a podrobností odpovídá danému stupni projektové dokumentace – DPS.

Úkolem tohoto statického výpočtu bylo navrhnout a posoudit rozhodující prvky a průřezy konstrukce lávky ve svahu i žb úhlové zídky prokázat schopnost spolehlivě plnit svou funkci.

Statický výpočet je vypracován ve smyslu platných technických norem a příslušných předpisů. Kompletní statický výpočet je archivován u zpracovatele projektové dokumentace.

Praha, leden 2025 vypracoval: Ing. Martin Knytl