




Jiná ověření:				Paré:	
				Razítko oprávněné osoby:	
Podpis:				Datum:	
Revize:	Datum:	Popis:			Kontroloval:
000	12.12.2022	Definitivní odevzdání dokumentace			Ing. Martin Vlasák

Stavebník/Investor:	Správa železnic, státní organizace	 SPRÁVA ŽELEZNIC
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa západ	
Adresa:	Ke Štvanici 656/3, 186 00 Praha 8	

Zhotovitel díla:	SUDOP PRAHA a.s.		
Adresa:	Olšanská 1a, 130 00 Praha 3		
Kontakt:	T: +420 605 229 020 E: praha@sudop.cz		
Zhotovitel části/objektu:	SAGASTA s.r.o.		
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka		
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz		
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Martin Vlasák	Specialista:	Ing. Dávid Kuczik

Název stavby/akce:	Rekonstrukce mostu v km 1.279 trati Tábor - Bechyně		Označení investora: S631900270														
			Zakázka: 21-146/209														
Název části:	Mosty, propustky, zdi		Označení části: D.2.1.4														
Název objektu/dílčí části:	Železniční most přes Lužnici ev. km 1,279		Označení objektu/komplexu: SO 01-20-01														
Název přílohy:	Statický výpočet - klenbové nosné konstrukce a spodní stavby		Číslo přílohy (typ/pořadí): 3.002														
Název dílčí části přílohy:																	
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko:	Stupeň dokumentace:														
Ing. Martin Vlasák	Ing. Martin Knytl	- A4	DUSP														
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování:														
Jihočeský	Čelkovice, Tábor	1821 02	12/2022														
<table border="1"> <tr> <td>Označení investora:</td> <td>Stupeň dokumentace:</td> <td>Část:</td> <td>Objekt:</td> <td>Podoblast:</td> <td>Příloha:</td> <td>Revize:</td> </tr> <tr> <td>S 6 3 1 9 0 0 2 7 0</td> <td>D U S P</td> <td>D 2 1 0 4</td> <td>S O 0 1 2 0 0 1</td> <td>X X</td> <td>3 0 0 2</td> <td>0 0 0</td> </tr> </table>				Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:	S 6 3 1 9 0 0 2 7 0	D U S P	D 2 1 0 4	S O 0 1 2 0 0 1	X X	3 0 0 2	0 0 0
Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:											
S 6 3 1 9 0 0 2 7 0	D U S P	D 2 1 0 4	S O 0 1 2 0 0 1	X X	3 0 0 2	0 0 0											
<small>DOKUMENT LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. ŽÁDNÁ JEHO ČÁST NEMŮŽE BÝT DLE ZÁKONA č.121/2000 Sb. KOPÍROVÁNA NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁNA BEZ SOUHLASU SUDOP PRAHA a.s.</small>																	

Obsah

1	Technická zpráva ke statickému výpočtu	3
1.1	Základní údaje mostního objektu	3
1.2	Popis mostu	3
1.2.1	Stávající technický stav mostu	3
1.2.2	Stavebně-technický průzkum (STP)	4
1.3	Použité normy, směrnice a literatura	4
1.4	Použitý software	4
1.5	Popis postupu výpočtu	5
1.5.1	Přepočet zatížitelnosti stávajícího mostu	5
1.5.2	Statický výpočet roznášecí desky	5
	Klenbová nosná konstrukce	5
2	Přepočet zatížitelnosti kamenné klenby	5
2.1	Charakteristiky zdiva spodní stavby	5
2.2	Zatížení	6
2.2.1	Vlastní tíha (VLT)	6
2.2.2	Ostatní stálé zatížení (OST)	6
2.2.3	Doprava	6
2.2.4	Teplota	9
2.2.5	Vítr	9
2.2.6	Síly od nosné konstrukce (NK)	9
2.2.7	Napětí na klenbě	10
2.3	Posouzení kamenných pilířů	10
2.3.1	Spolehlivost a kombinace zatížení	10
2.3.2	Výpočetní model	10
2.3.3	Pilíř P01 - pata	10
2.3.4	Pilíř P01 - koruna	11
2.3.5	Pilíř P02 - pata	12
2.3.6	Pilíř P02 - koruna	13
2.3.7	Pilíř P03 - pata	15
2.3.8	Pilíř P03 - koruna	15
2.4	MIKROPILOTY	16
2.5	PŘEDPJATÉ CELOZÁVITOVÉ ZEMNÍ TYČE	20
3	Úložné prahy	21
3.1	Soustředěný tlak pod ložisky	21
3.2	Napětí pod úložnými prahy	22
4	Výpočet roznášecí desky	25
4.1	Zatížení	25
4.1.1	Vlastní tíha	25
4.1.2	Ostatní stálé zatížení	25
4.1.3	Doprava	25
	Brzdné a rozjezdové síly	26
	Odstředivé a jiné příčné síly	26
4.2	Kombinace zatížení	27
4.2.1	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	27
	Trvalé a dočasné návrhové situace	27
4.2.2	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	27

4.3	Návrh a posouzení roznášecí desky	27
4.3.1	Výpočetní model	27
4.3.1	Vnitřní síly	28
4.3.2	Posouzení průřezů	28
	Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů	28
	Posouzení řezů	29
	Řez S 1-podelny smer	29
	Kritický extrém S 1 - E 1	29
	Řez S 2-pricny smer	30
	Kritický extrém S 2 - E 1	30
5	Závěr	30

1 Technická zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Základní údaje mostního objektu

Stavba:	Rekonstrukce mostu km 1,279 trati Tábor – Bechyně
Objekt:	SO 01-20-01 Železniční most přes Lužnici ev. km 1,279
Traťový úsek:	TÚ 1821 Tábor (mimo) – Bechyně (včetně)
Definiční úsek:	DÚ 02 Tábor - Slapy
Evidenč	
Počet kolejí na mostě:	1
Přemostňovaná překážka:	otvor č.1 – účelová zpevněná komunikace otvor č.2 - účelová zpevněná komunikace otvor č.3 – trvalý vodní tok otvor č.4 – volný terén otvor č.5 – volný terén
Počet a členění samostatných konstrukcí:	5 pole 1, 4, 5 – kamenná klenba pole 2, 3 – ocelová příhradová konstrukce
Počet a členění konstrukcí spodní stavby:	opěra O1, pilíře P1 až P4, opěra O2
GPK:	směrově v přímé, zdvih + 510 mm výškově v údolnicovém oblouku (klesá před objektem, rovná na objektu, stoupá za objektem)
Zatížení:	stávající stav – B1-60 (TTZ dle Protokolu o podrobné prohlídce) nový stav – α .LM71 ($\alpha=1,00$, 4. třída zatížení dle ČSN en 1991-2)

Účelem statického výpočtu je ověření spolehlivosti stávajících kamenných konstrukcí kamenných kleneb v MSÚ a MSP s výpočtem zatížitelnosti pro nový stav.

1.2 Popis mostu

Stavba řeší mostní objekt v km 1,279 v úseku trati Tábor – Bechyně. Stávající železniční jednokolejný most je z roku 1903, má délku 173,77 m a překlenuje údolí řeky Lužnice na 5 polích. V prvním, čtvrtém a pátém mostním poli je tvořen kamennou klenbovou konstrukcí, ve druhém a třetím poli pak ocelovou příhradovou konstrukcí s horní mostovkou. Ocelové konstrukce jsou uloženy na ložiskách na kamenné spodní stavbě, založení spodní stavby je plošné.

1.2.1 Stávající technický stav mostu

Technický stav mostu byl zjištěn podrobnou prohlídkou mostu (Protokol o podrobné prohlídce z r.2021) a provedenými průzkumy (STP a IGP, r. 2022). Hodnocení stavebního stavu dle SŽDC S5 je **K3 / S2**. Tento statický výpočet se věnuje kamenným částem nosné konstrukce a spodní stavby, ocelové nosné konstrukce jsou součástí jiného dokumentu.

Opěra O1 – slabé průsaky pojiva, graffiti; S2

Konstrukce K1 (pole 1) – ve zdivu patrné průsaky, spárování ojediněle popraskané; stav K2

Pilíř P1 – slabé průsaky pojiva, spárování místy popraskané, graffiti; S2

Pilíř P2 – slabé průsaky, úložný práh bez prasklin, graffiti; S2

Pilíř P3 – slabé průsaky s pojivem, úložný práh bez prasklin, graffiti; S2

Konstrukce K4 (pole 4) – ve zdivu patrné průsaky, místy roste vegetace, spárování ojediněle popraskané; stav K2

Pilíř P4 – průsaky s pojivem, úložný práh bez prasklin; S2

Konstrukce K5 (pole 5) – ve zdivu patrné průsaky, místy roste vegetace, spárování ojediněle popraskané; stav K2

Opěra O2 - slabé průsaky pojiva, přesyp zeminy a šterku přes římsy, svahový kužel porostlý vegetací; S2

1.2.2 Stavebně-technický průzkum (STP)

Stavebně-technický průzkum byl proveden v r.2022 a byly při něm provedeny vývrty ze spodní stavby s následným vyhodnocením výsledků z různých zkoušek.

Na spodní stavbě byly provedeny tyto vrty:

- opěra O1 – diagnostický vrt S1
- pilíř P1 - diagnostický vrt S2
- pilíř P2 - diagnostický vrt V3, S3
- pilíř P3 - diagnostický vrt V5, S5
- pilíř P4 - diagnostický vrt S6
- opěra O2 - diagnostický vrt S7

diagnostický vrt S1 – prům. pevnost zdících prvků **70,9 MPa**, prům. pevnost malty **5,2 MPa**, mezerovitost zdiva 10,4%

diagnostický vrt S2 – prům. pevnost zdících prvků **113,3 MPa**, prům. pevnost malty **8,4 MPa**, mezerovitost zdiva 11,8%

diagnostický vrt V3 – prům. pevnost zdících prvků **64,9 MPa**, mezerovitost zdiva 8,4%

diagnostický vrt S3 – prům. pevnost zdících prvků **93,2 MPa**, prům. pevnost malty **5,7 MPa**, mezerovitost zdiva 11,7%

diagnostický vrt V5 – prům. pevnost zdících prvků **97,0 MPa**, mezerovitost zdiva 14,1%

diagnostický vrt S5 – prům. pevnost zdících prvků **84,1 MPa**, prům. pevnost malty **7,4 MPa**, mezerovitost zdiva 12,1%

diagnostický vrt S6 – prům. pevnost zdících prvků **86,9 MPa**, mezerovitost zdiva 21,3%

diagnostický vrt S7 – prům. pevnost zdících prvků **60,0 MPa**, mezerovitost zdiva 8,9%

1.3 Použité normy, směrnice a literatura

ČSN EN 1990 **Zásady navrhování konstrukcí**

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-2 **Zatížení mostů dopravou**

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí

Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů

1.4 Použitý software

MIDAS Civil software pro statické výpočty

IDEA StatiCa software pro statické výpočty

GEO 5	software pro statické výpočty geotechnických konstrukcí
EXCEL	tabulkový procesor
AutoCAD	grafický editor

1.5 Popis postupu výpočtu

1.5.1 Přepočet zatížitelnosti stávajícího mostu

Přepočet zatížitelnosti stávajícího mostu byl proveden kategorií C – statickým výpočtem pomocí modelu v programu MIDAS Civil s uvážením skutečných rozměrů a mechanických vlastností zdiva klenby.

1.5.2 Statický výpočet roznášecí desky

Výpočet byl proveden v programu MIDAS Civil a účinky vnitřních sil následně posouzeny v programu IDEA Statica. Nejprve byla zjištěna tuhost podloží pod deskou v programu GEO5-patka.

Klenbová nosná konstrukce

Mostní objekt je tvořen kamennými klenbami uloženými na masivních kamenných opěrách. Volná výška je 10,36 m (K01), resp. 15,15 m (K04) resp. 9,86 m (K05), světlost všech kleneb 12,0 m.

Navržena je rekonstrukce objektu, která zahrnuje sanaci stávající kamenné klenby a spodní stavby, výstavbu nové žb roznášecí desky nad klenbou s novými parapetními zídkami s římsou a ocelovým zábradlím, provedení drenáže na konci roznášecí desky a provedení odláždění kolem stávajících křídel. Nová žb roznášecí deska je navržena celkové délky 7,49 m (1 dilatační díl) a šířky 5,74 m, tl. žb desky je 0,38-0,48 m.

2 Přepočet zatížitelnosti kamenné klenby

2.1 Charakteristiky zdiva spodní stavby

Pevnost kamenů zdiva klenby a pilířů byla stanovena na základě zkoušek z STP. Výsledná charakteristická pevnost celého zdiva f v prostém tlaku byla stanovena dle ČSN ISO 13822. Mezerovitost zdiva byla u většiny zkušebních těles zjištěna přes 10%.

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

pevnost zdících kamenů	$f_b = 82,7 \text{ MPa}$ (dle STP, průměrná hodnota všech vzorků)
pevnost malty	$f_m = 6,4 \text{ MPa}$ (dle STP, průměrná hodnota všech vzorků)
konstanta hodnocení klenby	$K = 0,50$ (kvádrové zdivo)
exponent – ložné spáry	$\alpha = 0,70$ (zdivo s obyčejnou maltou)
exponent – druh malty	$\beta = 0,30$ (obyčejná malta)
charakteristická pevnost zdiva	$f_k = 0,50 \times 82,7^{0,70} \times 6,4^{0,30} = 19,2 \text{ MPa}$
součinitel materiálu	$\gamma_M = 1,8$ (neporušené zdivo bez trhlin)
návrhová pevnost zdiva	$f_d = f_k / \gamma_M = 10,67 \text{ MPa}$

2.2 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

1) Stálá zatížení

- Vlastní tíha klenby
- Ostatní stálé zatížení – šterkové lože, kolej, přesypávka

2) Proměnná zatížení

- Doprava – dle ČSN EN 1991-2 (Zatížení mostů dopravou)

2.2.1 Vlastní tíha (VLT)

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha se uvažuje 25,0 kN/m³ pro kamennou klenbu.

součinitel zatížení $\gamma_{g,vlt} = 1,30$

2.2.2 Ostatní stálé zatížení (OST)

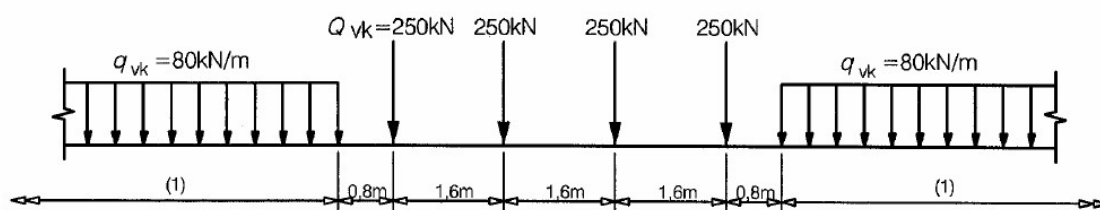
Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha	Charakteristická hodnota zatížení
		/ks/	/m2/		
g1k,1	kolejnice s upevňovacími				1,20
g1k,2	betonové pražce				1,50
g1k,4	kolejové lože		0,38	20	7,60
g1k,4	asf. krycí vrstva		0,035	25	0,88
g1k,5	izolace		0,01	23	0,23
g1k,6	žb roznášecí deska		0,43	25	10,75
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		g1k			22,16

přesypávka nad klenbou (ZEM): proměnné po délce konstrukce; objemová tíha materiálu 22,0 kN/m³

součinitel zatížení $\gamma_{g,ost} = 1,30$

2.2.3 Doprava

Model zatížení 71 (LM71)



Klasifikační součinitel α se uvažuje **1,00**.

Charakteristické hodnoty $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$
 $Q_{vk}/1,60 = 156,25 \text{ kN/m}$

roznášecí šířka = šířka roznášecí desky v koruně klenby $B_{eff} = 4,50 \text{ m}$

zatížení na zatěžovací šířku $q_{vk,eff} = Q_{vk} / 4,50 = \mathbf{34,7 \text{ kN/m}^2}$

Rovnoměrné zatížení $q_{vk,rovn} = 80 \text{ kN/m}$

zatížení na zatěžovací šířku $q_{vk,rovn,eff} = q_{vk,rovn} / 4,50 = \mathbf{17,8 \text{ kN/m}^2}$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

dynamický součinitel

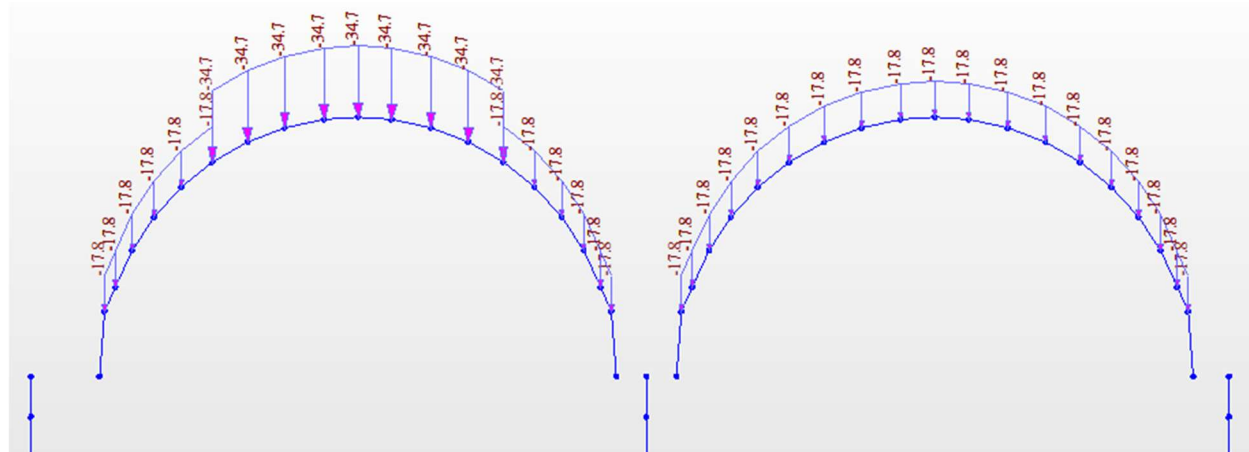
náhradní délka $L_d = 2 \times 12,0 = 24 \text{ m}$

$\phi_3 = 1,19$

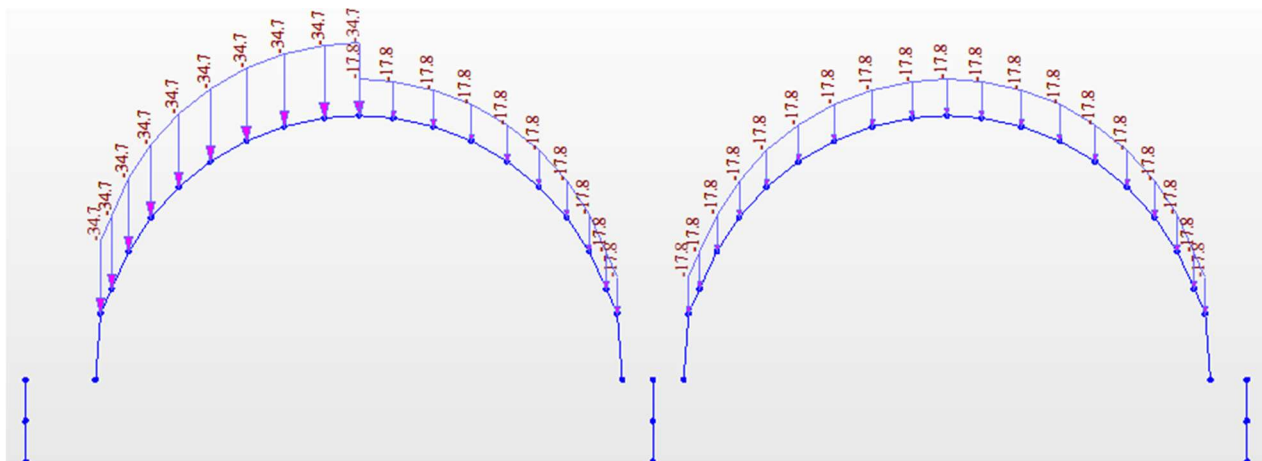
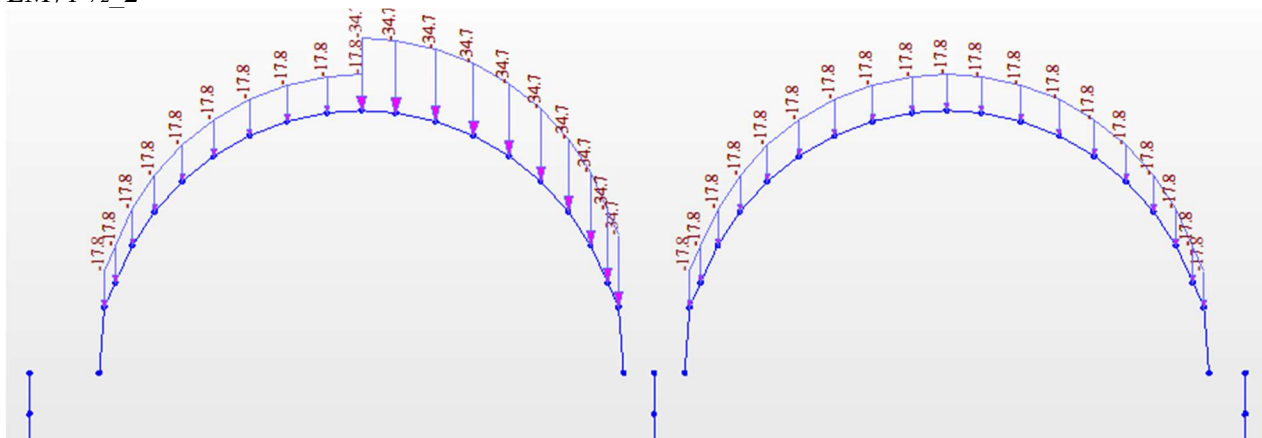
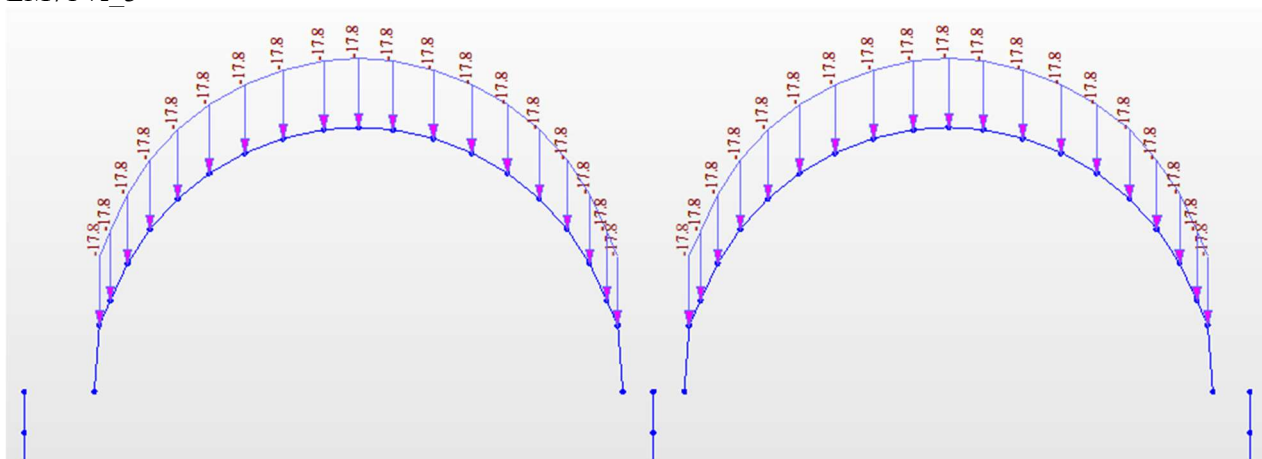
součinitel zatížení $\gamma_{Q,LM71} = \mathbf{1,30}$

Zatížení modelovým vlakem 71 bylo uvažováno na celou klenbu („LM71“) a dále na specifické části klenby („LM71/2_1-3“). Z těchto zatěžovacích stavů byla vytvořena obálka účinků na klenbové konstrukce.

LM71



LM71 ½_1


 LM71 $\frac{1}{2}$ 2

 LM71 $\frac{1}{2}$ 3


Odstředivé síly

Železniční trať na mostě je v přímé, nejsou uvažovány.

Boční ráz

Vzhledem k charakteru stavby neuvažovány.

2.2.4 Teplota

U železničních přesypaných mostů se světlostí do 12 m a se vzepětím klenby větším než $\frac{1}{4}$ světlosti klenby lze dle ČSN P 73 6213 při výpočtu účinky teplotních změn zanedbat.

2.2.5 Vítr

Vzhledem k charakteru stavby neuvažovány.

2.2.6 Síly od nosné konstrukce (NK)

V úrovni nového úložného prahu jsou uvažovány síly a momenty od působení ocelové nosné konstrukce. Z těchto sil byla vytvořena obálka nejnepríznivějších účinků na pilíř a klenbovou konstrukci.

ULS = MSÚ SLS = MSP

z – podélná osa, y – příčná osa, x – svislá osa

Pilíř P1

	EXTRÉM	VYHODNOCOVANÉ VELIČINY					
		N	V _y	V _z	M _x	M _y	M _z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
ULS_LM2	N.min	-5915	-282	0	0	0	-459
	N.max	-2011	285	0	0	0	-960
	V _y .min	-4724	-436	150	0	0	1212
	V _y .max	-3244	435	-150	0	0	-2438
	V _z .min	-3263	-350	-176	0	0	-88
	V _z .max	-2883	270	176	0	0	-1386
	M _z .min	-4803	433	-150	0	0	-3883
	M _z .max	-4959	-435	150	0	0	2726
SLS_LM2	N.min	-4537	-189	0	0	0	-491
	N.max	-2039	191	0	0	0	-610
	V _y .min	-3712	-294	130	0	0	700
	V _y .max	-2884	293	-130	0	0	-1667
	V _z .min	-2402	-256	-130	0	0	-113
	V _z .max	-2133	182	130	0	0	-934
	M _z .min	-3921	291	-130	0	0	-2784
	M _z .max	-3907	-293	130	0	0	1864

Pilíř P2

	EXTRÉM	VYHODNOCOVANÉ VELIČINY					
		N	V _y	V _z	M _x	M _y	M _z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
ULS_LM2	N.min	-14662	741	998	220	2377	-7758
	N.max	-5775	-727	-914	-436	1031	4028
	V _y .max	-8653	1010	-299	142	-218	-8637
	V _z .max	-6414	-741	998	-333	1309	4032
	M _x .max	-9998	778	-371	579	72	-7484
	M _y .max	-12369	741	998	211	4296	-7563
	M _z .min	-13442	1007	759	255	2201	-8925
SLS_LM2	N.min	-11383	496	683	158	1869	-5622
	N.max	-5801	-496	-683	-225	1045	2751
	V _y .max	-7853	676	-160	107	197	-6205
	V _z .max	-6236	-496	683	-227	1232	2719
	M _x .max	-8175	521	-160	399	290	-5433
	M _y .max	-9803	496	683	151	3191	-5488
	M _z .min	-10525	674	560	182	1745	-6400

Pilíř P3

	EXTRÉM	VYHODNOCOVANÉ VELIČINY					
		N	V _y	V _z	M _x	M _y	M _z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
ULS_LM2	N.min	-9577	-470	-2797	-978	350	67
	N.max	-3592	467	2797	782	-350	-2248
	V _y .max	-8595	716	-1709	1330	214	-5833
	V _z .max	-6924	467	2797	834	-350	-4272
	M _x .max	-8595	658	-1709	1469	214	-5650
	M _y .max	-6177	-471	-2797	-1029	350	2096
	M _z .min	-7804	716	-1709	1328	214	-5847
SLS_LM2	N.min	-7416	-314	-1906	-647	238	-199
	N.max	-3640	312	1906	524	-238	-1497
	V _y .max	-6728	480	-1156	897	145	-4170
	V _z .max	-5590	312	1906	564	-238	-3091
	M _x .max	-6728	440	-1156	993	145	-4044
	M _y .max	-5419	-314	-1906	-686	238	1398
	M _z .min	-6578	480	-1156	896	145	-4179

2.2.7 Napětí na klenbě

Výpočetem v MIDAS Civil byla vyšetřena napětí na konstrukci a sledovány hodnoty ve vrcholu klenby, v patě klenby a v patě pilířů.

2.3 Posouzení kamenných pilířů

2.3.1 Spolehlivost a kombinace zatížení

Kombinace zatížení jsou uvažovány dle ČSN EN 1990, kombinace 6.10. Součinitele zatížení jsou použity dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

$$1,30 \times G_{v1} + 1,30 \times G_{ost} + 1,00 \times NK + 1,30 \times \phi_3 \times \alpha \times Q_{LM71}$$

2.3.2 Výpočetní model

Klenbová konstrukce byla spočítaná pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů. Model byl vytvořen prutový uložení klenby v patě bylo uvažováno jako tuhé vetknuté. Tloušťka klenby uvažována 0,9 m, tloušťka pilířů a základů dle archivní dokumentace.

2.3.3 Pilíř P01 - pata

Geometrie pilíře

výška dříku $h = 12,19 \text{ m}$

výška základu $h_z = 1,50 \text{ m}$

výška celková $h_{tot} = 13,69 \text{ m}$

rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X

v hlavě tloušťka $t = 2,48 \text{ m}$

střed tloušťka $t = 2,73 \text{ m}$

v patě tloušťka $t = 2,97 \text{ m}$

příčný směr – osa Y

šířka $b = 5,07 \text{ m}$

šířka $b = 5,69 \text{ m}$

šířka $b = 6,31 \text{ m}$

posuzovaný průřez

tloušťka $t = 2,97 \text{ m}$

šířka $b = 6,31 \text{ m}$

Štíhlost zděné konstrukce

vybočení v rovině XZ

vybočení v rovině YZ

součinitel vzpěrné délky	$\rho = 0,67$	$\rho = 2,0$
vzpěrná výška pilíře	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 9,17 \text{ m}$	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 27,38 \text{ m}$
účinný rozměr pilíře	$t_{ef} = 2,73 \text{ m}$	$b_{ef} = 5,69 \text{ m}$
štíhlost	$h_{ef} / t_{ef} = 3,35$	$h_{ef} / t_{ef} = 4,81$
POSOUZENÍ	$3,35 \leq 27,0$ vyhovuje	$4,81 \leq 27,0$ vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení		$N_{Ed} = -16235 \text{ kN}$
vodorovná síla	podélný směr	$V_{Ed,z} = 1664 \text{ kN}$
ohybový moment	podélný směr	$M_{Ed,y} = 16779 \text{ kNm}$
vodorovná síla	příčný směr	$V_{Ed,y} = 418 \text{ kN}$
ohybový moment	příčný směr	$M_{Ed,z} = -7915 \text{ kNm}$

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu	tloušťka $t = 2,97 \text{ m}$	šířka $b = 6,31 \text{ m}$
základní výstřednost	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,02 \text{ m}$	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06 \text{ m}$
výstřednost od M_{Ed}	$e_{M,x} = M_{ed,y} / N_{Ed} = 1,034 \text{ m}$	$e_{M,y} = M_{ed,z} / N_{Ed} = 0,488 \text{ m}$
souč. štíhlosti a výstřednosti	$\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = \mathbf{0,290}$	$\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = \mathbf{0,826}$

MSÚ – únosnost v tlaku

plocha průřezu	$A = t \cdot b = 18,74 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti	$A_c = \Phi_x \cdot \Phi_y \cdot t \cdot b = 4,49 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti – poměr	$A_c / A = 0,24$
POSOUZENÍ	$0,2 \leq 0,24$
únosnost v tlaku	$N_{Rd} = A_c \times f_d \times 1000 = \mathbf{47863 \text{ kN}}$
POSOUZENÍ	$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 16235 \leq 47863 \quad \textbf{vyhovuje} \quad \mathbf{34\%}$
maximální napětí v tlaku	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{3,62 \text{ MPa}}$

MSÚ – únosnost ve smyku

výslednice vodorovných sil	$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 1716 \text{ kN}$
návrhové napětí od normálové síly	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = 3,62 \text{ MPa}$
char.hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_{Ed} = 0,1 + 0,4 \times 3,62 = 1,45 \text{ MPa}$
návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0,81 \text{ MPa}$
únosnost ve smyku	$V_{Rd} = A_c \times f_{vd} \times 1000 = \mathbf{3896 \text{ kN}}$
POSOUZENÍ	$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 1716 \leq 3896 \quad \textbf{vyhovuje} \quad \mathbf{44\%}$

2.3.4 Pilíř P01 - koruna

Geometrie pilíře

výška dříku	$h = 12,19 \text{ m}$	
výška základu	$h_z = 1,50 \text{ m}$	
výška celková	$h_{tot} = 13,69 \text{ m}$	
rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X		příčný směr – osa Y
v hlavě	tloušťka $t = 2,48 \text{ m}$	šířka $b = 5,07 \text{ m}$
střed	tloušťka $t = 2,73 \text{ m}$	šířka $b = 5,69 \text{ m}$
v patě	tloušťka $t = 2,97 \text{ m}$	šířka $b = 6,31 \text{ m}$

posuzovaný průřez

tloušťka $t = 2,48 \text{ m}$

šířka $b = 5,07 \text{ m}$

Štíhlost zděné konstrukce

součinitel vzpěrné délky

vzpěrná výška pilíře

účinný rozměr pilíře

štíhlost

POSOUZENÍ

vybočení v rovině XZ

 $\rho = 0,67$
 $h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 9,17 \text{ m}$
 $t_{ef} = 2,73 \text{ m}$
 $h_{ef} / t_{ef} = 3,35$
 $3,35 \leq 27,0$
vyhovuje

vybočení v rovině YZ

 $\rho = 2,0$
 $h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 27,38 \text{ m}$
 $b_{ef} = 5,69 \text{ m}$
 $h_{ef} / t_{ef} = 4,81$
 $4,81 \leq 27,0$
vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení

vodorovná síla

ohybový moment

vodorovná síla

ohybový moment

podélný směr

podélný směr

příčný směr

příčný směr

 $N_{Ed} = -12701 \text{ kN}$
 $V_{Ed,z} = 1664 \text{ kN}$
 $M_{Ed,y} = 5313 \text{ kNm}$
 $V_{Ed,y} = 418 \text{ kN}$
 $M_{Ed,z} = -4793 \text{ kNm}$

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu

základní výstřednost

výstřednost od M_{Ed}

souč. štíhlosti a výstřednosti

tloušťka $t = 2,48 \text{ m}$
 $e_a = h_{ef} / 450 = 0,02 \text{ m}$
 $e_{M,x} = M_{Ed,y} / N_{Ed} = 0,418 \text{ m}$
 $\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = \mathbf{0,646}$

šířka $b = 5,07 \text{ m}$
 $e_a = h_{ef} / 450 = 0,06 \text{ m}$
 $e_{M,y} = M_{Ed,z} / N_{Ed} = 0,377 \text{ m}$
 $\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = \mathbf{0,828}$

MSÚ – únosnost v tlaku

plocha průřezu

plocha tlačené oblasti

plocha tlačené oblasti – poměr

POSOUZENÍ

únosnost v tlaku

POSOUZENÍ

maximální napětí v tlaku

 $A = t \cdot b = 12,57 \text{ m}^2$
 $A_c = \Phi_x \cdot \Phi_y \cdot t \cdot b = 6,72 \text{ m}^2$
 $A_c / A = 0,56$
 $0,2 \leq 0,56$
 $N_{Rd} = A_c \times f_d \times 1000 = \mathbf{71673 \text{ kN}}$
 $N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 12701 \leq 71673$
vyhovuje
18%
 $\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{1,89 \text{ MPa}}$

MSÚ – únosnost ve smyku

výslednice vodorovných sil

návrhové napětí od normálové síly

char.hodnota pevnosti zdiva ve smyku

návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku

únosnost ve smyku

POSOUZENÍ
 $V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 1716 \text{ kN}$
 $\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = 1,89 \text{ MPa}$
 $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_{Ed} = 0,1 + 0,4 \times 1,89 = 0,82 \text{ MPa}$
 $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0,45 \text{ MPa}$
 $V_{Rd} = A_c \times f_{vd} \times 1000 = \mathbf{3214 \text{ kN}}$
 $V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 1716 \leq 3214$
vyhovuje
53%

2.3.5 Pilíř P02 - pata

Geometrie pilíře

výška dříku

 $h = 10,79 \text{ m}$

výška základu

 $h_z = 3,50 \text{ m}$

výška celková

 $h_{tot} = 14,29 \text{ m}$

rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X

v hlavě

tloušťka $t = 2,83 \text{ m}$

příčný směr – osa Y

šířka $b = 5,60 \text{ m}$

střed	tloušťka $t = 3,05$ m	šířka $b = 6,18$ m
v patě	tloušťka $t = 3,26$ m	šířka $b = 6,75$ m
posuzovaný průřez	tloušťka $t = 3,26$ m	šířka $b = 6,75$ m
<u>Štíhlost zděné konstrukce</u>	vybočení v rovině XZ	vybočení v rovině YZ
součinitel vzpěrné délky	$\rho = 2,0$	$\rho = 2,0$
vzpěrná výška pilíře	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 28,58$ m	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 28,58$ m
účinný rozměr pilíře	$t_{ef} = 3,05$ m	$b_{ef} = 6,18$ m
štíhlost	$h_{ef} / t_{ef} = 9,37$	$h_{ef} / b_{ef} = 4,62$
POSOUZENÍ	$9,37 \leq 27,0$	$4,62 \leq 27,0$
	vyhovuje	vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení		$N_{Ed} = -22439$ kN
vodorovná síla	podélný směr	$V_{Ed,z} = 998$ kN
ohybový moment	podélný směr	$M_{Ed,y} = 13355$ kNm
vodorovná síla	příčný směr	$V_{Ed,y} = 1010$ kN
ohybový moment	příčný směr	$M_{Ed,z} = -20002$ kNm

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu	tloušťka $t = 3,26$ m	šířka $b = 6,75$ m
základní výstřednost	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06$ m	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06$ m
výstřednost od M_{Ed}	$e_{M,x} = M_{Ed,y} / N_{Ed} = 0,595$ m	$e_{M,y} = M_{Ed,z} / N_{Ed} = 0,891$ m
souč. štíhlosti a výstřednosti	$\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = \mathbf{0,635}$	$\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = \mathbf{0,736}$

MSÚ – únosnost v tlaku

plocha průřezu	$A = t \cdot b = 22,01$ m ²
plocha tlačené oblasti	$A_c = \Phi_x \cdot \Phi_y \cdot t \cdot b = 10,28$ m ²
plocha tlačené oblasti – poměr	$A_c / A = 0,47$
POSOUZENÍ	$0,2 \leq 0,47$
únosnost v tlaku	$N_{Rd} = A_c \times f_d \times 1000 = \mathbf{109585}$ kN
POSOUZENÍ	$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 22439 \leq 109585 \quad \mathbf{vyhovuje} \quad \mathbf{20\%}$
maximální napětí v tlaku	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{2,18}$ MPa

MSÚ – únosnost ve smyku

výslednice vodorovných sil	$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 1420$ kN
návrhové napětí od normálové síly	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = 2,18$ MPa
char.hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_{Ed} = 0,1 + 0,4 \times 2,18 = 0,97$ MPa
návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = \mathbf{0,54}$ MPa
únosnost ve smyku	$V_{Rd} = A_c \times f_{vd} \times 1000 = \mathbf{5551}$ kN
POSOUZENÍ	$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 1010 \leq 5551 \quad \mathbf{vyhovuje} \quad \mathbf{18\%}$

2.3.6 Pilíř P02 - koruna

Geometrie pilíře

výška dříku	$h = 10,79$ m
výška základu	$h_z = 3,50$ m

výška celková	$h_{tot} = 14,29 \text{ m}$	
rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X		příčný směr – osa Y
v hlavě	tloušťka $t = 2,83 \text{ m}$	šířka $b = 5,60 \text{ m}$
střed	tloušťka $t = 3,05 \text{ m}$	šířka $b = 6,18 \text{ m}$
v patě	tloušťka $t = 3,26 \text{ m}$	šířka $b = 6,75 \text{ m}$

posuzovaný průřez **tloušťka $t = 2,83 \text{ m}$** **šířka $b = 5,60 \text{ m}$**

<u>Štíhlost zděné konstrukce</u>	vybočení v rovině XZ	vybočení v rovině YZ
součinitel vzpěrné délky	$\rho = 2,0$	$\rho = 2,0$
vzpěrná výška pilíře	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 28,58 \text{ m}$	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 28,58 \text{ m}$
účinný rozměr pilíře	$t_{ef} = 10,09 \text{ m}$	$b_{ef} = 5,69 \text{ m}$
štíhlost	$h_{ef} / t_{ef} = 2,83$	$h_{ef} / t_{ef} = 5,10$
POSOUZENÍ	$2,83 \leq 27,0$	$5,10 \leq 27,0$
	vyhovuje	vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení		$N_{Ed} = -15991 \text{ kN}$
vodorovná síla	podélný směr	$V_{Ed,z} = 998 \text{ kN}$
ohybový moment	podélný směr	$M_{Ed,y} = 3874 \text{ kNm}$
vodorovná síla	příčný směr	$V_{Ed,y} = 1010 \text{ kN}$
ohybový moment	příčný směr	$M_{Ed,z} = -9932 \text{ kNm}$

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu	tloušťka $t = 2,83 \text{ m}$	šířka $b = 5,60 \text{ m}$
základní výstřednost	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06 \text{ m}$	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06 \text{ m}$
výstřednost od M_{Ed}	$e_{M,x} = M_{Ed,y} / N_{Ed} = 0,242 \text{ m}$	$e_{M,y} = M_{Ed,z} / N_{Ed} = 0,621 \text{ m}$
souč. štíhlosti a výstřednosti	$\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = \mathbf{0,787}$	$\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = \mathbf{0,756}$

MSÚ – únosnost v tlaku

plocha průřezu		$A = t \cdot b = 15,85 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti		$A_c = \Phi_x \cdot \Phi_y \cdot t \cdot b = 9,44 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti – poměr		$A_c / A = 0,64$
POSOUZENÍ	$0,2 \leq 0,64$	
únosnost v tlaku	$N_{Rd} = A_c \times f_d \times 1000 = \mathbf{100632 \text{ kN}}$	
POSOUZENÍ	$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 15991 \leq 100632$	vyhovuje
maximální napětí v tlaku	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{1,69 \text{ MPa}}$	15%

MSÚ – únosnost ve smyku

výslednice vodorovných sil	$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 1420 \text{ kN}$	
návrhové napětí od normálové síly	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = 1,69 \text{ MPa}$	
char.hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_{Ed} = 0,1 + 0,4 \times 1,69 = 0,72 \text{ MPa}$	
návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = \mathbf{0,40 \text{ MPa}}$	
únosnost ve smyku	$V_{Rd} = A_c \times f_{vd} \times 1000 = \mathbf{4111 \text{ kN}}$	
POSOUZENÍ	$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 1420 \leq 4111$	vyhovuje
		35%

2.3.7 Pilíř P03 - pata

Geometrie pilíře

výška dříku	$h = 10,80 \text{ m}$	
výška základu	$h_z = 3,50 \text{ m}$	
výška celková	$h_{\text{tot}} = 14,30 \text{ m}$	
rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X		příčný směr – osa Y
v hlavě	tloušťka $t = 2,63 \text{ m}$	šířka $b = 5,50 \text{ m}$
střed	tloušťka $t = 2,84 \text{ m}$	šířka $b = 6,08 \text{ m}$
v patě	tloušťka $t = 3,05 \text{ m}$	šířka $b = 6,65 \text{ m}$

posuzovaný průřez

tloušťka $t = 3,05 \text{ m}$

šířka $b = 6,65 \text{ m}$

Štíhlost zděné konstrukce

součinitel vzpěrné délky	vybočení v rovině XZ $\rho = 0,67$	vybočení v rovině YZ $\rho = 2,0$
vzpěrná výška pilíře	$h_{\text{ef}} = \rho \times h_{\text{tot}} = 9,58 \text{ m}$	$h_{\text{ef}} = \rho \times h_{\text{tot}} = 28,6 \text{ m}$
účinný rozměr pilíře	$t_{\text{ef}} = 2,84 \text{ m}$	$b_{\text{ef}} = 6,08 \text{ m}$
štíhlost	$h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} = 3,37$	$h_{\text{ef}} / t_{\text{ef}} = 4,70$
POSOUZENÍ	$3,37 \leq 27,0$ vyhovuje	$4,70 \leq 27,0$ vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení		$N_{\text{Ed}} = -18387 \text{ kN}$
vodorovná síla	podélný směr	$V_{\text{Ed},z} = 4112 \text{ kN}$
ohybový moment	podélný směr	$M_{\text{Ed},y} = 38342 \text{ kNm}$
vodorovná síla	příčný směr	$V_{\text{Ed},y} = 679 \text{ kN}$
ohybový moment	příčný směr	$M_{\text{Ed},z} = -11433 \text{ kNm}$

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu	tloušťka $t = 3,05 \text{ m}$	šířka $b = 6,65 \text{ m}$
základní výstřednost	$e_a = h_{\text{ef}} / 450 = 0,02 \text{ m}$	$e_a = h_{\text{ef}} / 450 = 0,06 \text{ m}$
výstřednost od M_{Ed}	$e_{\text{M},x} = M_{\text{Ed},y} / N_{\text{Ed}} = 2,09 \text{ m}$	$e_{\text{M},y} = M_{\text{Ed},z} / N_{\text{Ed}} = 0,622 \text{ m}$
souč. štíhlosti a výstřednosti	$\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = -0,37$ nevyhovuje	$\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = 0,795$

2.3.8 Pilíř P03 - koruna

Geometrie pilíře

výška dříku	$h = 10,80 \text{ m}$	
výška základu	$h_z = 3,50 \text{ m}$	
výška celková	$h_{\text{tot}} = 14,30 \text{ m}$	
rozměry dříku pilíře – proměnné: podélný směr – osa X		příčný směr – osa Y
v hlavě	tloušťka $t = 2,63 \text{ m}$	šířka $b = 5,50 \text{ m}$
střed	tloušťka $t = 2,84 \text{ m}$	šířka $b = 6,08 \text{ m}$
v patě	tloušťka $t = 3,05 \text{ m}$	šířka $b = 6,65 \text{ m}$

posuzovaný průřez

tloušťka $t = 2,63 \text{ m}$

šířka $b = 5,50 \text{ m}$

<u>Štíhlost zděné konstrukce</u>	vybočení v rovině XZ	vybočení v rovině YZ
součinitel vzpěrné délky	$\rho = 0,67$	$\rho = 2,0$
vzpěrná výška pilíře	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 9,58 \text{ m}$	$h_{ef} = \rho \times h_{tot} = 28,6 \text{ m}$
účinný rozměr pilíře	$t_{ef} = 2,84 \text{ m}$	$b_{ef} = 6,08 \text{ m}$
štíhlost	$h_{ef} / t_{ef} = 3,37$	$h_{ef} / t_{ef} = 5,95$
POSOUZENÍ	$3,37 \leq 27,0$ vyhovuje	$5,95 \leq 27,0$ vyhovuje

Zatížení – návrhová kombinace MSÚ ULS_LM2_N.min

svislé zatížení		$N_{Ed} = -15358 \text{ kN}$
vodorovná síla	podélný směr	$V_{Ed,z} = 4112 \text{ kN}$
ohybový moment	podélný směr	$M_{Ed,y} = 14118 \text{ kNm}$
vodorovná síla	příčný směr	$V_{Ed,y} = 679 \text{ kN}$
ohybový moment	příčný směr	$M_{Ed,z} = -7353 \text{ kNm}$

MSÚ – výstřednost zatížení

rozměry průřezu	tloušťka $t = 2,63 \text{ m}$	šířka $b = 5,50 \text{ m}$
základní výstřednost	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,02 \text{ m}$	$e_a = h_{ef} / 450 = 0,06 \text{ m}$
výstřednost od M_{Ed}	$e_{M,x} = M_{Ed,y} / N_{Ed} = 0,919 \text{ m}$	$e_{M,y} = M_{Ed,z} / N_{Ed} = 0,479 \text{ m}$
souč. štíhlosti a výstřednosti	$\Phi_x = 1 - 2 \cdot e_x / t = \mathbf{0,285}$	$\Phi_y = 1 - 2 \cdot e_y / b = \mathbf{0,804}$

MSÚ – únosnost v tlaku

plocha průřezu	$A = t \cdot b = 14,47 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti	$A_c = \Phi_x \cdot \Phi_y \cdot t \cdot b = 3,32 \text{ m}^2$
plocha tlačené oblasti – poměr	$A_c / A = 0,23$
POSOUZENÍ	$0,2 \leq 0,23$
únosnost v tlaku	$N_{Rd} = A_c \times f_d \times 1000 = \mathbf{35391 \text{ kN}}$
POSOUZENÍ	$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 15358 \leq 35391 \text{ vyhovuje} \quad \mathbf{43\%}$
maximální napětí v tlaku	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = \mathbf{4,63 \text{ MPa}}$

MSÚ – únosnost ve smyku

výslednice vodorovných sil	$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2} = 4168 \text{ kN}$
návrhové napětí od normálové síly	$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c = 4,63 \text{ MPa}$
char.hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_{Ed} = 0,1 + 0,4 \times 4,63 = 1,95 \text{ MPa}$
návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku	$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 1,08 \text{ MPa}$
únosnost ve smyku	$V_{Rd} = A_c \times f_{vd} \times 1000 = \mathbf{3586 \text{ kN}}$
POSOUZENÍ	$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 4168 \geq 3586 \quad \mathbf{nevyhovuje} \quad \mathbf{116\%}$

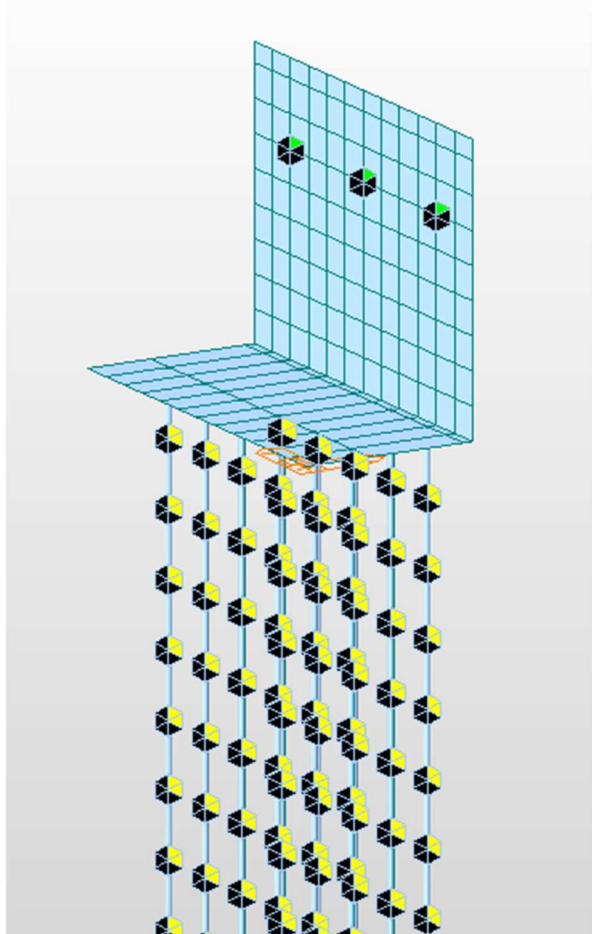
U pilíře P03 vzhledem k nevyhovující pevnosti navržený mikropiloty.

2.4 MIKROPILOTY

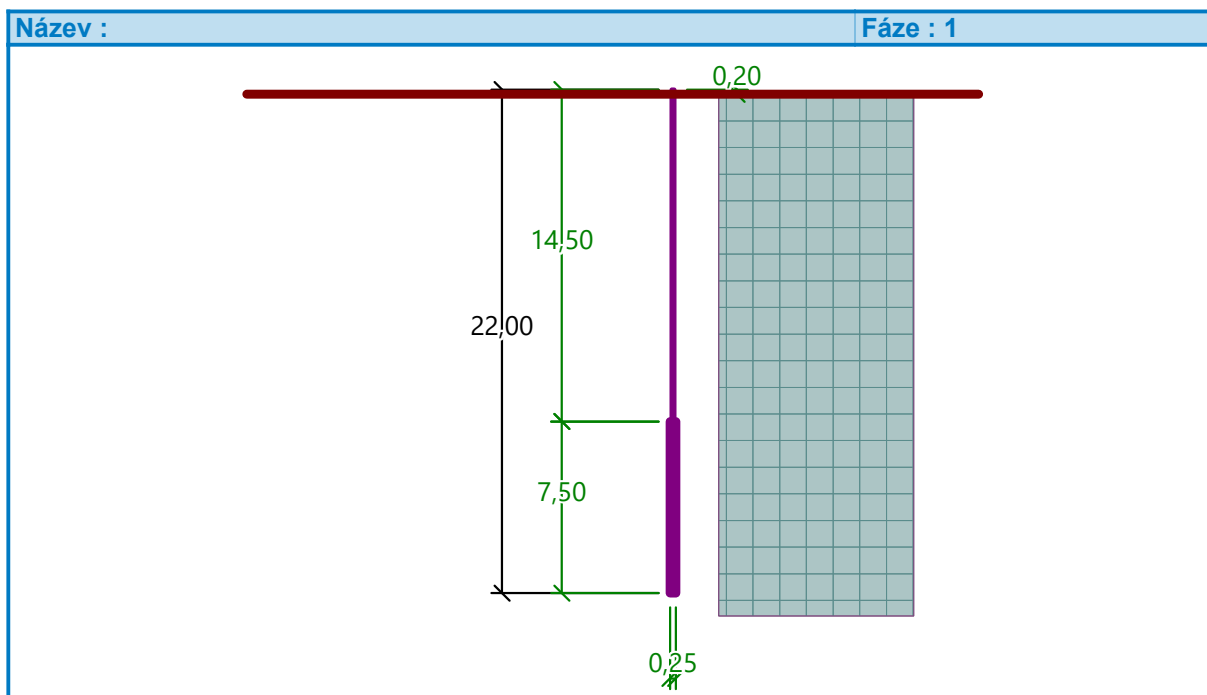
Úložný práh na pilíři P03 bude doplněn sadou mikropilot vrtaných skrz stávající kamenný pilíř se zainjektovaným kořenem v prostoru základu. Vzhledem k tomu, že Rozdělení zatížení mezi pilíř a mikropiloty je uvažováno pilíř x mikropiloty 65% x 35%. Navrženy byly dvě řady mikropilot po 0,8 m vystřídane, výztužná trubka TR 108/16 z oceli S355, délky mikropilot 22 m s injektovaným kořenem v dl. 7,5 m.

Zatížení z nosné konstrukce bylo spočítáno v programu MIDAS Civil. Úložný práh byl modelován jako deskostěnový s prutovými prvky jako mikropilotami a dále 3 podporami v závěrné zídce simulujících

kotvení přepjatými tyčovými kotvami. Mikropiloty byly modelovány s vodorovnými a svislými pružinami v uzlech reprezentujících tuhost výplně pilíře.



Zatížení hlavy mikropiloty (MSU obálka NK+vl. tíha + zemní tlak za závěrnou zídkou + přetížení od dopravy)
 $N_{Ed}=430 \text{ kN}$, $M_{Ed}=37 \text{ kNm}$



Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Projekt

Datum : 02.10.2017

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy
 Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
 Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizzihó

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,15	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Výplň opěry

Objemová tíha : $\gamma = 19,70 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 80,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm
Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 14,50 \text{ m}$
Délka kořene $l_r = 7,50 \text{ m}$
Průměr kořene $d_r = 0,25 \text{ m}$
Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$
Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,20 \text{ m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton:

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 29000,00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční:

Mez kluzu $f_y = 355,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Výplň opěry	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	Ano	MSU 1	430,00	37,00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 30,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 7,60$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1,70 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 3765,58 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 430,00 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spráženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu	$A_i = 5,25E+03 \text{ mm}^2$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$J_i = 5,27E+06 \text{ mm}^4$
Štíhlost prutu	$\lambda = 53,760$
Součinitel vzpěrnosti	$\kappa = 0,823$
Úroveň neutrálné osy	$= -22,7 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 308,66 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 308,70 \text{ MPa}$

Sprážený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,80$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 300,00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 1413,72 \text{ kN}$

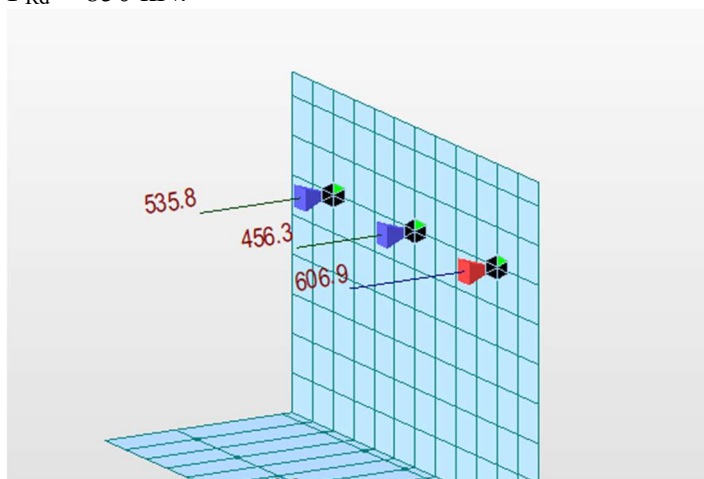
Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 942,48 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 430,00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

2.5 PŘEDPJATÉ CELOZÁVITOVÉ ZEMNÍ TYČE

Ke kotvení závěrné zídky budou použity předpjaté zemní celozávitové tyče z oceli Y 1050 (St 950 / 1050 MPa), průměr tyče $d=32\text{mm}$, únosnost tyče na mezi kluzu 760 kN , únosnost tyče na mezi pevnosti $F_{Rd} = 850 \text{ kN}$.



Maximální vodorovná reakce na tyč: $F_{Ed} = 607 \text{ kN}$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad 607 \leq 850 \quad \text{vyhovuje}$$

Navrženo je konstrukční předepnutí na hodnotě 10 kN .

3 Úložné prahy

3.1 Soustředěný tlak pod ložisky

Nosná konstrukce bude uložena na kalotových ložiskách. Maximální svislá síla je vyvozena od NK na ložisku L6 na pilíři P2 vpravo. Svislá síla návrhová činí $R_{Ed} = 6503 \text{ kN}$. Tloušťka desek pod základnou je 40 mm, u základny předpokládáme roznos 1:1 v ocelových deskách. Zatěžovací plocha je obdélníková $a = 1135 + 2 \times 40 = 1215 \text{ mm}$; $b = 415 + 2 \times 40 = 495 \text{ mm}$

Ložiskový blok

Materiálové charakteristiky:

Charakteristická valcová pevnost betonu	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	pro C30/37
Parciální součinitel betonu	$g_c = 1,50$	-
Koeficient vlivu dlouhodobých účinků na pevnost v tlaku	$a_{cc} = 0,85$	-
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 17,0 \text{ MPa}$	
Charakteristická mez kluzu výztuže	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	pro B500B
Parciální součinitel výztuže	$g_s = 1,15$	-
Návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$	

Výpočet odolnosti proti soustředěné síle

Rozměry ložiska	$a_0 = 1,215 \text{ m}$ $b_0 = 0,495 \text{ m}$	
Výška roznosu	$h = 0,200 \text{ m}$	podlité+bloč
Roznos ze zatížené plochy	$n = 2:1$	
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a_1 = 1,415 \text{ m}$ $b_1 = 0,695 \text{ m}$	
Zatížená plocha	$A_{co} = a_0 \cdot b_0 = 0,6014 \text{ m}^2$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{cl} = a_1 \cdot b_1 = 0,9834 \text{ m}^2$	
Odolnost vůči soustředěné síle	$F_{Rdu} = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot (A_{cl} / A_{co})^{1/2} = 13,074 \text{ MN}$	
Limitní odolnost vůči soustředěné síle	$F_{Rdu,lim} = 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{co} = 30,673 \text{ MN}$ $F_{Rdu} \leq F_{Rdu,lim}$	vyhovuje

Posouzení na soustředěnou sílu

Maximální síla na ložisko	$F_{1max} = 6,503 \text{ MN}$
	$F_{1max} \leq F_{Rdu} [\text{MN}]$
	$6,503 \leq 13,074 \text{ vyhovuje}$
Využití	50%

Úložný práh

Výpočet odolnosti proti soustředěné síle - úložný práh

Rozměry ložiska	$a_0 = 1,215 \text{ m}$	
	$b_0 = 0,495 \text{ m}$	
Výška roznosu	$h = 0,900 \text{ m}$	úl. práh
Roznos ze zatížené plochy	$n = 2:1$	
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a_1 = 2,115 \text{ m}$	
	$b_1 = 1,395 \text{ m}$	
Zatížená plocha	$A_{co} = a_0 * b_0 = 0,6014 \text{ m}^2$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a_1 * b_1 = 2,9504 \text{ m}^2$	
Odolnost vůči soustředěné síle	$F_{Rdu} = A_{co} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{co})^{1/2} = 8,663 \text{ MN}$	
Limitní odolnost vůči soustředěné síle	$F_{Rdu,lim} = 3.0 * f_{cd} * A_{co} = 11,733 \text{ MN}$	
	$F_{Rdu} \leq F_{Rdu,lim}$	vyhovuje

Posouzení na soustředěnou sílu - úložný práh

Maximální síla na ložisko	$F_{1max} = 6,503 \text{ MN}$
	$F_{1max} \leq F_{Rdu} [\text{MN}]$
	$6,503 \leq 8,663$ vyhovuje
Využití	75%

3.2 Napětí pod úložnými prahy

Tloušťka desek pod základnou je 40 mm, u základny předpokládáme roznos 1:1 v ocelových deskách.

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P02

Rozměry ložiska L1	$a_0 = 0,715 \text{ m}$	
+2x40mm	$b_0 = 0,415 \text{ m}$	
Výška roznosu	$h = 0,900 \text{ m}$	úl. práh
Roznos ze zatížené plochy	$n = 2:1$	
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a_1 = 1,615 \text{ m}$	
	$b_1 = 1,315 \text{ m}$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a_1 * b_1 = 2,1237 \text{ m}^2$	
Návrhová síla z NK na ložisko	$F_{1max} = 3,737 \text{ MN}$	
	$\sigma = F_{1max}/A_{c1}$	
	$= 1,760 \text{ MPa}$	
Napětí v úložné spáře	$R_d = 10,700 \text{ MPa}$	
Návrhová pevnost zdiva	$\sigma \leq R_d$	vyhovuje
	$\sigma \leq R_d [\text{MPa}]$	
	$1,760 \leq 10,700$ vyhovuje	

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P02

Rozměry ložiska L2	$a_0 = 0,945 \text{ m}$
+2x40mm	$b_0 = 0,445 \text{ m}$

Výška roznosu	$h = 0,900 \text{ m}$	úl. práh
Roznos ze zatížené plochy	$n = 2:1$	
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a1 = 1,845 \text{ m}$ $b1 = 1,345 \text{ m}$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a1 * b1 = 2,4815 \text{ m}^2$	
Návrhová síla z NK na ložisko	$F1_{max} = 4,262 \text{ MN}$ $\sigma = F1_{max}/A_{c1} = 1,717 \text{ MPa}$	
Napětí v úložné spáře	$Rd = 10,700 \text{ MPa}$	
Návrhová pevnost zdiva	$\sigma \leq Rd$	vyhovuje
$\sigma \leq Rd \text{ [MPa]}$		
$1,717 \leq 10,700$ vyhovuje		

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P03 - levá strana

Výška roznosu	$h = 0,900 \text{ m}$	úl. práh
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a1 = 2,830 \text{ m}$ $b1 = 1,495 \text{ m}$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a1 * b1 = 4,2309 \text{ m}^2$	
Návrhová síla z NK na ložisko	$F1_{max} = 9,363 \text{ MN}$ $\sigma = F1_{max}/A_{c1} = 2,213 \text{ MPa}$	
Napětí v úložné spáře	$Rd = 10,700 \text{ MPa}$	
Návrhová pevnost zdiva	$\sigma \leq Rd$	vyhovuje
$\sigma \leq Rd \text{ [MPa]}$		
$2,213 \leq 10,700$ vyhovuje		

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P03 - pravá strana

Výška roznosu	$h = 0,900 \text{ m}$	úl. práh
Rozměry návrhové roznášecí plochy	$a1 = 2,830 \text{ m}$ $b1 = 1,870 \text{ m}$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a1 * b1 = 5,2921 \text{ m}^2$	
Návrhová síla z NK na ložisko	$F1_{max} = 10,781 \text{ MN}$ $\sigma = F1_{max}/A_{c1} = 2,037 \text{ MPa}$	
Napětí v úložné spáře	$Rd = 10,700 \text{ MPa}$	
Návrhová pevnost zdiva	$\sigma \leq Rd$	vyhovuje

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P04

Rozměry ložiska L7

+2x40mm

Výška roznosu

Roznos ze zatížené

plochy

Rozměry návrhové

roznášecí plochy

Návrhová roznášecí

plocha

Návrhová síla z NK na

ložisko

Napětí v úložné spáře

Návrhová pevnost

zdiva

$$\sigma \leq R_d \text{ [MPa]}$$

$$2,037 \leq 10,700 \quad \text{vyhovuje}$$

$$a_0 = 0,475 \text{ m}$$

$$b_0 = 1,095 \text{ m}$$

$$h = 0,900 \text{ m}$$

úl. práh

$$n = 2:1$$

$$a_1 = 1,375 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,995 \text{ m}$$

$$A_{c1} =$$

$$a_1 * b_1 = 2,7431 \text{ m}^2$$

$$F_{1\max} = 5,669 \text{ MN}$$

$$\sigma =$$

$$F_{1\max}/A_{c1} = 2,067 \text{ MPa}$$

$$R_d = 10,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma \leq R_d$$

vyhovuje

$$\sigma \leq R_d \text{ [MPa]}$$

$$2,067 \leq 10,700 \quad \text{vyhovuje}$$

Výpočet napětí pod úložným prahem - Pilíř P04

Rozměry ložiska L8

+2x40mm

Výška roznosu

Roznos ze zatížené

plochy

Rozměry návrhové

roznášecí plochy

Návrhová roznášecí

plocha

Návrhová síla z NK na

ložisko

Napětí v úložné spáře

Návrhová pevnost

zdiva

$$a_0 = 1,025 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,625 \text{ m}$$

$$h = 0,900 \text{ m}$$

úl. práh

$$n = 2:1$$

$$a_1 = 1,925 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,525 \text{ m}$$

$$A_{c1} =$$

$$a_1 * b_1 = 2,9356 \text{ m}^2$$

$$F_{1\max} = 6,495 \text{ MN}$$

$$\sigma =$$

$$F_{1\max}/A_{c1} = 2,212 \text{ MPa}$$

$$R_d = 10,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma \leq R_d$$

vyhovuje

$$\sigma \leq R_d \text{ [MPa]}$$

$$2,212 \leq 10,700 \quad \text{vyhovuje}$$

4 Výpočet roznášecí desky

4.1 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

1) Stálá zatížení

- Vlastní tíha desky
- Ostatní stálé zatížení – šterkové lože, kolej

2) Proměnná zatížení

- Doprava – dle ČSN EN 1991-2 (Zatížení mostů dopravou)

4.1.1 Vlastní tíha

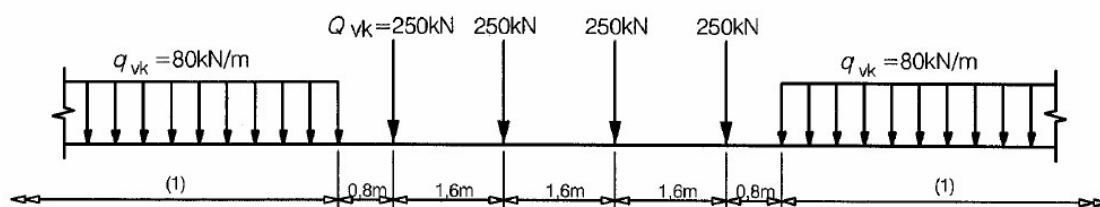
Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha se uvažuje $25,0 \text{ kN/m}^3$ pro železobeton.

4.1.2 Ostatní stálé zatížení

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha /kN.m-3 ; kN.m-1/	Charakteristická hodnota zatížení /kN.m-1/
		/ks/	/m2/		/kN.m-2/
g1k,1	kolejnice s upevňovacími				1,20
g1k,2	betonové pražce				1,50
g1k,4	kolejové lože		0,38	20	7,60
g1k,4	asf. krycí vrstva		0,035	25	0,88
g1k,5	izolace		0,01	23	0,23
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		g1k			11,41

4.1.3 Doprava

Model zatížení 71



Klasifikační součinitel α se uvažuje **1,10**.

Charakteristické hodnoty

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$Q_{vk}/1,60 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = Q_{vk}/3,00 = 52,08 \text{ kN/m}^2$$

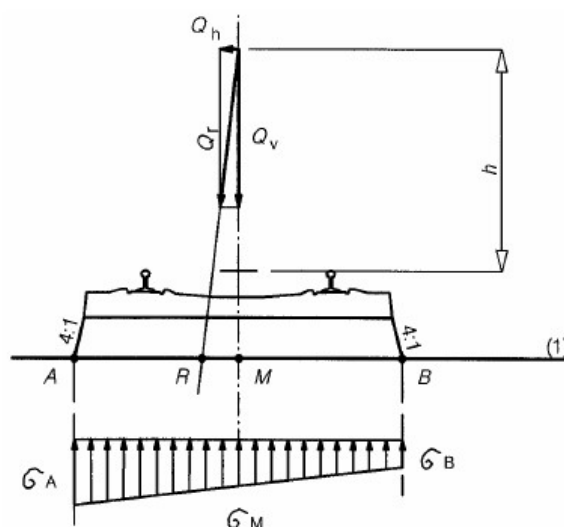
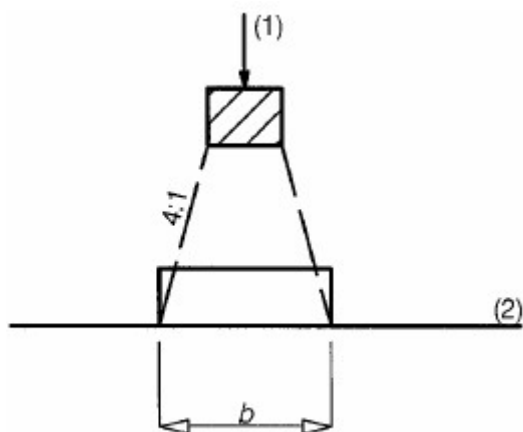
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,73$$

dynamický součinitel

náhradní délka $L_d = 2 \times 3,9 = 7,8 \text{ m}$

$\phi_3 = 1,56$

Podélný a příčný roznos zatížení



Podélný směr

- výška přesypávky pod pražcem $h = 0,45 \text{ m}$
- $L_{ef} = 6,4 + 2 \cdot (0,25 \cdot 0,45 + 0,20) = 7,03 \text{ m}$

Příčný směr

- $B_{ef} = 3,0 + 2 \cdot (0,25 \cdot 0,45 + 0,2) = 3,63 \text{ m}$

Svislá složka zatížení:

$q_{k,LM71} = 4 \cdot Q_{vk} / (L_{ef} \cdot B_{ef}) = 4 \cdot 250 / (7,03 \cdot 3,63) = 39,2 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

$q_{k,LM71,zs} = q_{k,LM71} \cdot 1,0 \cdot \phi_3 = 39,2 \cdot 1,00 \cdot 1,56 = 61,15 \text{ kN/m}^2$

Brzdné a rozjezdové síly

Vzhledem k výšce přesypávky nejsou uvažovány.

Odstředivé a jiné příčné síly

Nejsou uvažovány.

4.2 Kombinace zatížení

4.2.1 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

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))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

6.10a MSU 1 1,35 G + 1,45 · 0,8 LM71

6.10b MSU 4 1,15 G + 1,45 LM71

4.2.2 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	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

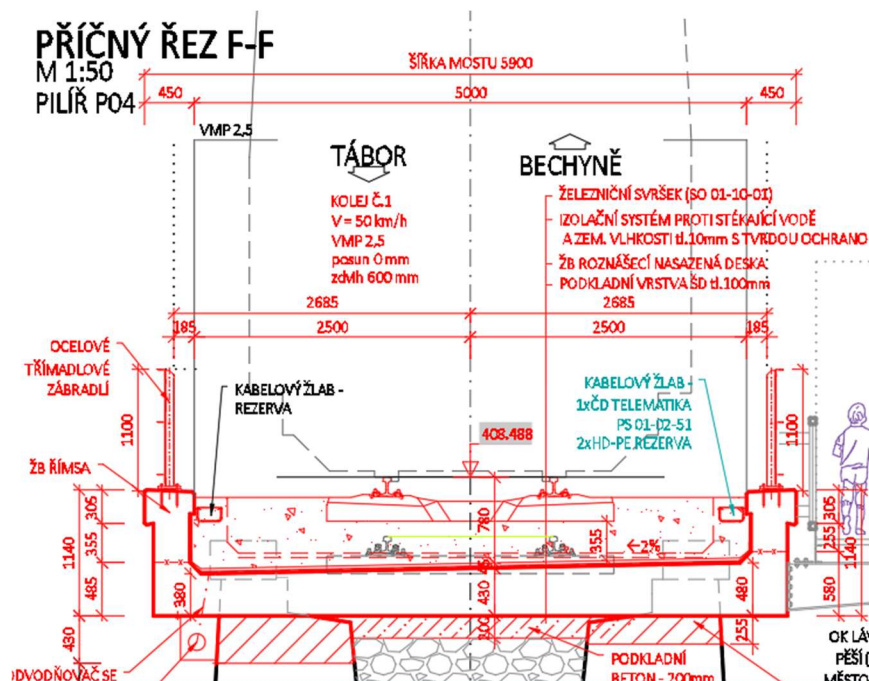
CHAR 1 1,0 G + 1,0 LM71

KVZ 1,0 G

4.3 Návrh a posouzení roznášecí desky

4.3.1 Výpočetní model

Roznášecí deska byla spočítána pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů. Model byl vytvořen jako deskostěnový uložený na pružných podporách. Tuhost pružin vychází z parametrů zemin pod deskou, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5. Na krajích nad křídly, je deska podepřena tuhými podporami.



4.3.1 Vnitřní síly

MSÚ – podélný směr

$m_x = 42 \text{ kNm/m}$; $q_x = -85 \text{ kN/m}$

MSÚ – příčný směr

4.3.2 Posouzení průřezů

Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Nosníková deska)	2	S 2-pricny smer	70,0	✓

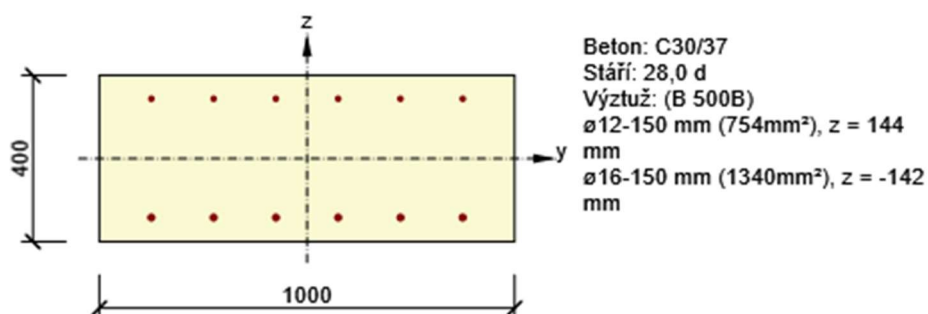
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 1-podelny smer	M 1 (Nosníková deska)	R 1	51,6	✓
S 2-pricny smer	M 1 (Nosníková deska)	R 2	70,0	✓

Posouzení řezů

Řez S 1-podélňý smer

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Souhrn

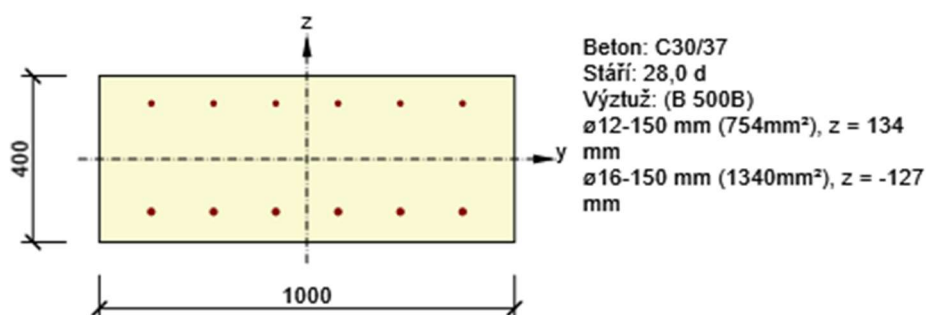
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			85,0	0,0	51,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	42,0	0,0			21,0	OK
Smyk	0,0			85,0	0,0	51,6	OK
Interakce	0,0	42,0	0,0	85,0	0,0	51,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 2-pricny smer

Kritický extrém S 2 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			113,0	0,0	70,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	65,0	0,0			33,7	OK
Smyk	0,0			113,0	0,0	70,0	OK
Interakce	0,0	65,0	0,0	113,0	0,0	70,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5 Závěr

Přepočtení zatížitelnosti nosné konstrukce a spodní stavby prokázal a definoval úpravy spodní stavby (podchycení úložných prahů mikropilotami, injektáž zdiva, zachycení brzdících účinků pomocí předpjatých tyčových kotev) takové, aby byla splněna atížitelnost objektu v novém stavu $Z_{LM71} \geq 1,00$. Zároveň byly statickým výpočtem navrženy dimenze roznášecí železobetonové desky.

V Praze, prosinec 2022

Ing. Martin Knytl

