Spolufinancováno Evropskou unií

Nástroj pro propojení Evropy

Projekt „Modernizace trati Praha hl. n. - Praha Smíchov“ je spolufinancovaný EU z programu Nástroj pro propojení Evropy (CEF)

Za tuto publikaci odpovídá pouze její autor. Evropská unie nenese odpovědnost za jakékoli využití informací v ní obsažených.

NÁVRH PD k projednání

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Investor:

SŽDC Správa železniční dopravní cesty

Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Stavební správa západ
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Účastníci Společnosti "SP+MTP+SPEU_Praha hl. - Praha-Smíchov"

SUDOP PRAHA ® METROPROJEKT SUDOP EU

Správce:

SUDOP PRAHA ®

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
tel.: +420 267 094 111
e-mail: praha@sudop.cz

Vedoucí týmu: ING. MICHAL MEČL

Asistent vedoucího týmu: ING. TOMÁŠ MARTINEK

Specialista profese: ING. MARTIN VLASÁK

Středisko:
SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ

Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant SO, IO, PS:	Vypracoval:	Kontroloval:
ING. DANA WANGLER	ING. MARTIN VLASÁK	ING. JAROSLAV VOŘÍŠEK	ING. TOMÁŠ MARTINEK

Název akce:

REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ POD VYŠEHRADEM

Číslo smlouvy: 16 354 201

Projektový stupeň: PD

Část:
STAVEBNÍ ČÁST

MOSTY, PROPUSTKY A ZDI

Datum: 04/2020

Číslo části: E.1.4

Název přílohy:
SO 20-20-05 ŽEL. M. V EV. KM 3,706
PŘEPOČET SPODNÍ STAVBY

Měřítko: -

Počet formátů: A4

Číslo přílohy: **012.3**

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 ROZŠIŘOVÁNA BEZ SOUHLASU SUDOP PRAHA a.s.

„Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem“

SO 20-20-05 Žel. most v ev. km 3,706 - Pod Vyšehradem

Přepočet spodní stavby

Obsah

1 Technická zpráva k přepočtu ... 2
1.1 Základní údaje mostního objektu ... 2
1.2 Účel přepočtu ... 2
1.3 Popis spodní stavby ... 2
1.4 Výpočetní model ... 3
1.5 Použité softwarové produkty ... 3
1.6 Přehled literatury, norem a předpisů ... 3
1.7 Podklady ... 3
1.8 Autor statického výpočtu ... 3
2 Spodní stavba – pilíře ... 4
2.1 Grafické přílohy ... 4
2.2 Výpočet ... 6
2.2.1 Spolehlivost, kombinace zatížení ... 6
2.2.2 Materiál ... 7
2.2.3 Zatížení ... 7
2.2.4 Výpočetní model ... 12
2.2.5 Posouzení MSÚ ... 14
2.3 Závěr ... 19
3 Spodní stavba – opěra O02 ... 20
3.1 Grafické přílohy ... 20
3.2 Výpočet ... 21
3.2.1 Spolehlivost, kombinace zatížení ... 21
3.2.2 Materiál ... 21
3.2.3 Zatížení ... 21
3.2.4 Výpočetní model ... 24
3.2.5 Posouzení MSÚ ... 24
3.3 Závěr ... 27
4 Přílohy ... 28
4.1 Příloha 1 – Únosnost skalního podloží ... 28
4.2 Příloha 2 – Pevnost kamenného zdiva ... 29
4.3 Příloha 3 – Tabulka zatížitelnosti ... 30

1 Technická zpráva k přepočtu

1.1 Základní údaje mostního objektu

Stavba: "Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem"
Přípravná dokumentace (PD)/Dokumentace pro úz. rozhodnutí (DÚR) a záměr projektu (ZP)
Objekt: SO 20-20-05 Mosty pod Vyšehradem, žel. m. v ev. km 3,706 - Pod Vyšehradem

TÚ: **TÚ 0201** Praha hl. n. (mimo) – Praha-Smíchov (mimo)
DÚ: **DÚ B1** Výh. Praha-Vyšehrad

Počet převáděných kolejí: 2
Mostní otvory: 3

- otvor 1 – přemosťovaná překážka: chodník, náplavka, řeka Vltava
- otvor 2 – přemosťovaná překážka: řeka Vltava
- otvor 3 – přemosťovaná překážka: řeka Vltava, účelová komunikace

Počet a členění samostatných konstrukcí: 3

- pole 1 – ocelová příhradová NK, rozpětí 71,72 m
- pole 2 – ocelová příhradová NK, rozpětí 71,72 m
- pole 3 – ocelová příhradová NK, rozpětí 71,72 m

Počet a členění samostatných konstrukcí spodní stavby: 4
opěra O01, **pilíř P01, pilíř P02**, **opěra O02**

GPK: směrová - přímá
výšková – cca vodorovná
Zatížení: α.LM71
α = 1,00 – výpočet zatížitelnosti
Členění statického výpočtu:
předmětem statického výpočtu jsou **pilíře P01 a P02 a opěra O02** (viz 1.2).

1.2 Účel přepočtu

Účelem statického výpočtu (přípravná dokumentace) je ověřit spolehlivost **spodní stavby – pilířů P01 a P02 (kap. 2) a opěry O02 (kap. 3) SO 20-20-05**. Přepočet je proveden v odpovídajícím rozsahu a podrobnostech.

Podrobný statický výpočet bude předmětem statického výpočtu v dalším stupni projektové dokumentace.

1.3 Popis spodní stavby

Železniční most pod Vyšehradem přes Vltavu je tvořen třemi ocelovými příhradovými nosnými konstrukcemi o rozpětí 3x 71,72 m. Nosné konstrukce jsou uloženy na opěře O01 (společná s SO 20-20-04), pilířích P01 a P02 a na opěře O02 na břehu směr Smíchov.

<u>Pilíře P01 a P02</u>
Na každém pilíři jsou uloženy 2 nosné konstrukce, obě konstrukce jsou uloženy na dvojici ložisek ve vzdálenosti +/- 4,40 m od osy mostu (= osa dříku pilíře). Obě konstrukce jsou dvojkolejné s osovou vzdáleností kolejí 3,80 m. Ložiska ve směru Praha-hl.n. jsou podélně pevná, ložiska ve směru Praha-Smíchov podélně pohyblivá.
Ložiska jsou uložena na kamenném úložném prahu, který přechází v kamenný dřík s proměnnou šířkou 3,15 m až 4,18 m a proměnnou délkou 13,95 m až 14,98 m, proměnnost tvaru zajišťují lícové plochy dříku ve sklonu cca 1:20 od svislice. Kamenný dřík je umístěn na kamenném základu šířky 5,20 m, který byl vystavěn na ocelovém kesonu. Vnitřek kesonu byl po dokončení zakládacích prací vyplněn prostým betonem.

Základ celkové délky 16,00 m a dřík celkové délky 14,98 m jsou na návodní i povodní straně zaobleny v poloměru poloviční šířky dané části. Kamenné zdivo je po obvodě tvořeno kvádry z granodioritu, vnitřní část byla vyplněna zdivem z metadroby s pojivem z betonové malty.
Kamenný dřík byl nad základem proveden s půdorysnou excentricitou, viz 2.1.

Opěra O02

Kamenná opěra z roku 1871 se skládá z opěry, rovnoběžných křídel a samostatných kolmých křídel. Společný základ opěry a rovnoběžných křídel je založen na dřevěném roštu a dřevěných pilotách. Opěra s dříkem šířky cca 13,73 m a tloušťky cca 4,00 m je určena pro uložení NK z pole 3, včetně napojení oboustranných lávek NK na závěrnou zeď opěry. Na opěru navazují kamenná rovnoběžná křídla, která mezi sebou drží těleso dvojkolejné železniční trati přecházející na navazující násep. Chodníky vycházející z lávek klesají podél rovnoběžných křídel, svahy zemního tělesa vně rovnoběžných křídel jsou zachyceny kamennými kolmými křídly.

1.4 Výpočetní model

pilíře viz 2.2.4
opěra O02 viz 3.2.4

1.5 Použité softwarové produkty

Základní údaje o použitých softwarových produktech (název, verze, firma, vlastník):

- Civil 2018, v2.1, MIDAS Information Technology Co., Ltd., SUDOP PRAHA a.s.
- MS Office – Excel, Word, Microsoft, SUDOP PRAHA a.s.

1.6 Přehled literatury, norem a předpisů

ČSN EN 1990 ed.2	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
ČSN EN 1991-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
ČSN EN 1993-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty
ČSN EN 1090-2+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce,
ČSN EN 10025-2	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli.
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
SŽDC, MP	Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (dále označován jako MP 2015)

1.7 Podklady

projektová dokumentace „Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem"**:**

část 2.B.14.3	Geotechnický a stavebnětechnický průzkum SO 20-20-05 Žel. most v ev. km 3,706 - Pod Vyšehradem (dále IGP) (2017)
část 2.E.1.04	SO 20-20-05 Žel. most v ev. km 3,706 - Pod Vyšehradem Přepočet nosné konstrukce (2018) Stávající stav – údaje z archivní dokumentace (cca 1901) Stávající stav – průzkum dna v okolí pilířů (2017)

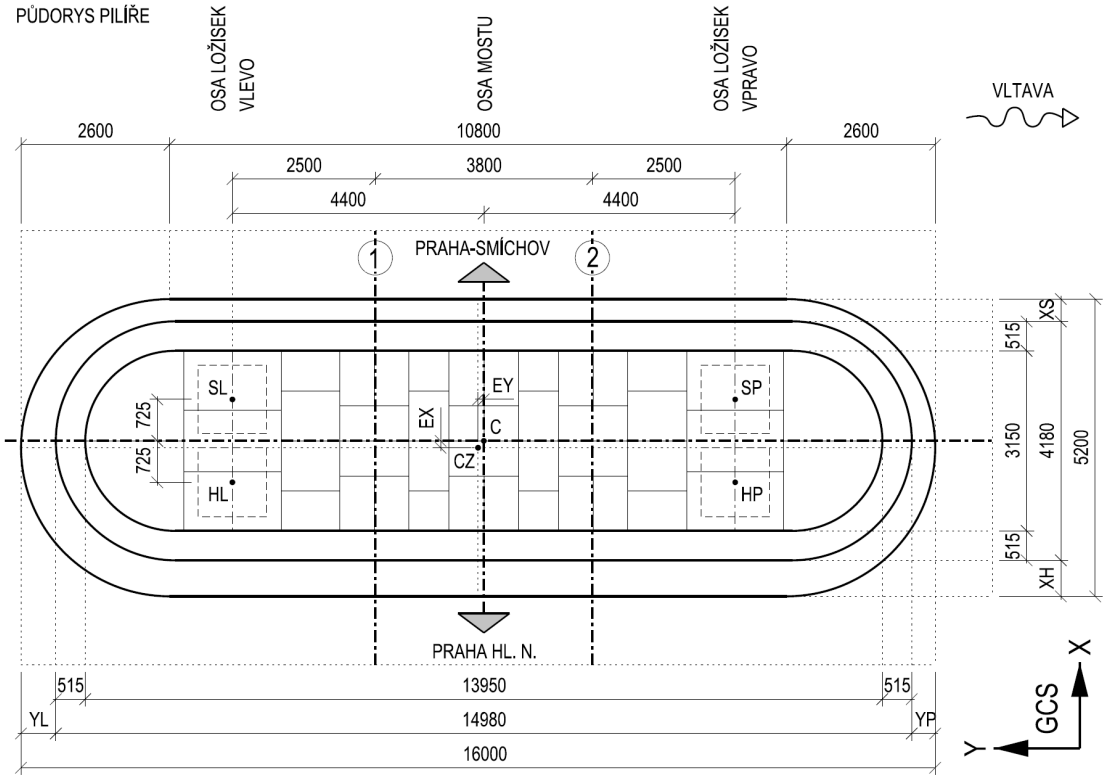
1.8 Autor statického výpočtu

Ing. Jaroslav Voříšek
SUDOP PRAHA a.s.
23.05.2018

2 Spodní stavba – pilíře

2.1 Grafické přílohy

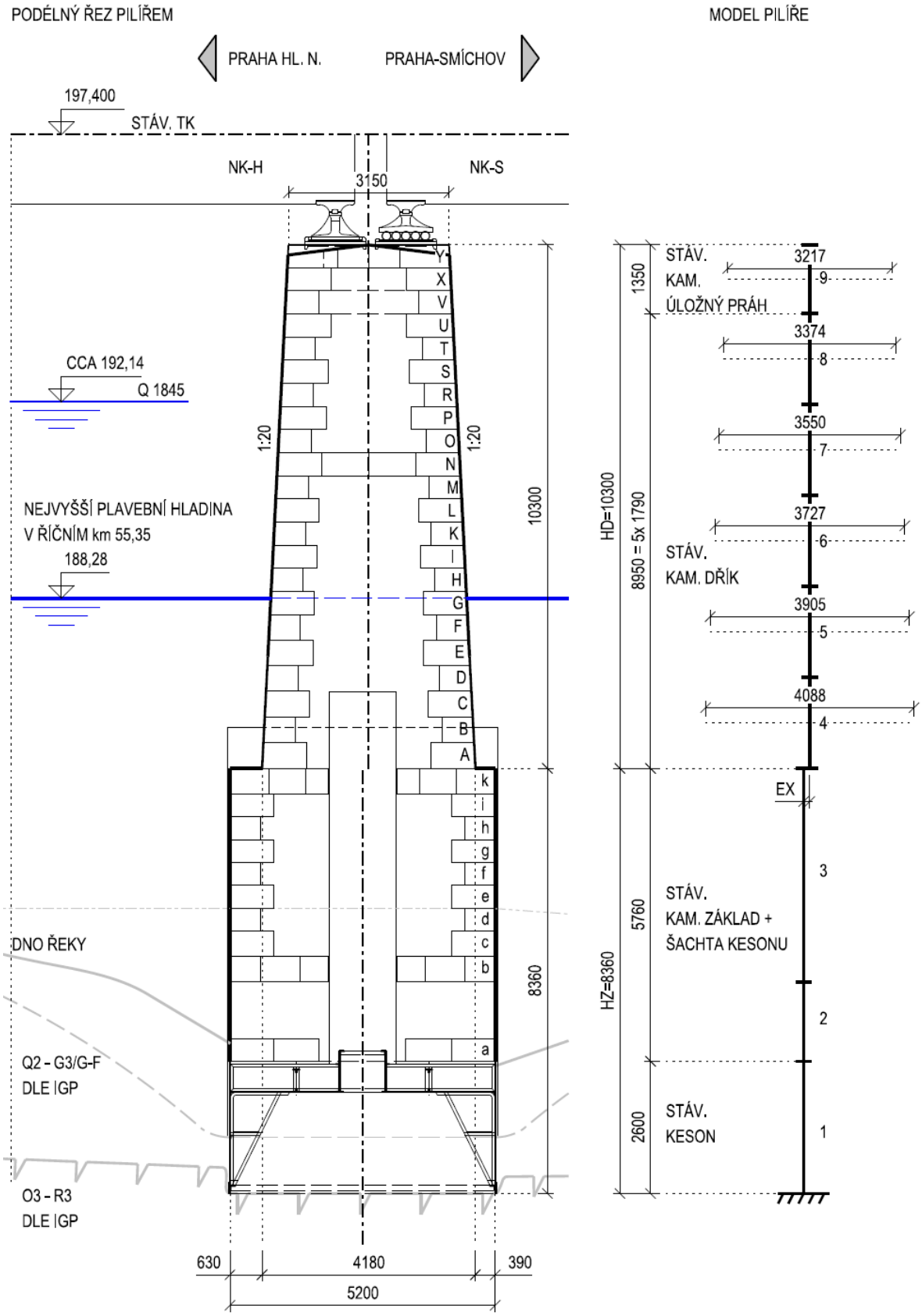
Půdorys pilíře



Geometrie pilíře P01, P02 a modelu pilíře
Parametry pilířů P01 a P02 jsou mírně proměnné, viz následující tabulka. Pro zjednodušení je modelován pouze jeden pilíř s největšími excentricitami ex a ey.

SO 20-20-05 - SPODNÍ STAVBA - PILÍŘE				
PROMĚNNÉ PARAMETRY PILÍŘŮ				
PAR.	J	P01	P02	MODEL
XH	[m]	0.54	0.63	0.63
XS	[m]	0.48	0.39	0.39
EX	[m]	0.03	0.12	0.12
YL	[m]	0.62	0.61	0.62
YP	[m]	0.40	0.41	0.40
EY	[m]	-0.11	-0.10	-0.11
HD	[m]	10.30	10.29	10.30
HZ	[m]	8.36	8.20	8.36

Podélný řez a schéma modelu



2.2 Výpočet

2.2.1 Spolehlivost, kombinace zatížení

Pro posouzení MSÚ spodní stavby jsou zjednodušeně na straně bezpečné uvažovány kombinace dle ČSN EN 1990, Tab. A2.4(B), 6.10, kombinace 6.10a / 6.10b nejsou použity.

Dílčí součinitele zatížení jsou pro spodní stavbu starší než 30 let uvažovány v souladu s předpisem SŽDC MP 2015. Pro posouzení spodní stavby je uvažována kombinace dominantního zatížení od železniční dopravy a dalších nedominantních zatížení, hodnoty kombinačních součinitelů jsou uvažovány dle ČSN EN 1990, Tab. A2.3, viz následující tabulka:

Zatížení	**Popis**	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0
G_0	vlastní tíha pilíře	1,30	1,00	
R_{G0}, R_{G1}, R_{G2}	reakce z NK – zatížení stálé	1,20	1,00	
R_{P1}, R_{P2}	reakce z NK – zatížení dopravou svislé	1,30	0	
R_{BR}, R_S	reakce z NK – zatížení dopravou vodorovné	1,30	-1,30	
R_{CH}	reakce z NK – zatížení chodci na lávkách	1,30	0	1,00
R_W, R_{WP}	reakce z NK – zatížení větrem na NK a P	1,35	-1,35	0,75
R_{TR}, R_{TN}	reakce z NK – zatížení teplotou	1,35	-1,35	0,60
FR	tření v ložiskách	1,20	-1,20	1,00

Dynamické účinky dopravního zatížení na spodní stavbu nejsou uvažovány (Φ = 1,00).

Vzhledem k tomu, že hodnoty reakcí od zatížení teplotou jsou malé (parazitní hodnoty modelu nosné konstrukce), nebude zatížení teplotou při posouzení spodní stavby zohledněno.

Vzhledem k možnosti působení brzdných a rozjezdových sil v poli s podélně pevnými ložisky a působení tření v ložiskách v poli s podélně posuvnými ložisky jsou tyto účinky uvažovány současně.

Kombinace zatížení:
aplikace dílčích součinitelů zatížení a kombinačních součinitelů:
A1: $1{,}30.G_0 + 1{,}20.R_G + 1{,}30.R_P + 1{,}30.R_{BR} + 1{,}30.0{,}5.R_S + 1{,}30.R_{CH} + 1{,}35.0{,}75.R_W + 1{,}20.FR$
A2: $1{,}30.G_0 + 1{,}20.R_G + 1{,}30.R_P + 1{,}30.0{,}5.R_{BR} + 1{,}30.R_S + 1{,}30.R_{CH} + 1{,}35.0{,}75.R_W + 1{,}20.FR$
A3: $1{,}00.G_0 + 1{,}00.R_G + 1{,}30.R_P + 1{,}30.R_{BR} + 1{,}30.0{,}5.R_S + 1{,}35.0{,}75.R_W + 1{,}20.FR$
A4: $1{,}00.G_0 + 1{,}00.R_G + 1{,}30.R_P + 1{,}30.0{,}5.R_{BR} + 1{,}30.R_S + 1{,}35.0{,}75.R_W + 1{,}20.FR$

MSU-C1: max. svislé + podélné – zatížení ze 2 NK, aplikace A1, A3
P – zatížení v obou kolejích
P – max. reakce od LM71 z NK-S, reakce od 80 kN/m z NK-H
BR – zatížení v obou kolejích
MSU-C2: max. svislé + podélné – zatížení z 1 NK, aplikace A1, A3
P – zatížení v obou kolejích
P – max. reakce od LM71 z NK-H
BR – zatížení v obou kolejích
MSU-C3: max. svislé + příčné – kolej 1+2, aplikace A2, A4
P – zatížení v obou kolejích
P – max. reakce od LM71 z NK-S, reakce od 80 kN/m z NK-H
S – zatížení v obou kolejích
MSU-C4: max. svislé + příčné – kolej 2, aplikace A2, A4
P – zatížení v koleji 2
P – max. reakce od LM71 z NK-S, reakce od 80 kN/m z NK-H
S – zatížení v koleji 2

2.2.2 Materiál

Základová půda

Podle projektové dokumentace a IGP jsou pilíře P01 a P02 v řece Vltavě založeny na kesonu, pod základovou spárou se pravděpodobně nacházejí břidlice mírně zvětralé R3 (typ O3). Pro parametry podzákladí uvedené v IGP je v Příloze 1 vypočtena únosnost skalního podloží **Rd = 2,70 MPa**. Uvedená hodnota odpovídá průměrné hloubce založení cca 2,60m, která byla zjištěna průzkumem dna řeky v okolí pilíře v roce 2017.

Kamenné zdivo

V rámci IGP byly provedeny svislé diagnostické vrty z úložného prahu pilířů:
Pilíř P01 sonda Sv3
Pilíř P02 sonda Sv2
V obou diagnostických vrtech bylo zastiženo obkladní zdivo tvořené granodioritem o vysoké pevnosti a výplňové zdivo tvořené metadrobou o vysoké pevnosti, v úlomcích velikosti 5-20 cm s pojivem z betonové malty.
Byly provedeny zkoušky kamenného zdiva a pojiva s následujícími výsledky:

- granodiorit průměrná pevnost v tlaku 55,7 MPa
- pojivo – pilíř P01 pevnost v prostém tlaku 28,3 MPa

V Příloze 2 byla vypočtena návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku **fd = 10,23 MPa**.

Keson vyplněný betonem

IGP a ani archivní dokumentace neudává informace o materiálu této části základu. Proto se odhadem předpokládá, že pevnost této části není menší než pevnost kamenného zdiva (viz výše).

2.2.3 Zatížení

2.2.3.1 G_0 – zatížení stálé – vlastní tíha pilíře

Zatížení vlastní tíhou je uvažováno odhadem podle ČSN EN 1991-1-1 a podle IGP spodní stavby.

(úložný práh – nový stav	25,0 kN/m3	železobeton)
úložný práh – stáv. stav	24,9 kN/m3	granodiorit
kamenný dřík	24,5 kN/m3	granodiorit (obvod), metadroba (výplň)
kamenný základ	24,5 kN/m3	granodiorit (obvod), metadroba (výplň)
keson + výplň kesonu	25,0 kN/m3	odhad (prostý beton + ocelový keson)

odhad vlastní tíhy kamenného dříku:

obvod	*granodiorit*	*2x (0,85+0,60)/2 x 24,91*	*= 2x0,725 x 24,91 = 36,12 kN/m2*
výplň	*metadroba + pojivo*	*(3,665-1,45) x (26,0+22,5)/2*	*= 2,215 x 24,25 = 53,71 kN/m2*

průměr (36,12+53,71) / 3,665 = 24,5 kN/m3

odhad vlastní tíhy základu:

obvod	*granodiorit*	*2x (0,85+0,60)/2 x 24,91*	*= 2x0,725 x 24,91 = 36,12 kN/m2*
výplň	*metadroba + pojivo*	*(5,200-1,45) x (26,0+22,5)/2*	*= 3,75 x 24,25 = 90,94 kN/m2*

průměr (36,12+90,94) / 5,200 = 24,5 kN/m3

Zatížení G0 je generováno automaticky v prutovém modelu MIDAS z tvaru zadaných průřezů a vlastností zadaných materiálů.

2.2.3.2 Zatížení z nosných konstrukcí

Reakce z nosných konstrukcí jsou převzaty ze statického výpočtu nosné konstrukce SO 20-20-05. Do modelu MIDAS byla zadána zatížení z 2 nosných konstrukcí uložených na pilíři. Reakce z NK-S byla zadána jako zatížení do bodů č. 11 a 13 a jsou označeny příponou _S. Reakce z NK-H byla zadána jako zatížení do bodů č. 12 a 14 a jsou označeny příponou _H.

Reakce P z modelu nosné konstrukce odpovídají maximální reakci LM71 (4x250kN+80kN/m) na nosné konstrukci. Při současné poloze LM71 na obou NK je na druhé NK uvažována pouze reakce od LM71 (80kN/m). Hodnoty těchto reakcí byly vypočteny následovně:

reakce na ložisko z bližší koleje	0.5.80.73.(8.8-2.5)/8.8	= 2090 kN
reakce na ložisko ze vzdálenější koleje	0.5.80.73.(8.8-2.5-3,8)/8.8	= 830 kN

Reakce BR z modelu nosné konstrukce odpovídá maximální reakci od nejnepříznivější kombinace rozjezdových a brzdných sil v obou kolejích, způsob kombinování viz přepočet nosné konstrukce SO 20-20-05. Při uvažování dopravního zatížení pouze v 1 koleji je zadáváno zatížení od brzdných sil 20.73 = 1460 kN (>1000kN – rozjezdové síly nerozhodují) následovně:

reakce na ložisko z bližší koleje	1460.(8.8-2.5)/8.8	= 1045 kN
reakce na ložisko ze vzdálenější koleje	1460.(8.8-2.5-3,8)/8.8	= 415 kN

Reakce S z modelu nosné konstrukce odpovídá maximální reakci od bočního rázu 100 kN v obou kolejích. Zatížení je uvažováno vždy pouze z jedné nosné konstrukce, tzn. pouze 1x na každé koleji. Při uvažování dopravního zatížení pouze v 1 koleji je zadáváno 100 kN pouze v jedné koleji.

Reakce TR a TN z modelu nosné konstrukce od zatížení teplotou nejsou uvažovány, viz 2.2.1.

Tření v ložiskách FR odpovídá maximální svislé reakci na podélně pohyblivém ložisku. Protože toto maximální zatížení z NK-S odpovídá pouze kombinacím MSU-C1 a MSU-C3, je u dalších kombinací hodnota tření zmenšena součinitelem dle poměru skutečné a maximální svislé reakce (průměrná hodnota na ložiskách vlevo a vpravo):

součinitel pro MSU-C2	1723/5417 = 0,32
součinitel pro MSU-C4	3570/5417 = 0,66

Součinitel je zaveden do předpisu kombinaci v sw MIDAS.

Uvažované hodnoty zatížení z nosných konstrukcí jsou pro jednotlivé kombinace uvedeny v následujících tabulkách.

KOMBINACE: **MSU - C1, MSU - C3**

KOLEJ 1 **NK SMĚR SMÍCHOV** KOLEJ 2

LM71 4x250+80 **LM71 4x250+80**

	LOŽISKO SL TYP XY			LOŽISKO SP TYP X		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			2482			1007
R_{P2}			1007			2482
R_{BR}						
R_S		-100	-15		-100	15
R_{CH}			205			205
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		-267	-175		-267	175
R_{TR}						
R_{TN}						
FR	111			111		

+X

+Y PILÍŘ -Y

-X

	LOŽISKO HL TYP Y			LOŽISKO HP TYP 0		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			2090			830
R_{P2}			830			2090
R_{BR}	1237			1237		
R_S		0	0		0	0
R_{CH}			205			205
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		-267	-175		-267	175
R_{TR}						
R_{TN}						
FR						

KOLEJ 1 **NK SMĚR HLAVNÍ** KOLEJ 2

LM71 80 **LM71 80**

KOMBINACE: **MSU - C2**

KOLEJ 1 **NK SMĚR SMÍCHOV** KOLEJ 2

	LOŽISKO SL TYP XY			LOŽISKO SP TYP X		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			0			0
R_{P2}			0			0
R_{BR}						
R_S		0	0		0	0
R_{CH}			0			0
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		0	0		0	0
R_{TR}						
R_{TN}						
FR	-111			-111		

+X

+Y PILÍŘ -Y

-X

	LOŽISKO HL TYP Y			LOŽISKO HP TYP 0		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			2482			1007
R_{P2}			1007			2482
R_{BR}	-1237			-1237		
R_S		-100	-15		-100	15
R_{CH}			205			205
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		-267	-175		-267	175
R_{TR}						
R_{TN}						
FR						

KOLEJ 1 **NK SMĚR HLAVNÍ** KOLEJ 2

LM71 4x250+80 **LM71 4x250+80**

KOMBINACE: **MSU - C4**

KOLEJ 1 **NK SMĚR SMÍCHOV** KOLEJ 2

- **LM71 4x250+80**

	LOŽISKO SL TYP XY			LOŽISKO SP TYP X		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			0			0
R_{P2}			1007			2482
R_{BR}						
R_S		0	-7.5		-100	7.5
R_{CH}			0			205
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		-267	-175		-267	175
R_{TR}						
R_{TN}						
FR	111			111		

+X

+Y PILÍŘ -Y

-X

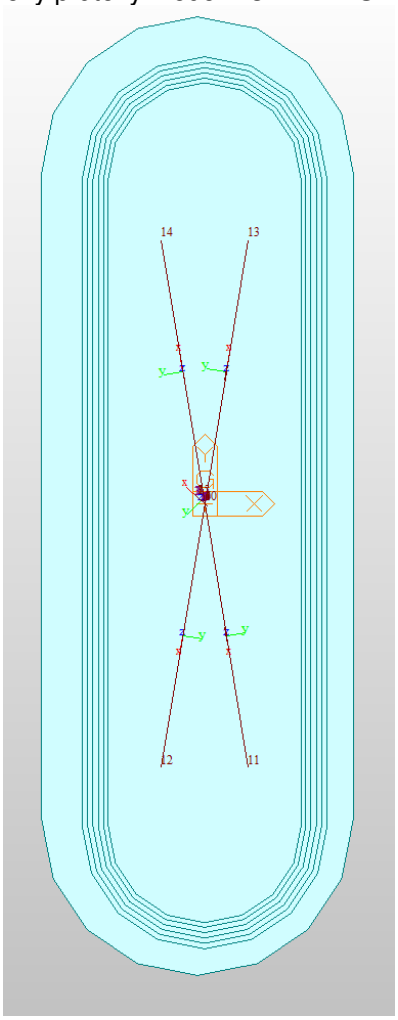
	LOŽISKO HL TYP Y			LOŽISKO HP TYP 0		
	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]
R_{G0}			1533			1533
R_{G1}			107			107
R_{G2}			83			83
R_{P1}			0			0
R_{P2}			830			2090
R_{BR}	415			1045		
R_S		0	0		0	0
R_{CH}			0			205
R_W		-202	-222		-202	222
R_{WP}		-267	-175		-267	175
R_{TR}						
R_{TN}						
FR						

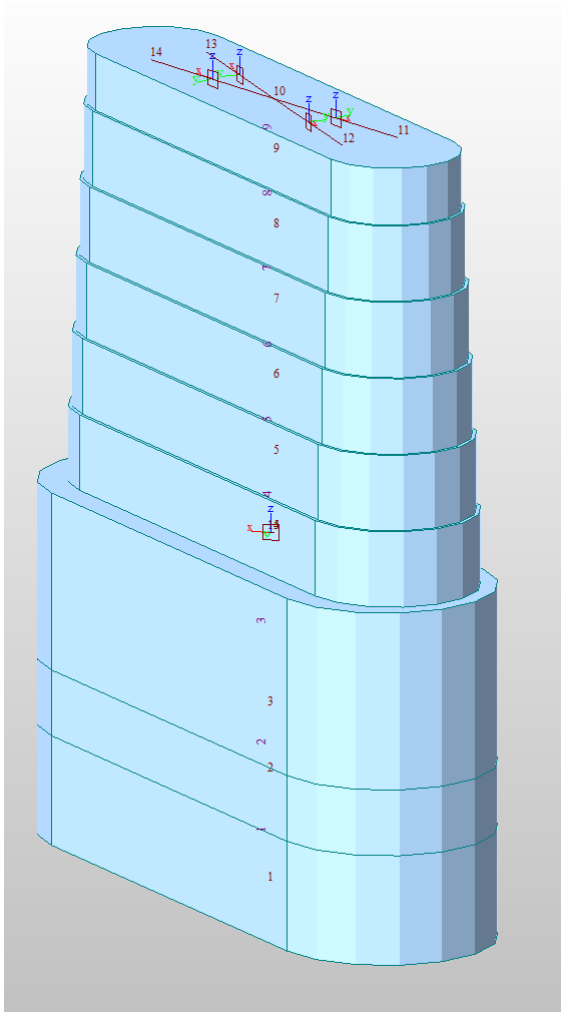
KOLEJ 1 **NK SMĚR HLAVNÍ** KOLEJ 2

- **LM71 80**

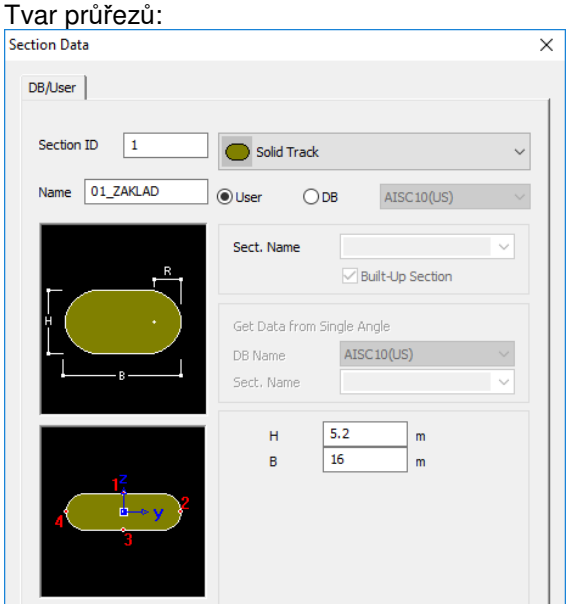
2.2.4 Výpočetní model

Prostorový prutový model v sw MIDAS





Tvar průřezů:



Průřezové charakteristiky:

ID	Type	Shape	Name	A	Asy	Asz	Ixx	Iyy	Izz	Peri (out)
-	-	-	-	m2	m2	m2	m4	m4	m4	m
1	DB/User	STRK	01_ZAKLAD	77.397	75.273	65.913	544.253	162.438	1454.136	37.936
2	DB/User	STRK	02_DRIK_4	57.276	55.963	48.605	260.446	75.195	948.559	34.443
3	DB/User	STRK	02_DRIK_5	54.151	52.953	45.924	226.441	65.007	877.768	33.868
4	DB/User	STRK	02_DRIK_6	51.161	50.070	43.362	196.385	56.064	812.027	33.309
5	DB/User	STRK	02_DRIK_7	48.238	47.248	40.858	169.300	48.061	749.616	32.753
6	DB/User	STRK	02_DRIK_8	45.380	44.486	38.413	144.995	40.930	690.403	32.200
7	DB/User	STRK	03_PRAH	42.872	42.059	36.268	125.409	35.221	639.910	31.707

Materiály:

ID	Name	Type	Density
-	-	-	kN/m3
1	KAM_UP	Concrete	25.00
2	KAM_DRIK	User Defined	24.50
3	KAM_ZAKLAD	User Defined	24.50
4	BET_KESON	User Defined	25.00

Pruty modelu jsou zadány s průřezy a materiály odpovídajícími skutečné konstrukci, čímž je dosaženo automatického generování vlastní tíhy pilíře do zatěžovacího stavu G0. Proměnný průřez dříku pilíře je zjednodušeně modelován pomocí 5 prutů konstantního průřezu (02_DRIK_4 až 02_DRIK_8).

Z podkladů vyplývá excentrická vzájemná poloha základu a dříku pilíře. Změna polohy základu a dříku je modelována vodorovnou tuhou vazbou mezi pruty 3 a 4.

Svislé a vodorovné reakce z mostu jsou převzaty z modelu NK SO 20-20-05 a jsou zadány do bodů odpovídajících poloze ložisek na pilíři, body jsou k prutové konstrukci připojeny tuhými vazbami.

Pro ověření MSÚ napětí v základové spáře a ve zdivu je zjednodušeně použito podepření prutové konstrukce vetknutím v základové spáře. Přesnější modelování uložení nosné konstrukce nebylo v tomto stupni dokumentace použito (pružné podepření v základové spáře, pružné podepření na bočních plochách základu).

2.2.5 Posouzení MSÚ

Napětí v základové spáře – pružná AP:

Elem	Load	Pa	Axial (N/mm^2)	Shear-y (N/mm^2)	Shear-z (N/mm^2)	Bend(+y) (N/mm^2)	Bend(-y) (N/mm^2)	Bend(+z) (N/mm^2)	Bend(-z) (N/mm^2)	Cb(min/max) (N/mm^2)	Cb1(-y+z) (N/mm^2)	Cb2(+y+z) (N/mm^2)	Cb3(+y-z) (N/mm^2)	Cb4(-y-z) (N/mm^2)
1	MSU-C1-A1	[1]	-0.82	0.04	0.06	-0.27	0.27	-1.14	1.14	-1.96	-1.96	-1.09	0.32	-0.54
1	MSU-C2-A1	[1]	-0.71	0.03	-0.06	-0.20	0.20	1.03	-1.03	-1.74	0.32	-0.92	-1.74	-0.51
1	MSU-C3-A2	[1]	-0.82	0.04	0.03	-0.29	0.29	-0.66	0.66	-1.48	-1.48	-1.10	-0.16	-0.53
1	MSU-C4-A2	[1]	-0.70	0.04	0.02	-0.37	0.37	-0.41	0.41	-1.11	-1.11	-1.07	-0.29	-0.34
1	MSU-C1-A3	[1]	-0.67	0.04	0.06	-0.27	0.27	-1.13	1.13	-1.80	-1.80	-0.94	0.45	-0.41
1	MSU-C2-A3	[1]	-0.58	0.03	-0.06	-0.20	0.20	1.04	-1.04	-1.61	0.46	-0.78	-1.61	-0.38
1	MSU-C3-A4	[1]	-0.67	0.04	0.03	-0.28	0.28	-0.65	0.65	-1.32	-1.32	-0.96	-0.03	-0.39
1	MSU-C4-A4	[1]	-0.57	0.04	0.02	-0.35	0.35	-0.40	0.40	-0.97	-0.97	-0.92	-0.17	-0.22

Extremy - základová spára	**max**	**0.46**	**-0.78**	**0.45**	**-0.22**
	min	**-1.96**	**-1.10**	**-1.74**	**-0.54**

Posouzení základové spáry $\sigma_d < R_d$ 1,96 MPa < 2,70 MPa VYHOVUJE

Napětí v kamenném základu:

Elem	Load	Pa	Axial (N/mm^2)	Shear-y (N/mm^2)	Shear-z (N/mm^2)	Bend(+y) (N/mm^2)	Bend(-y) (N/mm^2)	Bend(+z) (N/mm^2)	Bend(-z) (N/mm^2)	Cb(min/max) (N/mm^2)	Cb1(-y+z) (N/mm^2)	Cb2(+y+z) (N/mm^2)	Cb3(+y-z) (N/mm^2)	Cb4(-y-z) (N/mm^2)
2	MSU-C1-A1	[2]	-0.73	0.04	0.06	-0.24	0.24	-0.99	0.99	-1.73	-1.73	-0.98	0.26	-0.49
3	MSU-C1-A1	[3]	-0.68	0.04	0.06	-0.23	0.23	-0.91	0.91	-1.59	-1.59	-0.91	0.22	-0.46
2	MSU-C2-A1	[2]	-0.63	0.03	-0.06	-0.18	0.18	0.89	-0.89	-1.52	0.27	-0.81	-1.52	-0.44
3	MSU-C2-A1	[3]	-0.58	0.03	-0.06	-0.17	0.17	0.81	-0.81	-1.39	0.23	-0.75	-1.39	-0.41
2	MSU-C3-A2	[2]	-0.73	0.04	0.03	-0.26	0.26	-0.58	0.58	-1.31	-1.31	-0.99	-0.15	-0.48
3	MSU-C3-A2	[3]	-0.68	0.04	0.03	-0.24	0.24	-0.53	0.53	-1.22	-1.22	-0.92	-0.15	-0.45
2	MSU-C4-A2	[2]	-0.62	0.04	0.02	-0.34	0.34	-0.36	0.36	-0.98	-0.98	-0.96	-0.26	-0.28
3	MSU-C4-A2	[3]	-0.57	0.04	0.02	-0.32	0.32	-0.33	0.33	-0.90	-0.90	-0.89	-0.23	-0.25
2	MSU-C1-A3	[2]	-0.61	0.04	0.06	-0.24	0.24	-0.98	0.98	-1.59	-1.59	-0.85	0.37	-0.37
3	MSU-C1-A3	[3]	-0.57	0.04	0.06	-0.22	0.22	-0.90	0.90	-1.47	-1.47	-0.79	0.32	-0.35
2	MSU-C2-A3	[2]	-0.51	0.03	-0.06	-0.18	0.18	0.90	-0.90	-1.41	0.39	-0.69	-1.41	-0.33
3	MSU-C2-A3	[3]	-0.47	0.03	-0.06	-0.17	0.17	0.82	-0.82	-1.29	0.34	-0.64	-1.29	-0.31
2	MSU-C3-A4	[2]	-0.61	0.04	0.03	-0.25	0.25	-0.57	0.57	-1.18	-1.18	-0.86	-0.04	-0.36
3	MSU-C3-A4	[3]	-0.57	0.04	0.03	-0.23	0.23	-0.52	0.52	-1.09	-1.09	-0.81	-0.05	-0.34
2	MSU-C4-A4	[2]	-0.50	0.04	0.02	-0.32	0.32	-0.35	0.35	-0.85	-0.85	-0.82	-0.15	-0.18
3	MSU-C4-A4	[3]	-0.46	0.04	0.02	-0.30	0.30	-0.32	0.32	-0.79	-0.79	-0.77	-0.14	-0.16

Extremy - kamenný základ	**max**	**0.39**	**-0.64**	**0.37**	**-0.16**
	min	**-1.73**	**-0.99**	**-1.52**	**-0.49**

Posouzení kamenného zdiva $\sigma_d < f_d$ 1,73 MPa < 10,23 MPa VYHOVUJE

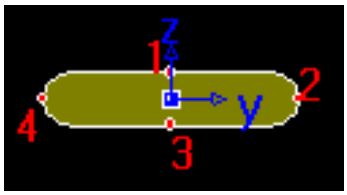
Napětí v kamenném dříku:

Elem	Load	Pa	Axial (N/mm^2)	Shear-y (N/mm^2)	Shear-z (N/mm^2)	Bend(+y) (N/mm^2)	Bend(-y) (N/mm^2)	Bend(+z) (N/mm^2)	Bend(-z) (N/mm^2)	Cb(min/max) (N/mm^2)	Cb1(-y+z) (N/mm^2)	Cb2(+y+z) (N/mm^2)	Cb3(+y-z) (N/mm^2)	Cb4(-y-z) (N/mm^2)
4	MSU-C1-A1	[4]	-0.74	0.05	0.09	-0.22	0.22	-1.00	1.00	-1.75	-1.75	-0.96	0.26	-0.52
5	MSU-C1-A1	[5]	-0.72	0.06	0.09	-0.21	0.21	-0.92	0.92	-1.65	-1.65	-0.93	0.20	-0.52
6	MSU-C1-A1	[6]	-0.71	0.06	0.10	-0.19	0.19	-0.81	0.81	-1.52	-1.52	-0.89	0.11	-0.52
7	MSU-C1-A1	[7]	-0.69	0.06	0.11	-0.16	0.16	-0.67	0.67	-1.36	-1.36	-0.85	-0.01	-0.52
8	MSU-C1-A1	[8]	-0.67	0.07	0.11	-0.14	0.14	-0.50	0.50	-1.17	-1.17	-0.81	-0.18	-0.53
9	MSU-C1-A1	[9]	-0.65	0.07	0.12	-0.11	0.11	-0.26	0.26	-0.91	-0.91	-0.76	-0.39	-0.54
4	MSU-C2-A1	[4]	-0.60	0.04	-0.08	-0.16	0.16	1.11	-1.11	-1.71	0.51	-0.76	-1.71	-0.44
5	MSU-C2-A1	[5]	-0.57	0.04	-0.09	-0.15	0.15	1.05	-1.05	-1.63	0.48	-0.73	-1.63	-0.42
6	MSU-C2-A1	[6]	-0.55	0.04	-0.09	-0.14	0.14	0.97	-0.97	-1.52	0.42	-0.69	-1.52	-0.41
7	MSU-C2-A1	[7]	-0.52	0.05	-0.10	-0.12	0.12	0.86	-0.86	-1.38	0.34	-0.64	-1.38	-0.40
8	MSU-C2-A1	[8]	-0.49	0.05	-0.11	-0.11	0.11	0.71	-0.71	-1.21	0.22	-0.60	-1.21	-0.39
9	MSU-C2-A1	[9]	-0.46	0.05	-0.11	-0.08	0.08	0.52	-0.52	-0.98	0.06	-0.54	-0.98	-0.38
4	MSU-C3-A2	[4]	-0.74	0.06	0.05	-0.23	0.23	-0.55	0.55	-1.30	-1.30	-0.97	-0.19	-0.51
5	MSU-C3-A2	[5]	-0.72	0.06	0.05	-0.22	0.22	-0.51	0.51	-1.24	-1.24	-0.94	-0.21	-0.51
6	MSU-C3-A2	[6]	-0.71	0.06	0.05	-0.20	0.20	-0.45	0.45	-1.16	-1.16	-0.90	-0.25	-0.51
7	MSU-C3-A2	[7]	-0.69	0.07	0.06	-0.17	0.17	-0.38	0.38	-1.07	-1.07	-0.86	-0.31	-0.52
8	MSU-C3-A2	[8]	-0.67	0.07	0.06	-0.14	0.14	-0.29	0.29	-0.96	-0.96	-0.82	-0.39	-0.53
9	MSU-C3-A2	[9]	-0.65	0.08	0.06	-0.11	0.11	-0.17	0.17	-0.82	-0.82	-0.76	-0.49	-0.54
4	MSU-C4-A2	[4]	-0.59	0.05	0.03	-0.36	0.36	-0.33	0.33	-0.95	-0.92	-0.95	-0.26	-0.23
5	MSU-C4-A2	[5]	-0.56	0.06	0.03	-0.36	0.36	-0.30	0.30	-0.92	-0.86	-0.92	-0.26	-0.21
6	MSU-C4-A2	[6]	-0.53	0.06	0.03	-0.35	0.35	-0.27	0.27	-0.88	-0.80	-0.88	-0.26	-0.19
7	MSU-C4-A2	[7]	-0.51	0.06	0.03	-0.34	0.34	-0.23	0.23	-0.84	-0.73	-0.84	-0.28	-0.17
8	MSU-C4-A2	[8]	-0.48	0.07	0.04	-0.32	0.32	-0.17	0.17	-0.80	-0.64	-0.80	-0.31	-0.15
9	MSU-C4-A2	[9]	-0.44	0.07	0.04	-0.31	0.31	-0.09	0.09	-0.75	-0.54	-0.75	-0.35	-0.14
4	MSU-C1-A3	[4]	-0.63	0.05	0.09	-0.22	0.22	-1.00	1.00	-1.64	-1.64	-0.85	0.37	-0.41
5	MSU-C1-A3	[5]	-0.62	0.06	0.09	-0.21	0.21	-0.92	0.92	-1.55	-1.55	-0.83	0.30	-0.42
6	MSU-C1-A3	[6]	-0.61	0.06	0.10	-0.19	0.19	-0.81	0.81	-1.43	-1.43	-0.80	0.20	-0.43
7	MSU-C1-A3	[7]	-0.60	0.06	0.11	-0.16	0.16	-0.67	0.67	-1.28	-1.28	-0.77	0.07	-0.44
8	MSU-C1-A3	[8]	-0.60	0.07	0.11	-0.14	0.14	-0.50	0.50	-1.09	-1.09	-0.73	-0.10	-0.46
9	MSU-C1-A3	[9]	-0.58	0.07	0.12	-0.11	0.11	-0.26	0.26	-0.85	-0.85	-0.69	-0.32	-0.48
4	MSU-C2-A3	[4]	-0.50	0.04	-0.08	-0.16	0.16	1.10	-1.10	-1.60	0.60	-0.66	-1.60	-0.34
5	MSU-C2-A3	[5]	-0.48	0.04	-0.09	-0.15	0.15	1.04	-1.04	-1.52	0.56	-0.64	-1.52	-0.33
6	MSU-C2-A3	[6]	-0.46	0.04	-0.09	-0.14	0.14	0.96	-0.96	-1.42	0.49	-0.60	-1.42	-0.33
7	MSU-C2-A3	[7]	-0.45	0.05	-0.10	-0.12	0.12	0.84	-0.84	-1.29	0.40	-0.57	-1.29	-0.32
8	MSU-C2-A3	[8]	-0.43	0.05	-0.11	-0.11	0.11	0.70	-0.70	-1.13	0.27	-0.53	-1.13	-0.32
9	MSU-C2-A3	[9]	-0.41	0.05	-0.11	-0.08	0.08	0.50	-0.50	-0.91	0.10	-0.49	-0.91	-0.32
4	MSU-C3-A4	[4]	-0.63	0.06	0.05	-0.23	0.23	-0.55	0.55	-1.19	-1.19	-0.86	-0.08	-0.40
5	MSU-C3-A4	[5]	-0.62	0.06	0.05	-0.22	0.22	-0.51	0.51	-1.13	-1.13	-0.84	-0.11	-0.41
6	MSU-C3-A4	[6]	-0.61	0.06	0.05	-0.20	0.20	-0.45	0.45	-1.07	-1.07	-0.81	-0.16	-0.42
7	MSU-C3-A4	[7]	-0.60	0.07	0.06	-0.17	0.17	-0.38	0.38	-0.98	-0.98	-0.78	-0.22	-0.43
8	MSU-C3-A4	[8]	-0.60	0.07	0.06	-0.14	0.14	-0.29	0.29	-0.88	-0.88	-0.74	-0.31	-0.45
9	MSU-C3-A4	[9]	-0.58	0.08	0.06	-0.11	0.11	-0.17	0.17	-0.75	-0.75	-0.69	-0.42	-0.47
4	MSU-C4-A4	[4]	-0.49	0.05	0.03	-0.34	0.34	-0.33	0.33	-0.83	-0.82	-0.83	-0.16	-0.14
5	MSU-C4-A4	[5]	-0.47	0.06	0.03	-0.34	0.34	-0.30	0.30	-0.81	-0.77	-0.81	-0.17	-0.13
6	MSU-C4-A4	[6]	-0.45	0.06	0.03	-0.33	0.33	-0.27	0.27	-0.78	-0.72	-0.78	-0.18	-0.12
7	MSU-C4-A4	[7]	-0.43	0.06	0.03	-0.31	0.31	-0.23	0.23	-0.75	-0.66	-0.75	-0.21	-0.12
8	MSU-C4-A4	[8]	-0.41	0.07	0.04	-0.30	0.30	-0.17	0.17	-0.71	-0.58	-0.71	-0.24	-0.11
9	MSU-C4-A4	[9]	-0.39	0.07	0.04	-0.28	0.28	-0.09	0.09	-0.67	-0.48	-0.67	-0.30	-0.11

Extrémy - kamenný dřík	**max**	**0.60**	**-0.49**	**0.37**	**-0.11**
	min	**-1.75**	**-0.97**	**-1.71**	**-0.54**

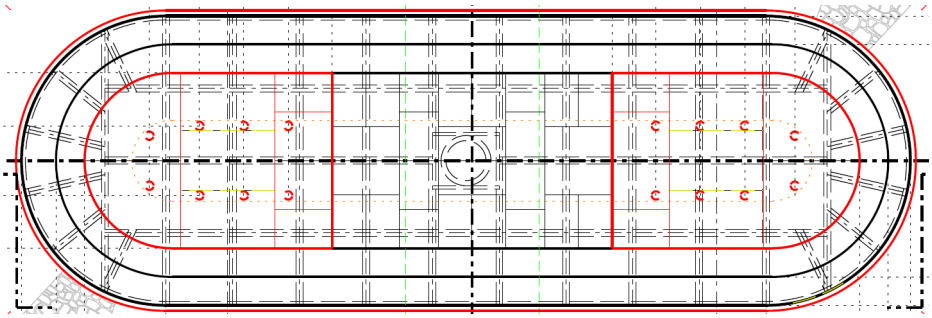
Posouzení kamenného zdiva $\sigma_d < f_d$ 1,75 MPa < 10,23 MPa VYHOVUJE

V kamenném zdivu byla v daných kombinacích vyhodnocena tahová napětí v bodech průřezu 1 a 3.



max. tahové napětí v základu σ_x = **0,39 MPa**
max. tahové napětí v dříku σ_x = **0,60 MPa**

Tahová napětí budou zachycena pomocí tyčových mikropilot, navrženy jsou 2 řady po 8ks.
Návrh: ocelová tyč D=50mm, ocel 500/550 [MPa], únosnost 980 kN
Celková únosnost 1 řady: 8x 980 = 7840 kN
Poloha a počet mikropilot budou upřesněny v dalším stupni projektové dokumentace, zohledněna bude ideální poloha z hlediska statického a technologického (sanace pilířů). Poloha zobrazená na obrázku níže je pouze informativní.

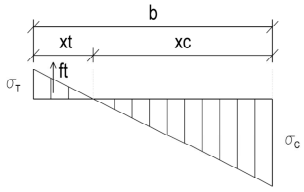


Výřez z přílohy 007 s vykreslenou polohou vrtů a mikropilot pro sanaci pilířů.

Posouzení v kamenném základu (elem. 2, MSU-C2-A3):

Tahová síla v tažené části průřezu

b	5.20	m	
σ_T	0.39	MPa	napětí na taženém okraji
σ_C	-1.41	MPa	napětí na tlačeném okraji
x_T	1.13	m	
x_C	4.07	m	
f_T	220	kN/m	
L	16.00	m	
F_T	**3515**	**kN**	

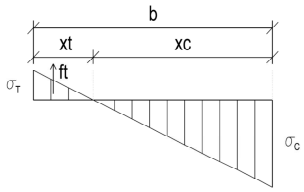


Posouzení kam. zdiva – tahová napětí $F_d < R_d$ 3515 kN < 7840 kN VYHOVUJE

Posouzení v kamenném dříku (elem. 4, MSU-C2-A3):

Tahová síla v tažené části průřezu

b	4.18	m	
σ_T	0.60	MPa	napětí na taženém okraji
σ_C	-1.60	MPa	napětí na tlačeném okraji
x_T	1.14	m	
x_C	3.04	m	
f_T	342	kN/m	
L	14.98	m	
F_T	**5123**	**kN**	



Posouzení kam. zdiva – tahová napětí $F_d < R_d$ 5123 kN < 7840 kN VYHOVUJE

Napětí v základové spáře (ZS) za vyloučeného tahu

Vnitřní síly v ZS – model MIDAS:

Výstup MIDAS - Ed

ID	Elem. 1, I[1]	N	Hy	Hz	Mx	My	Mz
-	-	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	MSU-C1-A1	-63227	2029	3483	45	71156	49704
2	MSU-C2-A1	-55102	1489	-3301	-56	-64445	37162
3	MSU-C3-A2	-63227	2159	1875	-241	41149	52215
4	MSU-C4-A2	-54362	2029	1125	1588	25560	66718
5	MSU-C1-A3	-52191	2029	3483	45	70406	49016
6	MSU-C2-A3	-44599	1489	-3301	-56	-64744	36533
7	MSU-C3-A4	-52191	2159	1875	-241	40399	51528
8	MSU-C4-A4	-43860	2029	1125	1588	24874	63744

Výstup MIDAS - Ep

ID	Elem. 1, I[1]	N	Hy	Hz	Mx	My	Mz
-	-	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	MSU-C1-A1-P	-16663	130	3216	244	63086	4345
2							
3							
4							
5							
6	MSU-C2-A3-P	-9071	130	-3216	-275	-65502	3509
7							
8							

Ers = Ed - Ep

ID	Elem. 1, I[1]	N	Hy	Hz	Mx	My	Mz
-	-	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	MSU-C1-A1-rs	-46563	1899	266	-199	8070	45359
2							
3							
4							
5							
6	MSU-C2-A3-rs	-35528	1359	-85	220	758	33023
7							
8							

Na následujících stránkách je provedeno posouzení excentricity a únosnosti základové spáry. Posouzení usmyknutí v základové spáře a překlopení není provedeno, vzhledem k masivní spodní stavbě není rozhodující.

Posouzení excentricity a napětí v ZS:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mzd	Hy	Hz
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-C1-A1-P	-16663	63086	4345	130	3216
MSU-C1-A1-rs	-46563	8070	45359	1899	266
MSU-C1-A1	-63227	71156	49704	2029	3483

α = 1.00

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	5.20	m	
délka	L	14.88	m	= Askut / B
plocha	A	77.40	m2	= B . L
excentricita	e_B	1.13	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.79	m	= Mzd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.216	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.053	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.050**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	2.95	m	= B - 2.e_B
Lef	13.31	m	= L - 2.e_L
Aef	39.26	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**1.61**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**1.61**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Výpočet zatížitelnosti:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mzd	Hy	Hz
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-C1-A1-P	-16663	63086	4345	130	3216
MSU-C1-A1-rs	-46563	8070	45359	1899	266
E = Rd	-75607	118030	52932	2126	5872

Z_{LM71} = 1.74

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	5.20	m	
délka	L	14.88	m	= Askut / B
plocha	A	77.40	m2	= B . L
excentricita	e_B	1.56	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.70	m	= Mzd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.300	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.047	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.092**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	2.08	m	= B - 2.e_B
Lef	13.48	m	= L - 2.e_L
Aef	28.02	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**2.70**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**2.70**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Posouzení excentricity a napětí v ZS:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mzd	Hy	Hz
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-C2-A3-P	-9071	-65502	3509	130	-3216
MSU-C2-A3-rs	-35528	758	33023	1359	-85
MSU-C2-A3	-44599	-64744	36533	1489	-3301

α = 1.00

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	5.20	m	
délka	L	14.88	m	= Askut / B
plocha	A	77.40	m2	= B . L
excentricita	e_B	1.45	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.82	m	= Mzd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.279	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.055	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.081**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	2.30	m	= B - 2.e_B
Lef	13.25	m	= L - 2.e_L
Aef	30.42	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**1.47**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**1.47**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Výpočet zatížitelnosti:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mzd	Hy	Hz
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-C2-A3-P	-9071	-65502	3509	130	-3216
MSU-C2-A3-rs	-35528	758	33023	1359	-85
E = Rd	-46695	-79875	37343	1519	-4044

Z_{LM71} = 1.23

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	5.20	m	
délka	L	14.88	m	= Askut / B
plocha	A	77.40	m2	= B . L
excentricita	e_B	1.71	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.80	m	= Mzd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.329	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.054	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.111**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	1.78	m	= B - 2.e_B
Lef	13.28	m	= L - 2.e_L
Aef	23.63	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**1.98**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**1.98**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

2.3 Závěr

Bylo provedeno základní posouzení mezního stavu únosnosti pilířů P01 a P02 (pilíře založené v řece Vltavě) mostního objektu SO 20-20-05. Z hlediska únosnosti základové spáry a tlakové únosnosti kamenného zdiva **jsou pilíře P01 a P02 vyhovující**.

Pro zachycení tahových napětí jsou navrženy **tyčové mikropiloty** minimálně 2x 8ks v každém pilíři.

Vrty pro tyčové mikropiloty budou dále použity pro proinjektování výplňového zdiva pilíře, případně pro injektáž podzákladí, bude-li nutnost takového opatření stanovena v dalším stupni projektové dokumentace.

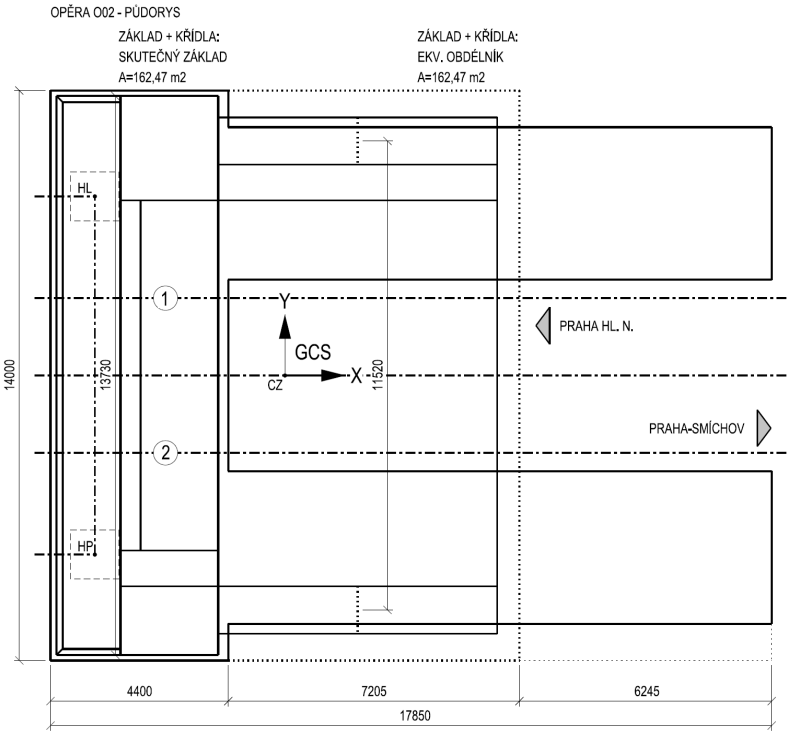
Únosnost v základové spáře byla stanovena pro průměrnou hloubku založení, která vychází z průzkumu dna řeky v okolí pilířů (2017). Přestože je posouzení únosnosti základové spáry vyhovující, doporučuje se provést **zajištění a zpevnění dna v okolí pilířů, které zamezí dalšímu vymílání dna na návodní straně pilířů**. Uvedená úprava je součástí SO 20-20-05.3.

Provedeným IGP byla zjištěna mezerovitost zdiva pilířů, zdivo bylo diagnostikováno jako středně až hrubě pórovité. Proto je doporučeno **provést injektáž zdiva spodní stavby**.

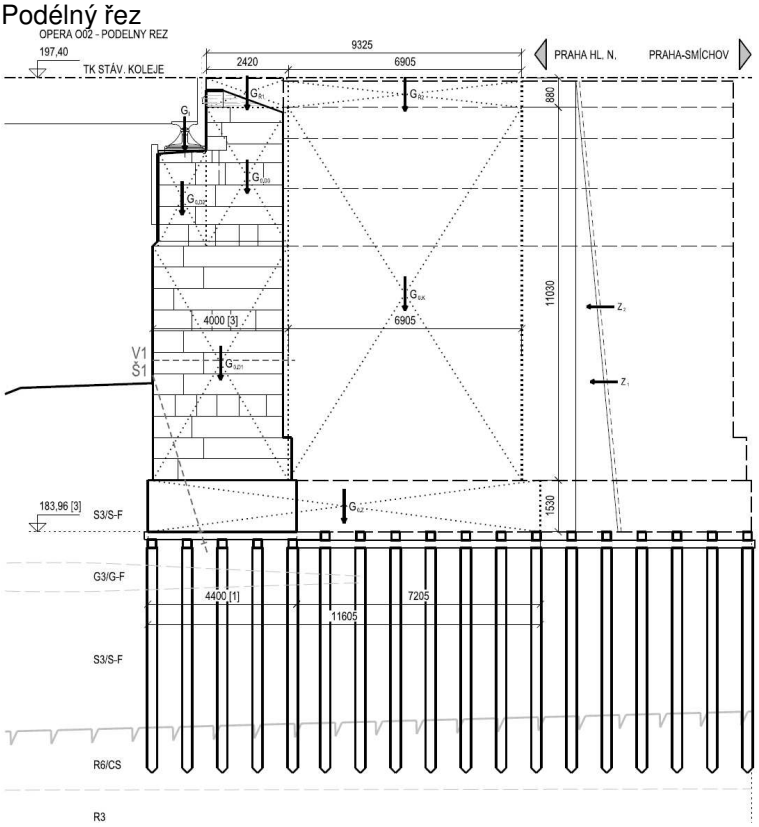
3 Spodní stavba – opěra O02

3.1 Grafické přílohy

Půdorys opěry – schéma ekvivalentního obdélníku základu



Podélný řez



3.2 Výpočet

3.2.1 Spolehlivost, kombinace zatížení

Při výpočtu opěry bylo postupováno obdobně jako u pilířů, viz 2.2.1.

Byly posouzeny 2 kombinace zatížení:
MSU-1: MAX Z + MAX X
MSU-2. MAX ex

3.2.2 Materiál

Základová půda

Podle projektové dokumentace a IGP je opěra O02 na Smíchovském břehu založena na dřevěném roštu a dřevěných pilotách, výstavba opěra proběhla v roce 1871. Pod základovou spárou kamenného základu se dle IGP pravděpodobně nacházejí:

- písek s příměsí jemnozrnné zeminy S3/S-F (typ Q1)
- štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy G3/G-F (typ Q2)
- břidlice zcela zvětralá R6/CG (typ O1)
- břidlice mírně zvětralé R3 (typ O3)

Z archivní dokumentace a z výsledků IGP nelze určit délku a kvalitu materiálu dřevěných pilot. Stávající stav opěry nevykazuje žádné zjevné vady, které by mohly být způsobeny založením objektu. Proto bude v tomto výpočtu zjednodušeně předpokládaný ideální přenos zatížení z dřevěných pilot do únosného skalního podloží R3 a opěra bude posouzena jako plošně založená tížná opěra.

Posouzení tlaku v ZS bude provedeno porovnáním s únosností skalního podloží, zjednodušeně je uvažována hodnota shodná jako v místě pilířů: **Rd = 2,70 MPa**.

Kamenné zdivo

V rámci IGP byly provedeny diagnostické vrty:
opěra O02 sonda V1
opěra O02 sonda Š1
V obou diagnostických vrtech bylo zastiženo obkladní zdivo tvořené granodioritem o vysoké pevnosti a výplňové zdivo tvořené křemencem, drobou a biotitickou žulou pojených maltou.

Byly provedeny zkoušky kamenného zdiva a pojiva s následujícími výsledky:

- droba – opěra O02 (V1) průměrná pevnost v tlaku 57,8 MPa
- biotitická žula – opěra O02 (Š1) průměrná pevnost v tlaku 29,4 MPa
- pojivo – opěra O02 (Š1) pevnost v prostém tlaku 7,2 MPa

V Příloze 2 byla vypočtena návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku **fd = 4,34 MPa**.

3.2.3 Zatížení

3.2.3.1 G0 a G1 – zatížení stálé

Diagnostickými vrty Š1 a V1 bylo v opěře zastiženo obkladní zdivo z granodioritu a výplň z křemence, droby a biotitické žuly pojené maltou, které tvoří kamennou nosnou konstrukci. Dále je uvažováno se zatížením rovnoběžných křídel: kolejové lože, koleje, zábradlí, násep.
Uvažované vlastní tíhy materiálů

kamenné zdivo	24,5 kN/m3	granodiorit (obvod) + výplň
násep, štěrkové lože	20,0 kN/m3	
kolej	3,0 kN/m	
zábradlí	1,0 kN/m	

Přehled svislých zatížení G0 a G1:

		n	DIM X	DIM Y	DIM Z	g	G	ex	My
		-	m	m	m	kN/m3	kN	m	kNm
$G_{0.Z}$	základ	1	11.605	14.000	1.530	24.5	6090	0.000	0
$G_{0.D1}$	dřík dolní	1	4.000	13.730	6.930	24.5	9325	-3.653	-34058
$G_{0.D2}$	dřík 2	1	1.430	13.470	2.825	24.5	1333	-4.788	-6383
$G_{0.D3}$	dřík 3	1	2.420	13.730	4.100	24.5	3338	-2.863	-9554
$G_{0.K}$	rovnobéžná křídla	1	6.905	11.52	11.03	24.5	21496	1.800	38693
$G_{0.Ř1}$	římsy na opěře	2	2.420	2.630	0.870	24.5	271	-2.863	-777
$G_{0.Z}$	závěrná zeď	1	0.500	8.600	0.500	24.5	53	-3.823	-201
$G_{0.Ř1}$	římsy na křídlech	2	6.905	0.880	0.770	24.5	229	1.800	413
$G_{1.ZAB}$	zábradlí na opěře	2	9.325	1.000	1.000	1.0	19	0.590	11
$G_{1.KL}$	kolejové lože na opěře	1	8.825	8.600	0.700	20.0	1063	0.840	893
$G_{1.KOL}$	kolej na opěře	2	9.325	1.000	1.000	3.0	56	0.590	33
$G_{1.N1}$	násep vně	2	9.325	1.240	11.030	20.0	5102	0.590	3010
$G_{1.N2}$	násep za křídlem	1	0.550	14.000	11.030	20.0	1699	5.528	9389
G_0	celkem						**42135**	-0.282	**-11867**
G_1	celkem						**7937**	1.680	**13336**

Uvažováno je vodorovné zatížení od zemního tlaku náspu za opěrou:
$K_a = tg^2(45-\varphi/2) = 0,333$
$Z_1 = 0,5 \,.\, \gamma \,.\, h^2 \,.\, K_a \,.\, š = 0,5.20.13,33^2.0,333.14,00 = 8284$ kN ez = 4,44 m

3.2.3.2 Zatížení z nosných konstrukcí

Reakce z nosných konstrukcí jsou převzaty z přepočtu nosné konstrukce SO 20-20-05.

3.2.3.3 Zatížení dopravou na opěře a za opěrou

Na opěře je uvažováno svislé dopravní zatížení v obou kolejích 80 kN/m.
Dále je uvažováno vodorovné zatížení zemním tlakem od dopravního zatížení za opěrou:
$Z_2 = 2p \,.\, K_a \,.\, h = 2.80.0,333.13,33 = 710$ kN ez = 6,67 m

Přehled uvažovaných zatížení:

		N	Hx	Hy	Mx	My	ex	ey	ez
		kN	kN	kN	kNm	kNm	m	m	m
G_0	opěra - vlastní tíha	42135			0	-11867	-0.282		
G_1	opěra - stálé	7937			0	13336	1.680		
Z_1	opěra - zemní tlak		-8284		0	-36781	0.000		4.44
R_{G0}	R - OK	3066			0	-14430	-4.707		
R_{G1}	R - G1	214			0	-1007	-4.707		
R_{G2}	R - G2	166			0	-781	-4.707		
$R_{P-LM\ 1+2}$	R - P - LM71 1+2	6978			0	-32842	-4.707		
$R_{P-80\ 1+2}$	R - P - 80kN/m 1+2	5840			0	-27486	-4.707		
R_{BR1+2}	R - BR 1+2		-2474		0	-33251			13.44
R_{S1+2}	R - S 1+2			-200	2688	0			13.44
R_{CH}	R - CH	410			0	-1930	-4.707		
R_W	R - W			-404	7812	0			19.34
R_{WP}	R - WP			-534	9130	0			17.10
$P_{P-80\ 1+2}$	opěra - P - 80kN/m 1+2	1580			0	1367	0.865		
BR_{1+2}	opěra - BR - 1+2		-316		0	-4247			13.44
Z_2	opěra -zemní tlak - P		-710		0	-4736			6.67

Kombinace zatížení:

Kombinace zatížení **MSU-1** **MAX Z + MAX X**

		N	Hx	Hy	Mx	My	koef
		kN	kN	kN	kNm	kNm	-
G_0	opěra - vlastní tíha	54775	0	0	0	-15427	1.30
G_1	opěra - stálé	10319	0	0	0	17336	1.30
Z_1	opěra - zemní tlak	0	-10769	0	0	-47815	1.30
R_{G0}	R - OK	3679	0	0	0	-17316	1.20
R_{G1}	R - G1	257	0	0	0	-1209	1.20
R_{G2}	R - G2	199	0	0	0	-938	1.20
$R_{P\text{-}LM\ 1+2}$	R - P - LM71 1+2	9071	0	0	0	-42695	1.30
$R_{P\text{-}80\ 1+2}$	R - P - 80kN/m 1+2	0	0	0	0	0	0.00
R_{BR1+2}	R - BR 1+2	0	-3216	0	0	-43226	1.30
R_{S1+2}	R - S 1+2	0	0	-130	1747	0	0.65
R_{CH}	R - CH	533	0	0	0	-2509	1.30
R_W	R - W	0	0	-409	7910	0	1.01
R_{WP}	R - WP	0	0	-541	9244	0	1.01
$P_{P\text{-}80\ 1+2}$	opěra - P - 80kN/m 1+2	2054	0	0	0	1777	1.30
BR_{1+2}	opěra - BR - 1+2	0	-411	0	0	-5521	1.30
Z_2	opěra -zemní tlak - P	0	-554	0	0	-3694	0.78

Ed	celkem	80887	-14950	-1080	18901	-161236
Ep	dopravní P	11125	-3770	-130	1747	-87837
Ers	ostatní	69762	-11180	-950	17154	-73398

Kombinace zatížení **MSU-2** **MAX ex**

		N	Hx	Hy	Mx	My	koef
		kN	kN	kN	kNm	kNm	-
G_0	opěra - vlastní tíha	42135	0	0	0	-11867	1.00
G_1	opěra - stálé	7937	0	0	0	13336	1.00
Z_1	opěra - zemní tlak	0	-10769	0	0	-47815	1.30
R_{G0}	R - OK	3679	0	0	0	-17316	1.20
R_{G1}	R - G1	257	0	0	0	-1209	1.20
R_{G2}	R - G2	199	0	0	0	-938	1.20
$R_{P\text{-}LM\ 1+2}$	R - P - LM71 1+2	9071	0	0	0	-42695	1.30
$R_{P\text{-}80\ 1+2}$	R - P - 80kN/m 1+2	0	0	0	0	0	0.00
R_{BR1+2}	R - BR 1+2	0	-3216	0	0	-43226	1.30
R_{S1+2}	R - S 1+2	0	0	-130	1747	0	0.65
R_{CH}	R - CH	533	0	0	0	-2509	1.30
R_W	R - W	0	0	-409	7910	0	1.01
R_{WP}	R - WP	0	0	-541	9244	0	1.01
$P_{P\text{-}80\ 1+2}$	opěra - P - 80kN/m 1+2	0	0	0	0	0	0.00
BR_{1+2}	opěra - BR - 1+2	0	0	0	0	0	0.00
Z_2	opěra -zemní tlak - P	0	-923	0	0	-6156	1.30

Ed	celkem	63812	-14908	-1080	18901	-160394
Ep	dopravní P	9071	-4139	-130	1747	-92077
Ers	ostatní	54740	-10769	-950	17154	-68318

3.2.4 Výpočetní model

Z archivní dokumentace a z výsledků IGP nelze určit délku a kvalitu materiálu dřevěných pilot. Stávající stav opěry nevykazuje žádné vady zjevné vady, které by mohly být způsobeny založením objektu. Proto bude v tomto výpočtu zjednodušeně předpokládaný ideální přenos zatížení z pilot do únosného skalního podloží R3 a opěra bude posouzena jako plošně založená tížná opěra.

Masivní kamenná opěra O02 se skládá z opěry pro uložení nosné konstrukce v poli 3, z masivních rovnoběžných křídel na společném základu s opěrou a ze samostatných kolmých křídel. Posouzena bude masivní kamenná konstrukce opěry a rovnoběžných křídel. Společný základ ve tvaru mnohoúhelníku bude pro účely posouzení nahrazen ekvivalentním obdélníkovým základem.

3.2.5 Posouzení MSÚ

Bude provedeno posouzení mezního stavu únosnosti: tlak v základové spáře a excentricita. Vzhledem k masivní konstrukci nebude posouzeno usmyknutí v základové spáře a překlopení, protože nejsou rozhodující.

Posouzení kamenného zdiva je provedeno na největší tlakové napětí v základové spáře:
Posouzení kamenného zdiva $\sigma_d < f_d$ 0,78 MPa < 4,34 MPa VYHOVUJE

Posouzení dřevěného roštu a pilot není provedeno, viz 3.2.2. Předpokládá se, že vrstva mezi základovou spárou a skalním podložím bude zesílena tryskovou injektáží.

Posouzení excentricity a napětí v ZS:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mxd	Hx	Hy
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-1-P	11125	-87837	1747	-3770	-130
MSU-1-rs	69762	-73398	17154	-11180	-950
MSU-1	80887	-161236	18901	-14950	-1080

α = 1.00

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	11.61	m	
délka	L	14.00	m	
plocha	A	162.47	m2	= B . L
excentricita	e_B	1.99	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.23	m	= Mxd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.172	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.017	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.030**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	7.62	m	= B - 2.e_B
Lef	13.53	m	= L - 2.e_L
Aef	103.10	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**0.78**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**0.78**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Výpočet zatížitelnosti:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mxd	Hx	Hy
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-1-P	11125	-87837	1747	-3770	-130
MSU-1-rs	69762	-73398	17154	-11180	-950
MSU-1	118380	-457248	24789	-27655	-1518

Z_{LM71} = 4.37

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	11.61	m	
délka	L	14.00	m	
plocha	A	162.47	m2	= B . L
excentricita	e_B	3.86	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.21	m	= Mxd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.333	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.015	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.111**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

Bef	3.88	m	= B - 2.e_B
Lef	13.58	m	= L - 2.e_L
Aef	52.69	m2	= Bef . Lef

napětí v ZS	σ_d	**2.25**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**2.25**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Posouzení excentricity a napětí v ZS:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mxd	Hx	Hy
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-2-P	9071	-92077	1747	-4139	-130
MSU-2-rs	54740	-68318	17154	-10769	-950
MSU-2	63812	-160394	18901	-14908	-1080

α = 1.00

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	11.61	m	
délka	L	14.00	m	
plocha	A	162.47	m2	= B . L
excentricita	e_B	2.51	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.30	m	= Mxd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.217	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.021	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.047**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

	Bef	6.58	m	= B - 2.e_B
	Lef	13.41	m	= L - 2.e_L
	Aef	88.19	m2	= Bef . Lef
napětí v ZS	σ_d	**0.72**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**0.72**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

Výpočet zatížitelnosti:

Zatížení v základové spáře (ZS)

Elem. 1, I[1]	Nd	Myd	Mxd	Hx	Hy
-	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
MSU-2-P	9071	-92077	1747	-4139	-130
MSU-2-rs	54740	-68318	17154	-10769	-950
MSU-2	77419	-298509	21522	-21117	-1275

Z_{LM71} = 2.50

Geometrie základové spáry (ZS) - ekvivalentní obdélník

šířka	B	11.61	m	
délka	L	14.00	m	
plocha	A	162.47	m2	= B . L
excentricita	e_B	3.86	m	= Myd / Nd
excentricita	e_L	0.28	m	= Mxd / Nd

Posouzení excentricity

e_B/B <= 1/3	0.332	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
e_L/L <= 1/3	0.020	<	**0.333**	**VYHOVUJE**
$(e_B/B)^2 + (e_L/L)^2 <= (1/3)^2$	**0.111**	<	**0.111**	**VYHOVUJE**

Efektivní plocha základové spáry

	Bef	3.89	m	= B - 2.e_B
	Lef	13.44	m	= L - 2.e_L
	Aef	52.34	m2	= Bef . Lef
napětí v ZS	σ_d	**1.48**	**MPa**	= Nd / Aef
únosnost ZS	R_d	**2.70**	**MPa**	

Posouzení napětí v ZS [MPa]	**1.48**	<	**2.70**	**VYHOVUJE**

3.3 Závěr

Bylo provedeno základní posouzení mezního stavu únosnosti opěry O02 mostu SO 20-20-05. Z hlediska únosnosti základové spáry a tlakové únosnosti kamenného zdiva **je opěra O02 vyhovující**.

Posouzení bylo provedeno za předpokladu dostatečné únosnosti dřevěných pilot a dřevěného roštu pro přenos zatížení ze základové spáry do únosného skalního podloží R3. Vzhledem ke stáří objektu a k obtížnému doložení únosnosti dřevěných prvků založení se doporučuje provedení **tryskové injektáže prostoru mezi základovou spárou a skalním podložím R3**.

Provedeným IGP byla zjištěna mezerovitost zdiva opěry, zdivo bylo diagnostikováno jako hrubě pórovité. Proto je doporučeno **provést injektáž zdiva spodní stavby**.

4 Přílohy

4.1 Příloha 1 – Únosnost skalního podloží

Výpočtová únosnost zeminy dle odd. B komentáře k ČSN 73 1002:

$R_d = 1{,}2 * c_d * N_c + \gamma * (d+l) * (1+\sin\phi_{d2}) * N_{d2} + 0{,}7 * \gamma_2 * b/2 * N_b$

Parametry pro výpočet únosnosti				
Velikost piloty:				
l=	délka pilty	m	0.00	
b=	průměr v patě	m	5.20	
d=	hloubka základu	m	2.60	stáv. stav - prům. hl.
ϕ_{ef}=	36.0 ° ϕ_d=	rad	0.559	typ O3 - R3 - viz IGP
c_{ef}=	60 kPa c_d=	kPa	30.00	typ O3 - R3 - viz IGP
N_d=	$tg^2(45+\phi_d/2)*\exp(\pi*tg\phi_d)$=		23.18	
N_c=	$(N_d-1)*cotg\phi_d$=		35.49	
γ_1=		kN/m^3	20.00	
γ_2=		kN/m^3	24.50	typ O3 - R3 - viz IGP
N_b=	$1.5*(N_d-1)*tg\phi_d$=		20.79	
$R_{d.1}$ = první dílčí součin			1278	
$R_{d.2}$ = druhý dílčí součin			1844	
$R_{d.3}$ = třetí dílčí součin			927	
Únosnost dle ČSN R_d=		kPa	4048	
Návrhová hodnota únosnosti 2) R_d=		**kPa**	**2699**	

Pozn:
1) pro výpočet použity zdánlivé hodnoty parametrů zemin pro skalní podloží pro prostředí O3 viz IGP
2) hodnota únosnoti uvažovaná v posouzení

Vzorce zadal: Ing. Martin Vlasák Datum: 22.05.2018
Vzorce kontroloval: Ing. Jaroslav Voříšek Datum: 22.05.2018

4.2 Příloha 2 – Pevnost kamenného zdiva

Pilíře P01 a P02:

Pevnost zdiva v tlaku

[MP] SŽDC, Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostů

[1] ČSN EN 1996-1-1

[MP], D.1.5 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku

[MP] [1]	konstanta	$K =$	0.45	-
[MP] [1]	normalizovaná průměrná pevnost	$f_b =$	**55.70**	MPa
[MP] [1]	exponent	$\alpha =$	0.70	-
[MP] [1]	pevnost malty v tlaku	$f_m =$	**28.30**	MPa
[MP] [1]	exponent	$\beta =$	0.30	-
[MP] [1]	pevnost zdiva v tlaku fk	$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} =$	**20.46**	MPa

[MP], D.1.8 Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku

[MP]	součinitele materiálu - pevnost	$\gamma_M =$	2.00	-
[MP]	neporušené zdivo bez trhlin, malta předepsaného složení			
[MP]	pevnost zdiva v tlaku fd	$f_d = f_k / \gamma_M =$	**10.23**	MPa

Opěra P02:

Pevnost zdiva v tlaku

[MP] SŽDC, Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostů

[1] ČSN EN 1996-1-1

[MP], D.1.5 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku

[MP] [1]	konstanta	$K =$	0.45	-
[MP] [1]	normalizovaná průměrná pevnost	$f_b =$	**29.40**	MPa
[MP] [1]	exponent	$\alpha =$	0.70	-
[MP] [1]	pevnost malty v tlaku	$f_m =$	**7.20**	MPa
[MP] [1]	exponent	$\beta =$	0.30	-
[MP] [1]	pevnost zdiva v tlaku fk	$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} =$	**8.67**	MPa

[MP], D.1.8 Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku

[MP]	součinitele materiálu - pevnost	$\gamma_M =$	2.00	-
[MP]	neporušené zdivo bez trhlin, malta předepsaného složení			
[MP]	pevnost zdiva v tlaku fd	$f_d = f_k / \gamma_M =$	**4.34**	MPa

4.3 Příloha 3 – Tabulka zatížitelnosti

Přehled zatížitelnosti částí mostu

Most v ev. km 3.706 - Pod Vyšehradem, TÚ Praha hl.n. - Praha-Smíchov — **spodní stavba - stávající stav**

A. Identifikace mostu

TÚ: **TÚ 0201 Praha hl. n. (mimo) – Praha - Smíchov-v. 1,2,3 (mimo)** DÚ: **B1** km: **ev. 3.706**

B. Identifikace části mostu

Část mostu: **pilíře, opěra O02** poř. č.: **P01, P02, O02** pod kolejí č.: **1 a 2**

C. Doplňující údaje části mostu

Kat. zatížitelnosti: **C** Výpočtový model: **prostorový prutový**

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení): *(kolej č.1 / kolej č.2)*

		na zač.	uprostřed	na konci	
poloměr oblouku	[m]	**- / -**	**- / -**	**- / -**	**(v přímé)**
převýšení koleje	[mm]	**0 / 0**	**0 / 0**	**0 / 0**	
excentricita osy koleje	[m]	**-1.90 /+1.90**	**-1.90 /+1.90**	**-1.90 /+1.90**	

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

...

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC s.o. **2017**
zpracovatelem přepočtu **2017**

Poznámka k části mostu:

- dílčí součinitele spolehlivosti při výpočtu zatížitelnosti uvažovány dle MP 2015, Příloha F pro zbytkovou životnost 30 let

...

Poř. čís.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	L_p	Φ_i	L_Φ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$	viz str. přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	PILÍŘ P01 P02	ZÁKLADOVÁ SPÁRA	MSÚ σ KOLEJ 1, NK-S	0.28	Q	71.72	1.00	-	1.30		17	**1.74**		1) 2)
			MSÚ σ KOLEJ 2, NK-S	0.29	Q	71.72								
			MSÚ σ KOLEJ 1, NK-H	0.21	Q	71.72								
			MSÚ σ KOLEJ 2, NK-H	0.22	Q	71.72								
2	PILÍŘ P01 P02	ZÁKLADOVÁ SPÁRA	MSÚ e KOLEJ 1, NK-H	0.47	Q	71.72	1.00	-	1.30		18	**1.23**		1)
			MSÚ e KOLEJ 2, NK-H	0.53	Q	71.72								
3	OPĚRA O02	ZÁKLADOVÁ SPÁRA	MSÚ-1 e KOLEJ 1, NK-H	0.50	Q	71.72	1.00	-	1.30		25	**4.37**		1)
			MSÚ-1 e KOLEJ 2, NK-H	0.50	Q	71.72								
4	OPĚRA O02	ZÁKLADOVÁ SPÁRA	MSÚ-2 e KOLEJ 1, NK-H	0.50	Q	71.72	1.00	-	1.30		26	**2.50**		1)
			MSÚ-2 e KOLEJ 2, NK-H	0.50	Q	71.72								

Minimální zatížitelnost části mostu:	**pilíře P01 P02**	Z_{LM71} = **1.23**
Minimální zatížitelnost části mostu:	**opěra O02**	Z_{LM71} = **2.50**

Poznámky:

1) Dynamický součinitel pro spodní stavbu je uvažován 1.00 dle ČSN EN 1991-2, 6.4.5.4 (2), L_Φ neuvedeno.
2) KOLEJ 1, NK-S ... svislé dopravní zatížení na nosné konstrukci směr Praha-Smíchov
KOLEJ 1, NK-H ... svislé dopravní zatížení na nosné konstrukci směr Praha-hl.n.
analogicky pro KOLEJ 2

Zpracovatel přepočtu: **Ing. Jaroslav Voříšek, SUDOP PRAHA a.s.**
Dne: **30.05.2018** , zatížitelnost určil: **Ing. Jaroslav Voříšek, SUDOP PRAHA a.s.**