


VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

	Vedoucí projektu	Zodpovědný projektant	Investor	SŽ s.o., SS ZÁPAD
	ING. Š. JAKEŠ <i>Jakeš</i>	ING. Š. JAKEŠ <i>Jakeš</i>	Místo stavby	VLASTĚJOVICE, KOUNICE
	Vypracoval	Kontroloval	Formát	A4
	ING. Š. JAKEŠ	ING. L. MAREK <i>marek</i>	Datum	04/2020
			Účel	DUSP+PDPS
			Měřítko	
TOP CON SERVIS s.r.o., Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8, tel/fax: 284 021 740, email: topcon@topcon.cz			Č.zakázky	55-19
REKONSTR. MOSTU V KM 20,054 TR. ČERČANY-SVĚTLÁ N.S. D – DOKUMENTACE OBJEKTŮ / D.2 – STAVEBNÍ ČÁST SO 101 REKONSTRUKCE MOSTU			Číslo kopie	Číslo přílohy 18
STATICKÝ VÝPOČET				

STATICKÝ VÝPOČET

Rekonstrukce mostu v km 20,054 trati Čerčany – Světlá nad Sázavou

SO 101 – Rekonstrukce mostu

Obsah

1	Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	4
1.1	Úvod	4
1.2	Použitá literatura, podklady a výpočetní programy	4
1.3	Základní údaje pro návrh mostu	5
1.4	Materiál NK	5
1.5	Nosná konstrukce	6
1.6	Půdorys	6
1.7	Podélný řez	8
1.8	Vzorový příčný řez	9
1.9	Příčný řez nad středním příčným	10
1.10	Příčný řez nad koncovým příčným	10
2	Zatížení	11
2.1	Stálé a zbytek stálého	11
2.2	Nahodilé krátkodobé	11
2.2.1	Pohyblivé zatížení	11
2.2.2	Zatížení větrem	12
2.2.3	Zatížení teplotou	13
2.2.4	Síly od bezstykové koleje	13
2.2.5	Boční rázy	13
2.2.6	Rozjezdové a brzdné síly	13
2.3	Dynamický součinitel	14
2.3.1	Hlavní nosníky - pro spojitý nosník:	14
3	Popis statického modelu	15
3.1	Půdorys	15
3.2	Pohled / axonometrie	15
4	Podélný směr - MSÚ	16
4.1	Součinitele ψ	16
4.2	Parametry ortotropie	16
4.3	B-eff.	17
4.4	Vnitřní síly	18
4.5	Dotvarování a smršťování	20
4.6	Hlavní nosník v poli - M	21
4.6.1	Elastické posouzení - 0,4 L	21
4.6.2	Elastické posouzení - odstupňování tl. pásnic	23
4.7	Klopení	25
4.8	Hlavní nosník nad pilířem - M	26
4.9	Hlavní nosník nad pilířem - V	29
4.10	Únava	30
5	MSP	31
5.1	Průřezy v poli a nad pilířem – napětí	31
5.2	Kontrola trhlin v ŽB desce nad pilířem	31
5.3	Průhyby, nadvýšení	32
5.4	Deformace koncového průřezu konstrukce	33
5.4.1	Natočení	33
5.4.2	Zkroucení koleje	33
5.4.3	Svislý posun konce desky	33
5.5	Posuny ve výšce MZ	33
6	Ložiska, zatížení spodní stavby	35
6.1	Posuny, natočení	35
6.2	Svislé síly	36
6.3	Tabulka ložisek	39

6.4	Zatížení spodní stavby v úrovni ložisek	39
7	Vykolejený vlak	40
8	Návrh a posouzení svarů	40
9	Návrh a posouzení trnů	42
10	ŽB deska	48
10.1	Zatížení	48
10.2	Návrh a posouzení	49
10.2.1	Konzola	49
10.2.2	Střed mezi hl. nosníky	51
11	Podporový příčník	52
12	Úložný práh – pilíř P1	52
12.1	Podložiskový bloček	52
12.1.1	Posouzení soustředěného tlaku	52
12.1.2	Posouzení příčného tahu	53
12.2	Úložný práh	53
12.2.1	Posouzení soustředěného tlaku v úložném prahu	53
12.2.2	Posouzení příčného tahu v úložném prahu	53
12.2.3	Usmyknutí okraje úložného prahu	53
12.2.4	Posouzení podélného tahu v úložném prahu	54
13	Úložný práh – opěra O2	54
13.1	Úložný práh	54
13.1.1	Posouzení soustředěného tlaku v úložném prahu	54
13.1.2	Posouzení příčného tahu v úložném prahu	54
13.1.3	Usmyknutí okraje úložného prahu	55
13.1.4	Posouzení podélného tahu v úložném prahu	55
14	Založení	55
14.1	Zpevnění podzákladí	55
15	Technologie montáže	56
16	Závěr	56
17	Tabulka zatížitelnosti	57

1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Úvod

Účelem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení nové konstrukce železničního mostu o dvou polích. Nosná konstrukce je sprážená s betonovým žlabem kolejového lože na upravené spodní stavbě, jedná se o jednokolejný most, trať je v přímé, NK má dva hlavní svařované nosníky. Most se nachází ve staničním obvodu v ev. km 20,054 traťového úseku 1733 Kácov – Světlá nad Sázavou v definičním úseku 08 Zruč nad Sázavou – Vlastějovice. Objekt umožňuje mimoúrovňové převedení železniční trati přes účelovou komunikaci, řeku Sázavu a její inundaci.

1.2 Použitá literatura, podklady a výpočetní programy

Veškeré uvedené dokumenty jsou předepsány v aktuálním znění (platném v 02/2020), včetně všech vydaných změn a oprav.

č. 22/1997 Sb.	Zákon o technických požadavcích na výrobky a o změně a doplnění některých zákonů
č. 137/1998 Sb.	Vyhláška Ministerstva pro místní rozvoj o obecných technických požadavcích na výstavbu
č. 163/2002 Sb.	Nařízení vlády, kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky
č. 177/1995 Sb.	Vyhláška Ministerstva dopravy, kterou se vydává stavební a technický řád drah
č. 266/1994 Sb.	Zákon o drahách
č. 268/2009 Sb. TKP	Vyhláška o technických požadavcích na stavby Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah, 3. aktualizované vydání, vč. změn
GŘ SŽDC s.o. 11	Směrnice GŘ SŽDC s.o., Dokumentace pro přípravu staveb na železničních tratích celostátních a regionálních
SŽDC S3	Železniční svršek
SŽDC S3/2	Bezstyková kolej
SŽDC S4	Železniční spodek
SŽDC S5	Správa mostních objektů
SŽDC (ČD) S5/4	Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí
SŽDC (ČD) SR5/7 (S)	Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů
ČSN EN 206+A1	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1090-2	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí
ČSN EN 1990	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 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
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 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
ČSN 73 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN 73 2603	Ocelové mostní konstrukce - Doplnující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
ČSN 73 6200	Mosty - Terminologie a třídění
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN 74 3305	Ochranná zábradlí
TNŽ 73 6280	Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů
TP 124	Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací
IDA NEXIS 32	program pro výpočet prutových, deskostěnových a skořepinových konstrukcí (Ida & spol. s.r.o. Brno, FEM consulting s.r.o. Brno, SCIA International, Belgie)

1.3 Základní údaje pro návrh mostu

- jednokolejný most, trať v přímé
- spřažená ocelobetonová konstrukce, dva hlavní svařované nosníky
- spojitý nosník o 2 polích, rozpětí 2x32,0 m
- šikmost 77,77°
- mostovka – ŽB deska
- niveleta na mostě vodorovná a vrcholový oblouk do -2,85‰
- přemostěvanou překážkou je účelová komunikace, řeka Sázava a její inundace
- železniční svršek tvaru 49E1 na bet. pražcích
- nahodilé krátkodobé zatížení - model zatížení LM71, model zatížení SW/0, klasifikační součinitel $\alpha = 1,10$ (zatížení dle ČSN EN 1991-2)
- rychlost 50 km/h

1.4 Materiál NK

ocel S355 J2+N dle EN 10025-2, pro nosné části konstrukce, plechy $t \leq 40$ mm

$E = 210$ GPa – Modul pružnosti materiálu

$f_y = 355$ MPa pro plechy $t \leq 16$ mm

$f_y = 345$ MPa pro plechy $16 \text{ mm} < t \leq 40$ mm – jmenovitá hodnota meze kluzu materiálu

$f_u = 470$ MPa – jmenovitá hodnota meze pevnosti materiálu

ocel S355 NL dle EN 10025-3, pro nosné části konstrukce, plechy $t > 40$ mm

$E = 210$ GPa – Modul pružnosti materiálu

$f_y = 335$ MPa pro plechy $40 \text{ mm} < t \leq 63$ mm – jmenovitá hodnota meze kluzu materiálu

$f_u = 470$ MPa – Jmenovitá hodnota meze pevnosti materiálu

$G = 81\,000$ MPa

$\nu = 0,3$

$f_{y,d} = f_y / \gamma_M$

$\gamma_{M0} = 1,00$ - Průřezy při nadměrném zplastizování včetně lokálního boulení

$\gamma_{M1} = 1,10$ - Stabilitní posouzení prutu

- $\gamma_{M2}=1,25$ - Průřezy v tahu oslabené otvory
 $\gamma_{MF}=1,35$ - Součinitel spolehlivosti únavové pevnosti: Bezpečná životnost, závažné důsledky porušení
 $\gamma_{MF}=1,15$ - Součinitel spolehlivosti únavové pevnosti: Přípustná poškození, závažné důsledky porušení
 $\gamma_{M2}=1,25$ - Únosnost spojů

beton C30/37 (B 425)

$$f_{c,k} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_C = 1,50 \text{ pro základní kombinace zatížení}$$

$$\gamma_M = 1,30 \text{ pro mimořádné kombinace zatížení}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{c,d} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_M$$

$$E_{c,s} = 32\,000 \text{ MPa, } n=6,6 \quad \dots \text{ pro krátkodobé zatížení}$$

$$E_{c,l} = 10\,667 \text{ MPa, } n=19,7 \quad \dots \text{ pro dlouhodobé zatížení}$$

výztuž B500B (10505 R)

$$f_{s,k} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,15 \text{ pro základní kombinace zatížení}$$

$$\gamma_M = 1,00 \text{ pro mimořádné kombinace zatížení}$$

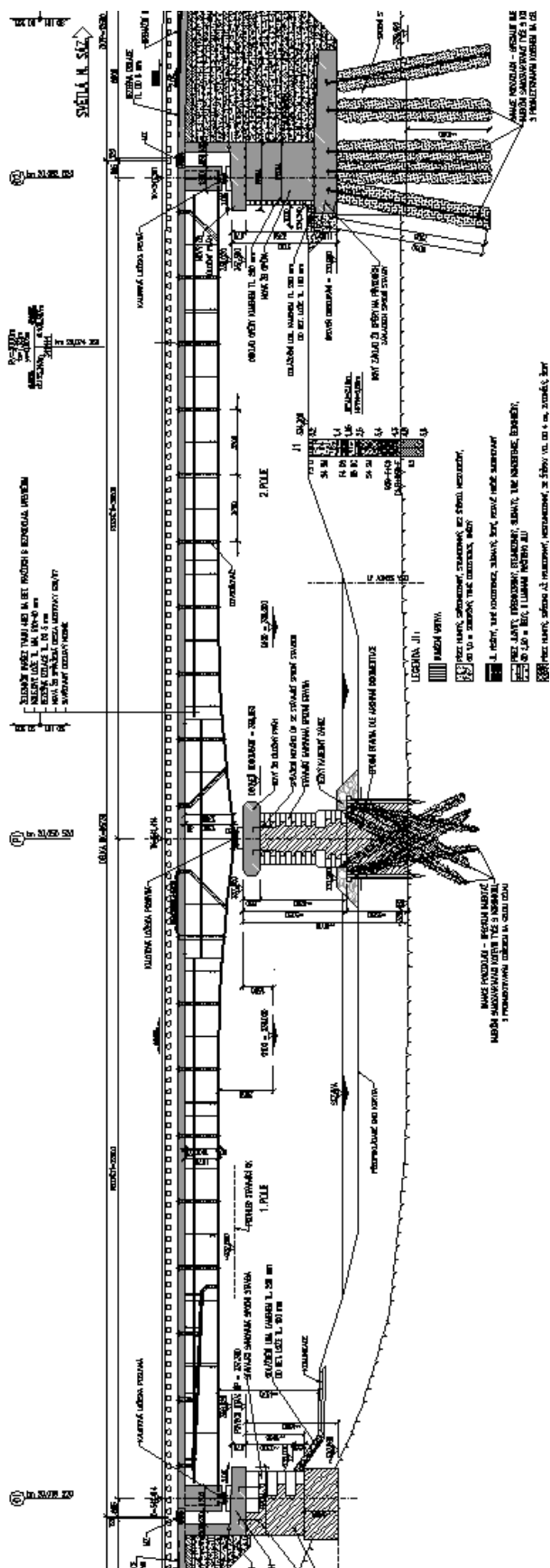
1.5 Nosná konstrukce

Spřažená ocelobetonová konstrukce s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Nosnou konstrukci tvoří 2 hlavní ocelové svařované nosníky výšky 1650-1670 mm nad opěrami a v polích, 11 m před osou uložení pilíře začíná kružnicový náběh na výšku nosníku 2385 mm nad pilířem. Délka nosníků je 64,70 m. Ocelové nosníky budou spřažené se ŽB žlabem KL. Nosníky jsou vzájemně spojeny ocelovými příčníky z válcovaných profilů v polích, plnostěnný svařovaný I profil na celou výšku hlavních nosníků nad pilířem, na koncích mostu u opěr jsou příčníky betonové. Směrově jsou nosníky přímé, osově od sebe vzdáleny konstantně 3,0 m. Hlavní nosníky jsou navrženy z oceli řady S355. Spřažení je zajištěno pomocí trnů. Hlavní nosníky budou nadvýšeny.

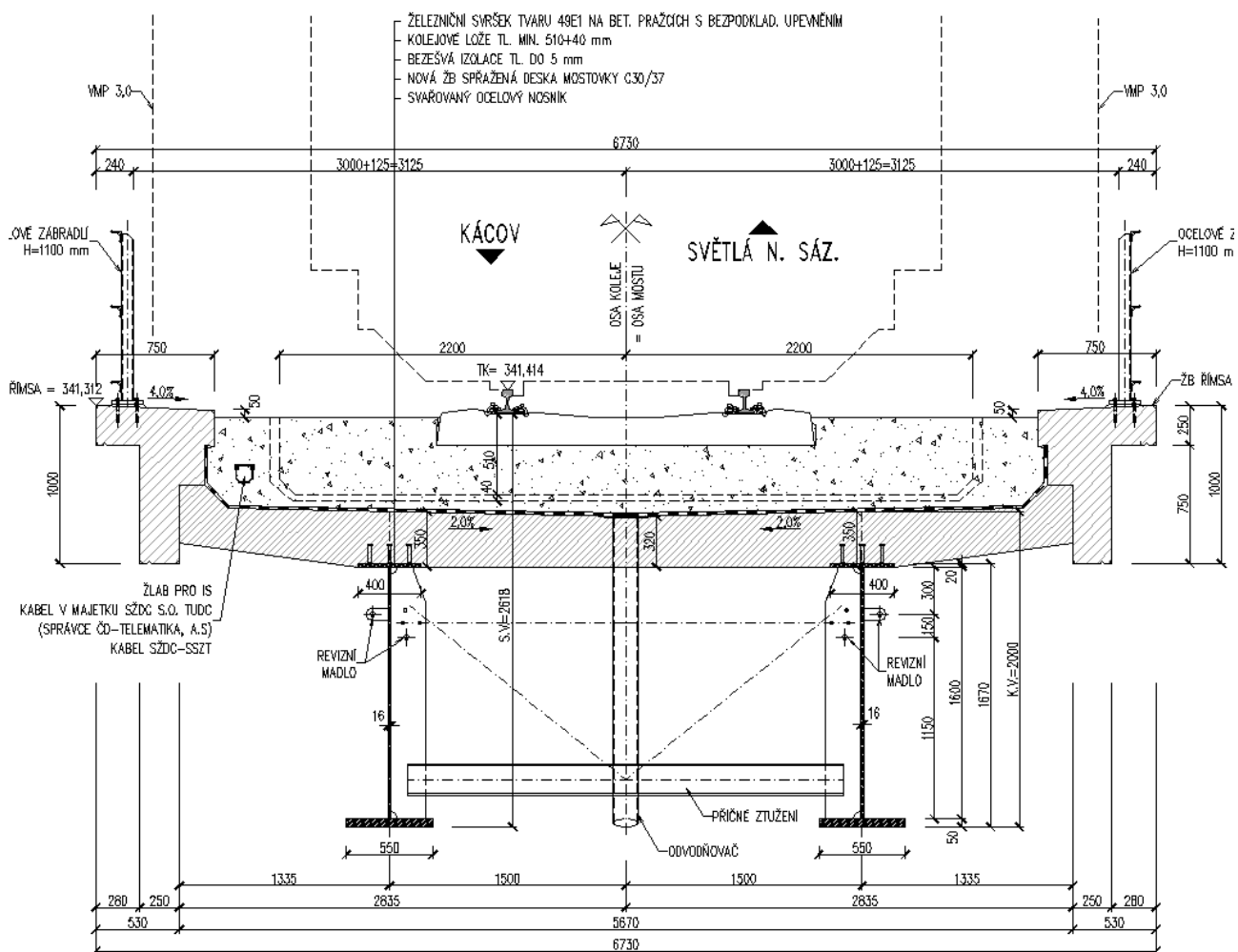
1.6 Půdorys

Viz následující strana.

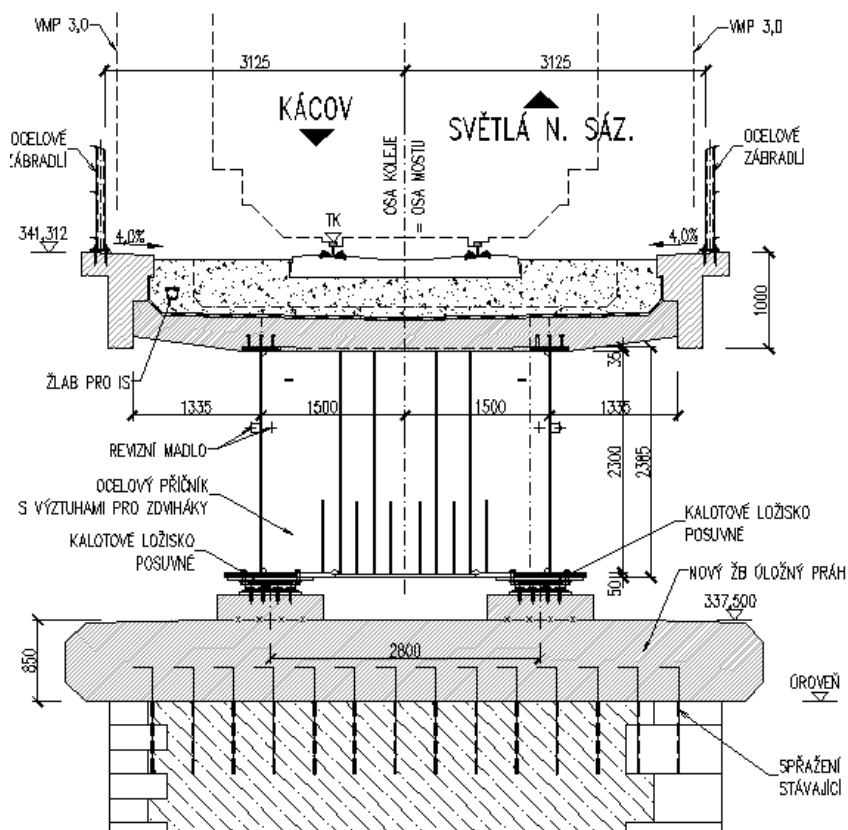
1.7 Podélný řez



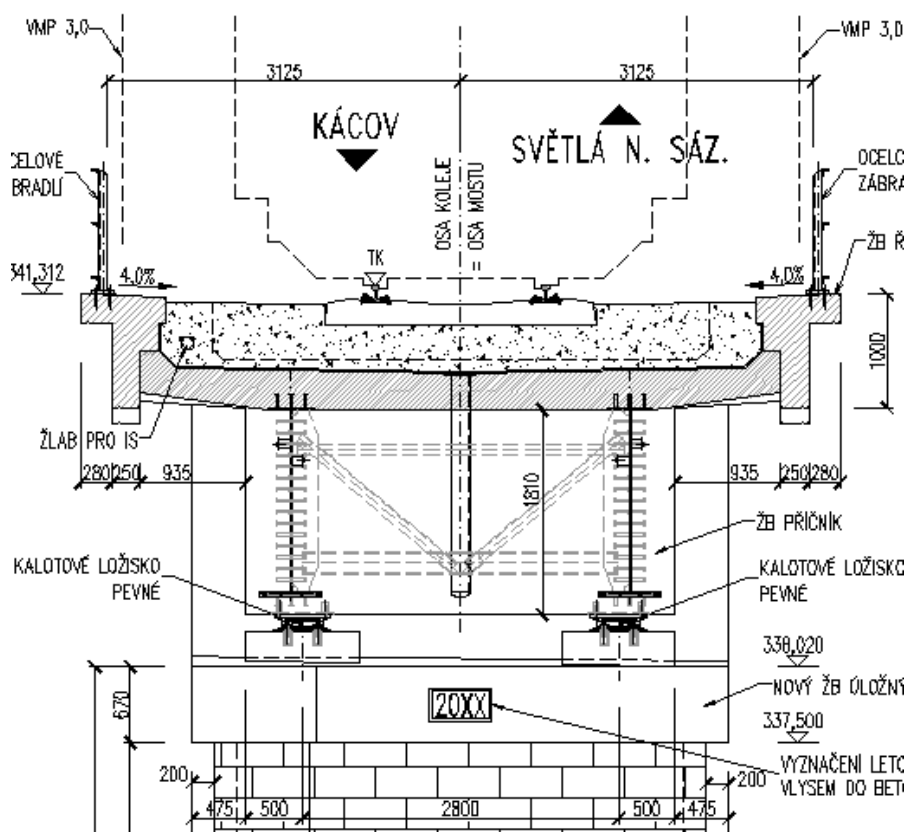
1.8 Vzorový příčný řez



1.9 Příčný řez nad středním příčníkem



1.10 Příčný řez nad koncovým příčnίκem



2 Zatížení

Při betonáži desky nebudou nosníky podepřeny.

2.1 Stálé a zbytek stálého

$$\gamma_f = 1,35$$

Zatížení

		<u>charakteristické zatížení</u>	
		kN/m	γ_f
OK (vl. tíha)	generováno programem		1,35
OK (výztuhy, ztužení atd./1 nosník)	0,3	0,2 kN/m	1,35
ŽB deska	1,85/2*25	23,1 kN/m	1,35
bednění	3,25	3,25 kN/m	1,35
římsa	0,39*25	9,8 kN/m	1,35
kolej. lože	0,55*20	11,0 kN/m ²	1,35
ochrana izol. vany kol. lože (beton)	0,0	0,0 kN/m ²	1,35
izolace vany kol. lože	0,1	0,1 kN/m ²	1,35
přítížení kolejnicemi a pražci (š. 3,0 m)	2,0	2,0 kN/m ²	1,35
zábradlí	0,4	0,4 kN/m	1,35

2.2 Nahodilé krátkodobé

2.2.1 Pohyblivé zatížení

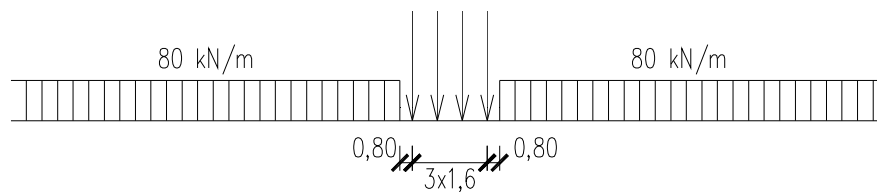
Pohyblivá zatížení jsou umístěna do polohy vyvolávající maximální účinky ve sledovaném průřezu.

Návrhové zatížení pro schéma LM 71 a model zatížení SW/0:

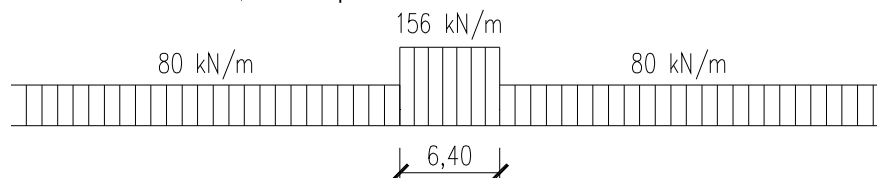
součinitel zatížení	$\gamma_f = 1,45$
klasifikační součinitel	$\alpha = 1,10$
dynamický součinitel	$\phi = \text{viz dále}$

Nezatížený vlak

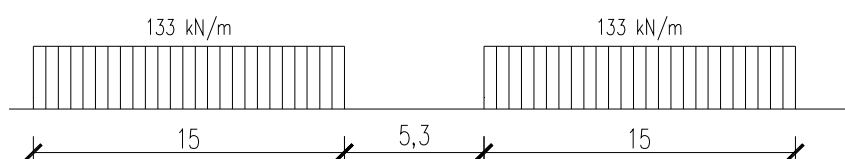
$$\gamma_f = 1,45$$



Model zatížení LM 71, schéma při délce zatížení > 10 m



Model zatížení SW0



Nezatížený vlak



2.2.2 Zatížení větrem

$$\gamma_f = 1,5$$

(a) $d_{tot} = 3,00$ m (výška)*	(a) $b/d_{tot} = 2,18$ Nezatížený most
(b) $d_{tot} = 7,00$ m (výška)**	(b) $b/d_{tot} = 0,93$ Zatížený most
$b = 6,53$ m (šířka)	(a) $c_{fx,0} = 1,87$ Nezatížený most
m (výška nad zemí)	(b) $c_{fx,0} = 2,27$ Zatížený most
cca $z = 6$	
* NK po TK	** NK po TK + doprava

Souč. zatížení větrem dle H, kat. terénu III			
	b/d_{tot}	$z_e < 20$	$z_e = 50$
Nezatížený	2,2	4,2	5,2
Zatížený	0,9	5,1	6,3

(a) $C = 4,2$	součinitel zatížení větrem
(b) $C = 5,1$	součinitel zatížení větrem

$v_b = v_{b0} = 25$	m/s (základní rychlost větru)
$\rho = 1,25$	kg/m ³

$$F_w = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

(a) $F_w = 1,63 \cdot A_{ref,x}$ kN (síla větru)

(b) $F_w = 1,97 \cdot A_{ref,x}$ kN (síla větru)

Zatížení	výška d_{tot} [m]	F_w/m' [kN/m]
pouze na NK	3,00	4,89
na NK vč. dopravy	7,00	13,82

2.2.3 Zatížení teplotou

$$\gamma_t = 1,5$$

Rovnoměrná složka teploty

Konstrukce: 2. typ

$T_{max} = 40$ °C ... max. teplota vzduchu ve stínu

$T_{min} = -32$ °C... min. teplota vzduchu ve stínu

$T_{e,max} = 40 + 4,5 = 44,5$ °C ... max. teplota mostu

$T_{e,min} = -32 + 4,5 = -27,5$ °C... min. teplota mostu

Výpočet posunů ložisek a dilatací MZ vyjádřeny dle TNI 73 6270.

Nerovnoměrná složka teploty

Pro ocelovo-betonovou NK je uvažováno:

$\Delta T_1 = +10$ °C oteplení ŽB desky

$\Delta T_1 = -10$ °C ochlazení ŽB desky

2.2.4 Síly od bezstykové koleje

Podélné síly od bezstykové koleje jsou do konstrukce přenášeny rovnoměrně a jejich vliv na nosnou konstrukci není tedy uvažován. Pro návrh ložisek se uvažuje.

pro namáhání kolejnic: $\gamma_t = 1,0$ (ČSN EN 1991-2)

$$F_{t,k} = 0,6 \cdot k \cdot L_t = 0,6 \cdot 20 \cdot 65,7$$

$$F_{t,k} = 788,4 \text{ kN}$$

2.2.5 Boční rázy

$$\gamma_t = 1,45$$

Osamělá síla v nejúčinnější poloze ve výšce temene kolejnice

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}, e = 0,95 \text{ m}, \alpha = 1,10$$

$$B_{w,1} = \pm 100 \cdot 1,10 \cdot 0,95/3,0 = \pm 34,8 \text{ kN (svisle na jeden nosník)}$$

2.2.6 Rozjezdové a brzdné síly

$$\gamma_t = 1,45$$

Rozjezdová síla:

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$$

$$F_{f,k}' = \alpha \cdot 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$$

$$F_{f,k}' = 1,10 \cdot 33 \cdot 65,7 = 2384,9 \text{ kN} \rightarrow$$

$$F_{f,k} = 1000 \text{ kN}$$

Brzdná síla:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$$

$$F_{f,k}' = \alpha \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$F_{f,k}' = 1,10 \cdot 20 \cdot 65,7 = 1445,4 \text{ kN} \rightarrow$$

$$F_{f,k} = 1445,4 \text{ kN}$$

K účinku na konstrukci se nepřihlíží. Pro návrh ložisek a spodní stavby se uvažuje.

2.3 Dynamický součinitel

2.3.1 Hlavní nosníky - pro spojitý nosník:

$$n = 2 \quad (\text{počet polí spojitého nosníku})$$

$$L_i [\text{mm}] = 32000$$

$$k_{sk} = 1,2$$

$$L_m = 1/n_{sk} (L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_{nsk})$$

$$L_m = 32000 \text{ mm}$$

$$L_\phi = k \times L_m$$

$$L_\phi = 38400 \text{ mm}$$

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad 1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0$$

$$\phi_3 = 1,09$$

$$1,0 \leq 1,09 \leq 2,0 \quad \text{Je v daném rozmezí}$$

$$\phi_3 = \mathbf{1,09}$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad 1,0 \leq \phi_2 \leq 1,67$$

$$\phi_2 = 1,06$$

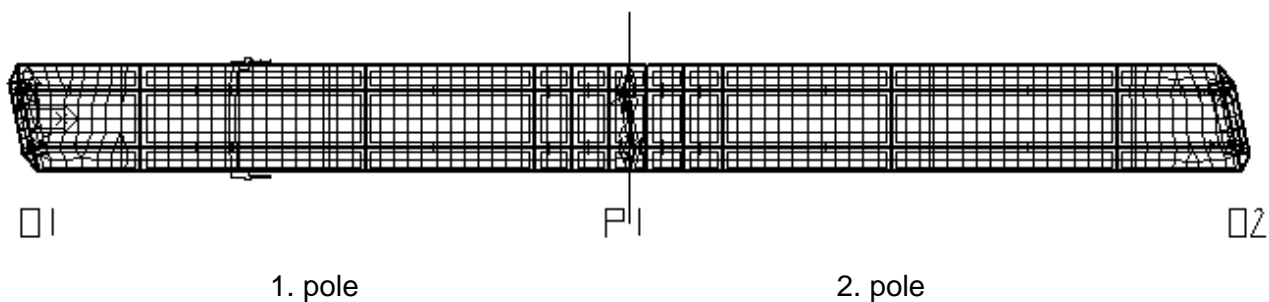
$$1,0 \leq 1,06 \leq 1,67 \quad \text{Je v daném rozmezí}$$

$$\phi_2 = \mathbf{1,06}$$

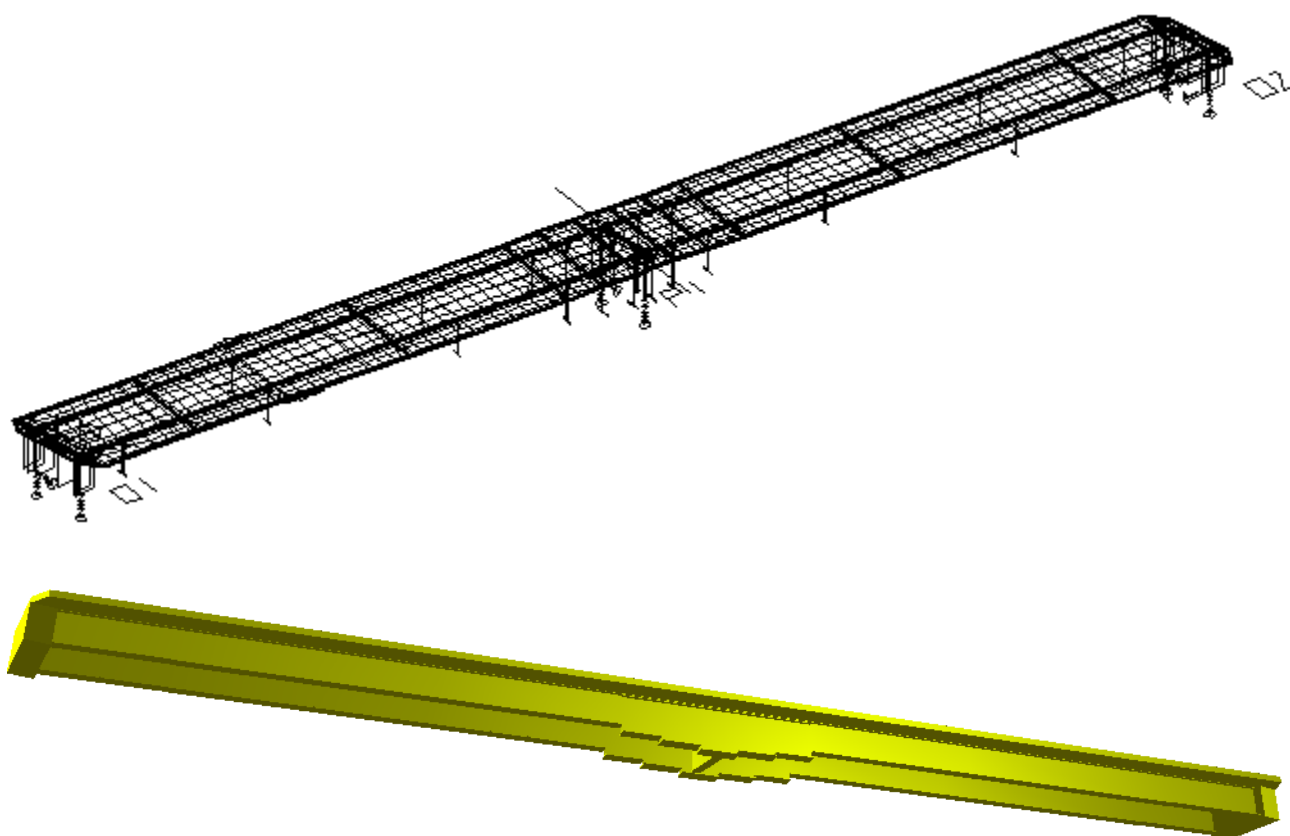
3 Popis statického modelu

Výpočet vnitřních sil byl proveden s reálnými průřezy a odpovídajícím zatížením na ocelové nosníky pro vlastní váhu NK a poté na ŽB desku mostovky. ŽB deska je modelována v polích jako izotropní s vloženými hlavními ocelovými nosníky, nad pilířem na dl. 10,0 m jako ortotropní, kdy působí v příčném směru, podélně působí jen ocelová konstrukce s betonářskou výztuží. Výpočty vnitřních sil a deformací (příčinkových čar pro nejúčinnější polohy zatížení) byly provedeny pomocí programu IDA NEXIS.

3.1 Půdorys



3.2 Pohled / axonometrie



4 Podélný směr - MSÚ

4.1 Součinitele ψ

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vlak LM 71	0,8	0,8	0,0
Vlak SW0	0,8	0,8	0,0
Nezatížený vlak	1,0	0,0	0,0
Rozjezdové a brzdné síly	0,8	0,8	0,0
Boční rázy	1,0	0,8	0,0
Vítr	0,75	0,5	0,0
Teplota	0,6	0,6	0,5
gr11	0,8	0,8	0,0
gr12	0,8	0,8	0,0
gr13	0,8	0,8	0,0
gr14	0,8	0,8	0,0
gr15	0,8	0,8	0,0

4.2 Parametry ortotropie

pro desku v části nad pilířem

$$\begin{aligned}
 D_{11} &= Eh_1^3/(12(1-\nu^2)) & m_x \\
 D_{22} &= Eh_2^3/(12(1-\nu^2)) & m_y \\
 D_{33} &= Gh^3/(12(1-\nu^2)) & m_{xy} \\
 D_{44} &= Gh_1 & q_x \\
 D_{55} &= Gh_2 & q_y \\
 D_{12} &= \nu D_{11} \\
 D_{21} &= \nu D_{22} \\
 G &= E/(2(1+\nu))
 \end{aligned}$$

$h_1 (h_x)$	$h_2 (h_y)$	$h_{1q} (h_x)$	$h_{2q} (h_y)$	$h_{1n} (h_x)$	$h_{2n} (h_y)$
m	m	m	m	m	m
0,001	0,330	0,001	0,330	0,001	0,330

h	E	G	ν	h	E	G	ν
m	MPa	MPa	□	m	MPa	MPa	□
0,330	33 500	13 958	0,2	0,330	33 500	13 958	0,2

D_{11}	D_{22}	D_{33}	D_{44}	D_{55}	D_{12}	D_{21}
kNmm	kNmm	kNmm	kN/mm	kN/mm	kNmm	kNmm
2,91	1,05E+08	1,16	13,96	4606,25	0,582	0,582

d_{11}	d_{22}	d_{33}	d_{12}	l_{y1}	l_{y2}
kN/mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	m ⁴	m ⁴
34,90	11515,63	4606,25	6,98	8,333E-11	2,995E-03

parametry stěn

$$\begin{aligned} d_{11} &= Eh_1/(1-\nu^2) & n_x \\ d_{22} &= Eh_2/(1-\nu^2) & n_y \\ d_{33} &= G \cdot h & q_{xy} \\ d_{12} &= \nu d_{11} \end{aligned}$$

pro $\nu=0$

$$\begin{aligned} D_{11} &= Eh_1^3/12 \\ D_{22} &= Eh_2^3/12 \\ D_{33} &= 0,5(D_{11} \cdot D_{22})^{0,5} \\ D_{44} &= Gh_1 \\ D_{55} &= Gh_2 \\ D_{12} &= 0 \\ D_{21} &= 0 \end{aligned}$$

4.3 B-eff**Určení ekvivalentního rozpětí**

$$\begin{aligned} L_1 &= 32,00 \text{ m} \\ L_2 &= 32,00 \text{ m} \end{aligned}$$

1. pole

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 \text{ pro } b_{\text{eff}1} = 27,20 \text{ m}$$

pilíř P1

$$L_e = 0,25(L_1 + L_2) \text{ pro } b_{\text{eff}2} = 16,00 \text{ m}$$

2. pole

$$L_e = 0,85 \cdot L_2 \text{ pro } b_{\text{eff}1} = 27,20 \text{ m}$$

$$\text{vzdálenost krajních trnů } b_0 = 150 \text{ mm}$$

Výpočet účinné šířky

krajní nosník

$$\begin{aligned} \text{velikost konzoly} &= 1335 \text{ mm} \\ 1/2 \text{ vzdálenosti nosníků} &= 1500 \text{ mm} \\ b_1 &= 1260 \\ b_2 &= 1425 \end{aligned}$$

1. pole

$$\begin{aligned} L_e / 8 &= 3400 \text{ mm} \\ b_{e1} &= 1260 \text{ mm} \\ b_{e2} &= 1425 \text{ mm} \\ b_{\text{eff},1} = b_0 + \Sigma b_{ei} &= \mathbf{2835} \text{ mm} \end{aligned}$$

krajní podpora

$$\begin{aligned} \beta_1 = (0.55 + 0.025L_e/b_1) &< 1 = 0,555 \\ \beta_2 = (0.55 + 0.025L_e/b_2) &< 1 = 0,555 \\ b_{\text{eff},0} = b_0 + \Sigma \beta_i b_{ei} &= \mathbf{1640} \text{ mm} \end{aligned}$$

pilíř P1

$$\begin{aligned}
 L_e / 8 &= 2000 \text{ mm} \\
 b_{e1} &= 1260 \text{ mm} \\
 b_{e2} &= 1425 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff},1} &= b_0 + \Sigma b_{ei} = 2835 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.4 Vnitřní síly

Vnitřní síly - charakteristické hodnoty (jeden hl. nosník, betonáž bez podepření)

Zatížení	pole odst. tl. pásnic		pole max. oca 0,4 L		pilíř		pilíř		opěra O1		6,8 m od opěry O1		γ_f	ϕ_s	α
	M_k	M_k	M_k	M_k	$V_{k, \text{dla max M}}$	$V_{k, \text{MAX}}$	V_k	V_k	V_k	V_k	V_k	V_k			
	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN			
Stálé a zbytek stálého															
vlastní tíha OK	217,5	274,0	-728,6	120,8	120,8	46,3	22,4	1,35							
ŽB deska	1 177,0	1 446,9	-3 690,5	498,7	498,7	253,3	128,3	1,35							
bednění	117,7	144,7	-369,1	49,9	49,9	25,3	12,8	1,35							
odbednění	-117,7	-144,7	369,1	-49,9	-49,9	-25,3	-12,8	1,35							
VI. tíha celé konstrukce	1 394,5	1 720,9	-4 419,1	619,5	619,5	299,6	150,7								
řimsy	527,7	697,5	-1 296,3	201,2	201,2	123,9	53,2	1,35							
kol. lože	1 665,2	2 216,4	-4 056,0	633,4	633,4	400,4	170,0	1,35							
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,35							
izolace	13,9	18,5	-33,8	5,3	5,3	3,3	1,4	1,35							
přetížení kolejnicemi	160,1	213,4	-387,7	55,2	55,2	38,7	16,4	1,35							
zábradlí	21,5	28,5	-52,9	8,2	8,2	5,1	2,2	1,35							
smršťování	1 357,3	953,6	-1 928,5	85,4	85,4	0,0	0,0	1,00							
Suma stálé + zbytek st.	5 140,2	5 848,7	-12 174,3	1 608,1	1 608,1	871,0	393,9								
Nahodilé krátkodobé															
LM 71	3 587,6	5 330,9	-5 959,1	977,8	1 044,8	851,9	451,9	1,45	1,09	1,10					
SW0	3 641,7	5 126,6	-5 290,3	881,1	1 010,8	885,6	474,4	1,45	1,09	1,10					
nerovn. ochlazení	894,3	628,3	-1 270,7	56,3	56,3	-56,3	-56,3	1,50							
nerovn. oteplení	-894,3	-628,3	1 270,7	-56,3	-56,3	56,3	56,3	1,50							
boční ráz	95,4	102,9	-68,2	27,1	32,8	11,6	11,6	1,45						1,10	
vítr	227,4	311,2	-687,0	208,8	208,8	117,6	39,6	1,50							
Kombinace															
kombinace 1	9 530,3	11 892,9	-19 479,3	2 803,4	2 876,1	1 856,5	920,8								
kombinace 2	9 584,4	11 688,6	-18 810,5	2 706,7	2 842,1	1 890,2	943,3								

kombinace 1: Suma stálé+zbytek st.+LM-71+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

kombinace 2: Suma stálé+zbytek st.+SW0+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

Vnitřní síly - charakteristické hodnoty vč. α a ϕ

	pole odst. tl. pásnic	pole max. cca 0,4 L	pilíř		pilíř		opěra O1	6,8 m od opěry O1
Zatížení	M_k kNm	M_k kNm	M_k kNm	$V_{k,dle\ max\ M}$ kN	$V_{k, MAX}$ kN	V_k kN	V_k kN	
Stálé a zbytek stálého								
vlastní tíha OK	217,5	274,0	-728,6	120,8	120,8	46,3	22,4	
ŽB deska	1 177,0	1 446,9	-3 690,5	498,7	498,7	253,3	128,3	
bednění	117,7	144,7	-369,1	49,9	49,9	25,3	12,8	
odbednění	-117,7	-144,7	369,1	-49,9	-49,9	-25,3	-12,8	
VI. tíha celé konstrukce	1 394,5	1 720,9	-4 419,1	619,5	619,5	299,6	150,7	
řimsy	527,7	697,5	-1 296,3	201,2	201,2	123,9	53,2	
kol. lože	1 665,2	2 216,4	-4 056,0	633,4	633,4	400,4	170,0	
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
izolace	13,9	18,5	-33,8	5,3	5,3	3,3	1,4	
přetížení kolejnicemi	160,1	213,4	-387,7	55,2	55,2	38,7	16,4	
zábradlí	21,5	28,5	-52,9	8,2	8,2	5,1	2,2	
smršťování	1 357,3	953,6	-1 928,5	85,4	85,4	0,0	0,0	
Suma stálé + zbytek st.	5 140,2	5 848,7	-12 174,3	1 608,1	1 608,1	871,0	393,9	
Nahodilé krátkodobé								
LM 71	4 301,5	6 391,7	-7 145,0	1 172,4	1 252,7	1 021,4	541,8	
SW0	4 366,4	6 146,8	-6 343,1	1 056,4	1 211,9	1 061,8	568,8	
nerovn. ochlazení	894,3	628,3	-1 270,7	56,3	56,3	-56,3	-56,3	
nerovn. oteplení	-894,3	-628,3	1 270,7	-56,3	-56,3	56,3	56,3	
boční ráz	104,9	113,2	-75,0	29,8	36,1	12,8	12,8	
vítr	227,4	311,2	-687,0	208,8	208,8	117,6	39,6	
Kombinace								
kombinace 1	10 253,8	12 964,1	-20 671,9	3 000,7	3 087,3	1 959,6	944,4	
kombinace 2	10 318,7	12 719,1	-19 870,0	2 884,8	3 046,5	2 000,0	971,4	

Vnitřní síly - návrhové hodnoty

	pole odst. tl. pásnic	pole max. cca 0,4 L	pilíř		pilíř		opěra O1	6,8 m od opěry O1
Zatížení	M _d	M _d	M _d	V _{d,dle max M}	V _{d, MAX}	V _d	V _d	
	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN	kN	
Stálé a zbytek stálého								
vlastní tíha OK	293,6	369,9	-983,6	163,0	163,0	62,5	30,2	
ŽB deska	1 589,0	1 953,3	-4 982,2	673,2	673,2	342,0	173,2	
bednění	158,9	195,3	-498,2	67,3	67,3	34,2	17,3	
odbednění	-158,9	-195,3	498,2	-67,3	-67,3	-34,2	-17,3	
VI. tíha celé konstrukce	1 882,6	2 323,2	-5 965,8	836,3	836,3	404,5	203,4	
řimsy	712,4	941,6	-1 750,0	271,6	271,6	167,3	71,8	
kol. lože	2 248,0	2 992,1	-5 475,6	855,1	855,1	540,5	229,5	
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
izolace	18,7	24,9	-45,6	7,1	7,1	4,5	1,9	
přetížení kolejnicemi	216,1	288,1	-523,4	74,5	74,5	52,2	22,1	
zábradlí	29,1	38,4	-71,4	11,1	11,1	6,8	2,9	
smršťování	1 357,3	953,6	-1 928,5	85,4	85,4	0,0	0,0	
Suma stálé + zbytek st.	6 464,2	7 562,0	-15 760,3	2 141,1	2 141,1	1 175,8	531,7	
Nahodilé krátkodobé								
LM 71	6 237,2	9 268,0	-10 360,2	1 700,0	1 816,4	1 481,1	785,7	
SW0	6 331,3	8 912,9	-9 197,5	1 531,8	1 757,3	1 539,7	824,8	
nerovn. ochlazení	1 341,4	942,5	-1 906,0	84,4	84,4	-84,4	-84,4	
nerovn. oteplení	-1 341,4	-942,5	1 906,0	-84,4	-84,4	84,4	84,4	
boční ráz	152,2	164,1	-108,8	43,2	52,3	18,5	18,5	
vítr	341,1	466,8	-1 030,5	313,2	313,2	176,4	59,4	
Kombinace								
kombinace 1	13 914,3	17 909,8	-28 145,8	4 169,8	4 295,4	2 757,1	1 329,8	
kombinace 2	14 008,4	17 554,6	-26 983,0	4 001,7	4 236,3	2 815,7	1 368,9	

4.5 Dotvarování a smršťování

beton		C30/37		α_1	=	0,9441
f_{ck}	=	30	MPa	α_2	=	0,9837
f_{cm}	=	38	MPa	α_3	=	0,9597
druh cementu		R				
E_{cm}	=	32 000	MPa			
h_d	=	330	mm			
b	=	2835	mm			
b_{eff}	=	2835	mm			
A_c	=	0,93555	m ²			plocha průřezu
u	=	5,67	m			obvod vystavený okolnímu prostředí
h_0	=	330	mm			náhradní rozměr
RH	=	80%				relativní vlhkost prostředí (vnitřní 50%, vnější 80%)
t	=	36 500	dní			stáří betonu v posuzovaném okamžiku
t_s	=	1	dní			stáří betonu na počátku smršťování vysycháním
t_0	=	30	dní			stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení
$t_{0,T}$	=	30	dní			stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení upravené o vliv teploty, viz
t_0'	=	34,4				upravené stáří betonu v okamžiku zatížení (s vlivem teploty a druhu
α	=	1				mocnitel vyjadřující druh cementu
$t-t_0$	=	36 470	dní			neupravená doba trvání zatížení
$\phi(t,t_0)$	=	1,590				součinitel dotvarování
ϕ_0	=	1,603				základní součinitel dotvarování
ϕ_{RH}	=	1,252				součinitel vlivu relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování
$\beta(f_{cm})$	=	2,725				součinitel vlivu pevnosti
$\beta(t_0)$	=	0,470				součinitel stáří v okamžiku vnesení zatížení
$\beta_c(t,t_0)$	=	0,992				součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení
β_H	=	972,3				součinitel vlhkosti
$\phi(t,t_0)$	=	3,083				součinitel smršťování
ϕ_0	=	3,103				základní součinitel smršťování
$\beta(t_0)$	=	0,909				součinitel stáří v okamžiku vnesení zatížení
$\beta_{ds}(t,t_s)$	=	0,993				součinitel časového průběhu smršťování vysycháním
$\varepsilon_{ca}(t)$	=	0,00005				poměrné autogenní smršťování
$\varepsilon_{ca}(nek)$	=	0,00005				
$\beta_{as}(t)$	=	1				součinitel časového průběhu autogenního smršťování
$\varepsilon_{cs}(t)$	=	3,2E-04				poměrné smršťování
$\varepsilon_{cd,0}$	=	3,7E-04				poměrné neomezené smršťování vysycháním
α_{ds1}	=	6				součinitel druhu cementu
α_{ds2}	=	0,11				součinitel druhu cementu
$\varepsilon_{cd}(t)$	=	2,7E-04				poměrné smršťování vysycháním
k_h	=	0,7425				součinitel náhradní tloušťky

Pracovní součinitelekrátkodobé zatížení: $n_0 = 6,56$ dlouhodobé zatížení: $n_L = 18,04$ smršťování: $n_L = 17,69$ $\psi_L = 1,10$ $\psi_L = 0,55$ **4.6 Hlavní nosník v poli - M**

budeme dále postupovat jen elasticky i pro MSÚ, s ohledem na tř. průřezu 4 nad P1 plasticitu ani v poli využít nemůžeme

4.6.1 Elastické posouzení - 0,4 L

průřez cca 0,4 L od krajní podpory

Průřezové charakteristiky**Ocel**

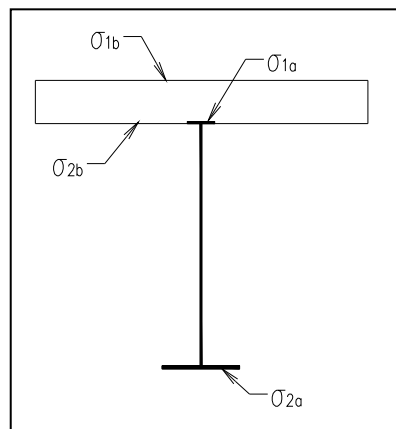
	b	t	
horní pásnice	400	20	mm
stěna	1600	16	mm
dolní pásnice	550	50	mm
celkem $h_s =$		1670	mm
$E_a =$		210000	MPa
horní pásnice f_y			
$=$		345	MPa
stěna $f_y =$		355	MPa
dolní pásnice $f_y =$		335	MPa

Beton

$h =$	330	mm
$b =$	2835	mm
$b_{eff} =$	2835	mm
$y_{eb} =$	165	mm
$E_b =$	32000	MPa
$f_{ck} =$	30	MPa

Pracovní součinitelekrátkodobé $n_0 = 6,56$ dlouhodobé $n_L = 18,04$ smršťování $n_L = 17,69$

Po 36 500 dnech



	Plocha mm ²	Vzdálenost od neutrálních os			
		e_{1b} mm	e_{2b} mm	e_{1a} mm	e_{2a} mm
Ocelový nosník	61100	-1395	-1065	-1085	585
Dlouhodobé zatížení	112949	-831	-501	-521	1149
Krátkodobé zatížení	203660	-534	-204	-224	1446
Smršťování	113987	-824	-494	-514	1156

Ocelový nosník A_a $= 61100 \text{ mm}^2$ Betonová deska A_b $= 935550 \text{ mm}^2$

Statické momenty

 I_y

	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	mm ⁴
Ocelový nosník	8,602E+06	1,539E+07	1,768E+07	-	2,513E+10
Dlouhodobé zatížení	3,859E+07	3,092E+07	4,059E+07	3,451E+07	6,806E+10
Krátkodobé zatížení	5,433E+07	3,908E+07	5,466E+07	5,262E+07	9,116E+10
Smršťování	3,891E+07	3,109E+07	4,087E+07	3,488E+07	6,852E+10

$$I_{0a} = 5,467E+09$$

Normální napětí

Zatížení					
	M_d	σ_{1a}	σ_{2a}	σ_{1b}	σ_{2b}
Stálé a zbytek stálého	kNm	MPa	MPa	MPa	MPa
vlastní tíha OK	369,9	-16,0	8,6		
ŽB deska	1 953,3	-84,3	45,4		
bednění	195,3	-8,4	4,5		
odbednění	-195,3	0,5	-3,1	0,2	0,1
VI. tíha celé konstrukce	2 323,2	-108,3	55,5	0,2	0,1
římsy	941,6	-7,2	15,9	-0,6	-0,4
kol. lože	2 992,1	-22,9	50,5	-2,0	-1,2
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
izolace	24,9	-0,2	0,4	0,0	0,0
přítížení kolejnicemi	288,1	-2,2	4,9	-0,2	-0,1
zábradlí	38,4	-0,3	0,6	0,0	0,0
smršťování	953,6	-33,9	-10,7	1,1	1,4
Suma stálé + zbytek st.	7 562,0	-175,0	117,2	-1,6	-0,3
Nahodilé krátkodobé					
LM-71	9 268,0	-22,8	147,0	-8,3	-3,2
SW0	8 912,9	-21,9	141,4	-8,0	-3,0
nerovn. ochlazení	942,5	-28,8	-11,5	0,9	1,4
nerovn. oteplení	-942,5	28,8	11,5	-0,9	-1,4
boční ráz	164,1	-0,4	2,6	-0,1	-0,1
vítr	466,8	-1,1	7,4	-0,4	-0,2
Kombinace					
kombinace 1	17 909,8	-216,3	279,2	-9,8	-2,8
kombinace 2	17 554,6	-215,4	273,6	-9,5	-2,7
Max.		-216,3	279,2	-9,8	-2,8
Pevnost		-345,0	335,0	-18,0	-18,0

VYHOVUJE VYHOVUJE VYHOVUJE VYHOVUJE

kombinace 1: Suma stálé+zbytek st.+LM-71+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

kombinace 2: Suma stálé+zbytek st.+SW0+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

0,63 0,83 0,55 0,16
I - hore I - dole ŽB - hore ŽB - dole

Smršťování

$$\varepsilon_{SO} = 2,75E-04$$

$$E_c = 11\,871,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 3,3 \text{ MPa}$$

$$A_c = 9,36 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_f = 1$$

Vyvodí zatížení

$$N_c = 3\,051,7 \text{ kN}$$

$$M_c = 2\,012,4 \text{ kNm} \quad (\text{koncový})$$

$$M_c = 953,6 \text{ kNm} \quad (0,4L \text{ od podpory})$$

Teplota

$$T_1 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_2 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$y_{1b,t} = 165,0$$

$$\gamma_f = 1,5$$

Vyvodí zatížení

$$F_t = 3\,592,5 \text{ kN}$$

$$M_t = 1\,326,0 \text{ kNm} \quad (\text{koncový})$$

$$M_t = 628,3 \text{ kNm} \quad (0,4L \text{ od podpory})$$

Z výše uvedeného je zřejmé, že napětí v MSP není třeba posuzovat, vyhovuje i při elast. výpočtu v MSÚ.

4.6.2 Elastické posouzení - odstupňování tl. pásnic**Průřezové charakteristiky**

Ocel	b	t		Beton	
horní pásnice	400	20	mm	h =	330 mm
stěna	1600	16	mm	b =	2835 mm
dolní pásnice	550	30	mm	b _{eff} =	2835 mm
celkem h _s =		1650	mm	y _{eb} =	165 mm
	E _a =	210000	MPa	E _b =	32000 MPa
horní pásnice f _y	=	345	MPa	f _{ck} =	30 MPa
stěna f _y =		355	MPa		
dolní pásnice f _y =		345	MPa		

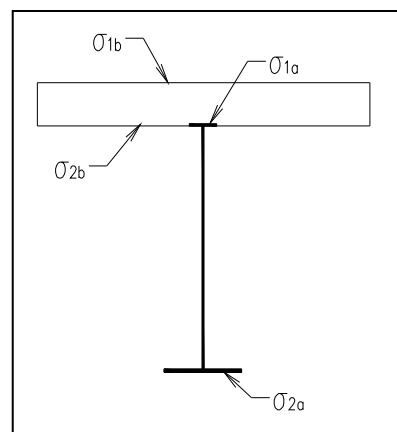
Pracovní součinitele

$$\text{krátkodobé } n_0 = 6,56$$

$$\text{dlouhodobé } n_L = 18,04$$

$$\text{smršťování } n_L = 17,69$$

$$P_o = 36\,500 \text{ dnech}$$



	Plocha	Vzdálenost od neutrálních os			
		e _{1b}	e _{2b}	e _{1a}	e _{2a}

	mm ²	mm	mm	mm	mm
Ocelový nosník	50100	-1269	-939	-959	691
Dlouhodobé zatížení	101949	-708	-378	-398	1252
Krátkodobé zatížení	192660	-452	-122	-142	1508
Smršťování	102987	-702	-372	-392	1258

Ocelový nosník A_a = 50100 mm²Betonová deska A_b = 935550 mm²

	Statické momenty				I_y mm ⁴
	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	
Ocelový nosník	7,593E+06	1,115E+07	1,465E+07	-	2,070E+10
Dlouhodobé zatížení	3,123E+07	2,042E+07	3,237E+07	2,813E+07	5,223E+10
Krátkodobé zatížení	4,199E+07	2,463E+07	4,211E+07	4,093E+07	6,719E+10
Smršťování	3,146E+07	2,051E+07	3,257E+07	2,841E+07	5,254E+10

 $I_{0a} = 5,463E+09$

Normální napětí

Zatížení					
	M_d	σ_{1a}	σ_{2a}	σ_{1b}	σ_{2b}
Stálé a zbytek stálého	kNm	MPa	MPa	MPa	MPa
vlastní tíha OK	293,6	-13,6	9,8		
ŽB deska	1 589,0	-73,6	53,0		
bednění	158,9	-7,4	5,3		
odbednění	-158,9	0,3	-3,6	0,2	0,0
VI. tíha celé konstrukce	1 882,6	-94,2	64,6	0,2	0,0
římsy	712,4	-5,4	17,1	-0,5	-0,3
kol. lože	2 248,0	-17,1	53,9	-1,7	-0,9
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
izolace	18,7	-0,1	0,4	0,0	0,0
přítížení kolejnicemi	216,1	-1,6	5,2	-0,2	-0,1
zábradlí	29,1	-0,2	0,7	0,0	0,0
smršťování	1 357,3	-39,8	2,9	0,6	1,0
Suma stálé + zbytek st.	6 464,2	-158,5	144,7	-1,7	-0,2
Nahodilé krátkodobé					
LM 71	6 237,2	-13,2	140,0	-6,4	-1,7
SW0	6 331,3	-13,4	142,1	-6,5	-1,8
nerovn. ochlazení	1 341,4	-30,8	2,1	0,1	1,1
nerovn. oteplení	-1 341,4	30,8	-2,1	-0,1	-1,1
boční ráz	152,2	-0,3	3,4	-0,2	0,0
vítr	341,1	-0,7	7,7	-0,3	-0,1
Kombinace					
kombinace 1	13 914,3	-191,1	292,6	-8,4	-1,4
kombinace 2	14 008,4	-191,3	294,7	-8,5	-1,4

Max.		-191,3	294,7	-8,5	-1,4
Pevnost		-345,0	345,0	-18,0	-18,0

VYHOVUJE VYHOVUJE VYHOVUJE VYHOVUJE

kombinace 1: Suma stálé+zbytek st.+LM 71+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

kombinace 2: Suma stálé+zbytek st.+SW0+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

0,55 **0,85** **0,47** **0,08**
I - hore I - dole ŽB - hore ŽB - dole

Smršťování

$\varepsilon_{so} = 2,75, E-04$
 $E_c = 11\,871,5 \text{ MPa}$
 $\sigma_c = 3,3 \text{ MPa}$
 $A_c = 9,36, E+05 \text{ mm}^2$ $9,36, E+05$
 $\gamma = 1$

Vyvodí zatížení

$N_c = 3\,051,7 \text{ kN}$
 $M_c = 2\,012,4 \text{ kNm}$ (koncový)
 $M_c = 1\,357,3 \text{ kNm}$ (změna tl. pásnic)

Teplota

$T_1 = 10 \text{ °C}$
 $T_2 = 10 \text{ °C}$
 $y_{1b,t} = 165,0$
 $\gamma = 1,5$

Vyvodí zatížení

$F_t = 3\,592,5 \text{ kN}$
 $M_t = 1\,326,0 \text{ kN}$ (koncový)
 $M_t = 894,3 \text{ kN}$ (změna tl. pásnic)

4.7 Klopení

dolní pásnice	750	50	mm	nad podporou
	550	50		v poli

$b = 750 \text{ mm}$ (dolní pásnice nad podporou)
 $t = 50 \text{ mm}$ (dolní pásnice nad podporou)
 $f_y = 335 \text{ MPa}$
 $E = 210\,000 \text{ MPa}$
 $L = 6,40 \text{ m}$ (vzdál. příčnick - ztuž.)

$I = 1,76E+09 \text{ mm}^4$ (dolní pásnice)
 $N_E = 88\,947 \text{ kN}$
 $V_1 = 4169,8 \text{ kN}$

křivka klopení	α_{LT}
----------------	---------------

$V_2 =$	3285,6	kN
$M_1 =$	-28145,8	kNm
$M_2' =$	-11939,5	kNm
$M_2 =$	0,0	kNm
$\mu =$	0,79	
$\phi =$	1,12	
$\gamma =$	0,0	(tuhé podepření DP jen v místech ztužení)
$m =$	1,93	(platí pro $\gamma = 0,0$)
$N_{cr} =$	171 732	kN
$\lambda_{LT} =$	0,27	
$\lambda_{LT,0} =$	0,40	ČSN EN 1993-1-1 viz 6.3.2.3
$\beta =$	0,75	
$\alpha_{LT} =$	0,76	
$\phi_{LT} =$	0,48	
$\chi_{LT} =$	1,00	

a	0,21
b	0,34
c	0,49
d	0,76

4.8 Hlavní nosník nad pilířem - M

Průřezové charakteristiky

Ocel	b	t	Beton
horní pásnice	400	35 mm	$h =$ 330 mm
stěna	2300	20 mm	$b =$ 2835 mm
dolní pásnice	750	50 mm	$b_{eff} =$ 2835 mm
celkem $h_s =$		2385 mm	$y_{eb} =$ 165 mm
	$E_a =$	210000 MPa	$E_b =$ 32000 MPa
horní pásnice f_y			$f_{ck} =$ 30 MPa
=		345 MPa	$f_{ctm} =$ 2,9 MPa
stěna f_y		345 MPa	
dolní pásnice f_y			
=		335 MPa	

Betonářská výztuž: B500B

$f_{yd} =$ 435 MPa

Horní výztuž:

Průměr výztuže	20 mm	
Počet prutů	37 (pruty po	75 mm)
Krytí výztuže:	70 mm	
Plocha výztuže	11624 mm ²	

Dolní výztuž:

Průměr výztuže	20 mm	
Počet prutů	37 (pruty po	75 mm)
Krytí výztuže (od pásnice)	35 mm	
Plocha výztuže	11624 mm ²	

Po 36 500 dnech

	Plocha mm ²	Vzdálenost od neutrálních os			
		e _{1s} mm	e _{2s} mm	e _{1a} mm	e _{2a} mm
Ocelový nosník	97500	-	-	-1469	916
Ocelový nosník+výztuž	120748	-1376	-1206	-1161	1224

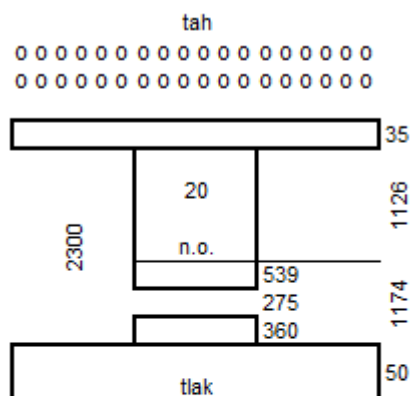
Ocelový nosník $A_a = 97500 \text{ mm}^2$

	Statické momenty				I_y mm ⁴
	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	
Ocelový nosník				-	8,326E+10
Ocelový nosník+výztuž					1,314E+11

 $I_{0a} = 2,029E+10$ **Zatřídění**

$\psi = -0,95$ (tah/tlak)
 $d/t_w = 114,50$
 podmínka pro třídu 3 97,2
 nosník je třídy: **4**

platí pro nahod. zatížení, při bet. desky jsme ještě ve tř. 3, dýchání stěny - viz dále



$k_{\sigma} = 22,69$ pro psí 1 až -1
 $k_{\sigma} = 22,72$ pro psí -1 až -2
 $k_{\sigma} = 22,69$
 $\lambda_p = 1,03$
 $\rho = 0,77$
 $b_{eff} = 898,9 \text{ mm}$

při odečtení dané malé části stěny se I_y změní o cca 1%, nebudeme dále uvažovat**Normální napětí (100 let)**

Zatížení	M_d	σ_{1a}	σ_{2a}	σ_{1s}	σ_{2s}
Stálé a zbytek stálého	kNm	MPa	MPa	MPa	MPa
Vlastní tíha OK	-983,6	17,4	-10,8		

ŽB deska	-4 982,2	87,9	-54,8		
Bednění	-498,2	8,8	-5,5		
odbednění	498,2	-4,4	4,6	-5,2	-4,6
VI. tíha celé konstrukce	-5 965,8	109,7	-66,5	-5,2	-4,6
Římsy	-1 750,0	15,5	-16,3	18,3	16,1
kol. lože	-5 475,6	48,4	-51,0	57,3	50,3
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
izolace	-45,6	0,4	-0,4	0,5	0,4
přetížení kolejnicemi	-523,4	4,6	-4,9	5,5	4,8
zábradlí	-71,4	0,6	-0,7	0,7	0,7
Smršťování	-1 928,5	17,0	-18,0	20,2	17,7
	-15				
Suma stálé + zbytek st.	760,3	196,2	-157,6	97,3	85,3
Nahodilé krátkodobé					
	-10				
LM-71	360,2	91,5	-96,4	108,5	95,1
SW0	-9 197,5	81,3	-85,6	96,3	84,4
nerovn. ochlazení	-1 906,0	16,8	-17,7	20,0	17,5
nerovn. oteplení	1 906,0	-16,8	17,7	-20,0	-17,5
boční ráz	-108,8	1,0	-1,0	1,1	1,0
vítr	-1 030,5	9,1	-9,6	10,8	9,5
Kombinace					
	-28				
kombinace 1	145,8	305,6	-272,9	227,0	199,0
	-26				
kombinace 2	983,0	295,4	-262,1	214,9	188,3
Max.		305,6	-272,9	227,0	199,0
Pevnost		345,0	-335,0	435	435
Pevn., vč. klopení a M+V		343,7	-333,7	435	435

VYHOVUJE NEVYHOVUJE VYHOVUJE VYHOVUJE

kombinace 1: Suma stálé+zbytek st.+LM-71+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

kombinace 2: Suma stálé+zbytek st.+SW0+0,6*teplota+boč.ráz+0,75*vítr

0,89

I - hore

0,82

I - dole

0,52

výzt - hore

0,46

výzt - dole

vliv klopení	$\chi_{LT} =$	1,00
---------------------	---------------	-------------

vliv komb. M+V	$1-\rho =$	0,996
-----------------------	------------	--------------

snížení únosnosti s ohledem na kombinaci M+V

$\rho =$ 0,004

smykové boulení snižuje únosnost průřezu => je třeba uvážit vliv smykové síly na únosnost v ohybu

Smyk

$V_{Sd} =$ 4295,4 kN

$I_y =$ 8,326E+10 mm⁴

$S_{y,h} =$	4,090E+07	mm ³	
$S_{y,d} =$	4,090E+07	mm ³	
$\tau_{Ed,max} =$	105,5	MPa	
$A_f / A_w =$	0,30		
$\tau_{Ed,max} =$	93,4	MPa	
$V_{pl,Rd} =$	9162,5	kN	
$V_{cRd} =$	6038,1	kN	
$V_{Sd} / V_{cRd} =$	0,71	=>	je třeba posuzovat kombinaci smyku s ohybem

4.9 Hlavní nosník nad pilířem – V

$V_{sd} =$	4295,4	kN	- posouvající síla
$f_y =$	345	MPa	- materiál stěny
$b_w =$	2300	mm	- výška stěny
$t_w =$	20	mm	- tloušťka stěny
$a =$	3200	mm	- vzdálenost výztuh
$\gamma_{Mw} =$	1,0		
$f_{ywd} =$	345,0	MPa	
$V_{pl,Rd} =$	$\frac{A_v * f_y}{\gamma_{Mo} * 3^{0.5}}$	=	9162,5 kN
$V_{pl,Rd} =$	9162,5	kN	> $V_{sd} = 4295,4$ kN

Boulení stěn při namáhání smykem - pole bez podélné výztuhy

$b_w / t =$	115,0		
$\eta =$	1,2		(do S460)
$\varepsilon =$	0,83		
$72 * \varepsilon / \eta =$	49,5	<	115,0 (pro nevztužené stěny)
$31 * \varepsilon k_\tau^{0.5} / \eta =$	58,0	<	115,0 (pro vztužené stěny)

JE NUTNO POSODIT NA ÚNOSNOST V BOULENÍ OD SMYKU

výpočet k_τ

$a / b_w =$	1,39		
$I_{sl} =$	0,0	mm ⁴	(bez podélné výztuhy)
$k_{tsl} =$	0,0		(bez podélné výztuhy)
$k_\tau =$	7,4		
$\sigma_E =$	14,35	MPa	
$\tau_{cr} =$	106,3	MPa	
$\lambda_W = 0,76 * (f_y / \tau_{cr})^{0.5}$	1,37		
$=$			
$0,83 / \eta =$	0,69		

$$\begin{aligned}\chi_w &= 0,61 \\ \chi_v &= \chi_w = 0,61 && \text{(bez příspěvku pásnic)} \\ V_{cRd} &= \chi_v f_{ywd} b_w t / 3^{0,5} > V_{sd}\end{aligned}$$

$$5554,2 \text{ kN} > 4295,4 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$\lambda_w = 1,37$	Tuhá koncová výztuha	Netuhá koncová výztuha
$< 0,83 / \eta = 0,69$	1,20	1,20
$0,83 / \eta < \lambda_w < 1,08$	0,61	0,61
$> 1,08$	0,66	0,61
$\chi_w =$	0,66	0,61

$$0,5 \cdot V_{cRd} = 2777,1 \text{ kN} < 4295,4 \text{ kN}$$

Průřez je třeba posuzovat na kombinaci posouvajících síly a ohybového momentu.

4.10 Únava

spojitý nosník o 2 polích, rozpětí pole 1 = 32,00 m, pole 2 = 32,00 m v ose NK

$L_1 =$	32,00	pro určení λ_1 v poli
$L_2 =$	32,00	pro určení λ_1 nad podporou
$L_\phi =$	38,40	pro určení ϕ_2
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$		součinitel ekvivalentního poškození
$\lambda_{1,1} =$	0,65	vliv rozpětí, zahrnuje účinek poškození od dopravy, v poli
$\lambda_{1,2} =$	0,65	vliv rozpětí, zahrnuje účinek poškození od dopravy, nad podporou
$\lambda_2 =$	0,72	vliv objemu dopravy $< 1,825e6$ t/rok
$\lambda_3 =$	1,00	součinitel návrhové doby života
$\lambda_4 =$	1,00	vliv zatížení konstrukčního prvku více než 1 kolejí
$\lambda_{pole, max} =$	1,40	maximální hodnota
$\lambda_{pole} =$	0,47	$< \lambda_{pole, max} \Rightarrow \lambda = 0,47$
$\phi_2 =$	1,06	
$\gamma_{Ff} =$	1,00	součinitel zatížení na únavu
$\gamma_{Mf} =$	1,35	součinitel materiálu

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda * \phi_2 * \Delta\sigma_P$$

Posuzované detaily :

Detail 1 střední část pole - připojení výztuh stěny k dolní pásnici

Detail 2 změna tl. pásnic - připojení výztuh stěny k dolní pásnici tupé svary lepší - kat. 90

Detail 3 pilíř - připojení výztuh stěny k dolní pásnici

Detail 4 pilíř - připojení trnů na horní pásnici

Detail 5 mont. styk u pilíře - svar přerušný výřezem - u dolní pásnice

□		pole		pilíř		
Číslo detailu		1	2	3	4	5
náhradní délka	$L =$	32,00	32,00	32,00	32,00	32,00
náhradní délka	$L_\phi =$	38,40	38,40	38,40	38,40	38,40

vliv rozpětí	$\lambda_1 =$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
vliv objemu dopravy	$\lambda_2 =$	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
souč. návrh. doby života	$\lambda_3 =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
vliv počtu kolejí	$\lambda_4 =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
souč. ekvival. poškození	$\lambda_{pole} =$	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
souč. ekvival. poškození	$\lambda =$	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
maximální napětí (LM71)	$\sigma_{P,k,max}$	84,6	80,5	0,0	76,3	26,2
minimální napětí (LM71)	$\sigma_{P,k,min}$	-22,7	-10,7	-80,4	0,0	-44,6
referenční rozkmit napětí	$\Delta\sigma_P$	107,3	91,2	80,4	76,3	70,8
dyn. souč. ekv. zatížení	ϕ_2	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
ekvival. rozkmit napětí	$\Delta\sigma_{E,2}$	53,2	45,3	39,9	37,9	35,1
tloušťka materiálu	t	-	-	-	-	-
vliv tloušťky materiálu	ϕ_t	-	-	-	-	-
kategorie detailu	$\Delta\sigma_C$	80	80	80	80	71
	$\gamma_{Ft} * \Delta\sigma_{E,2} =$	<input type="checkbox"/>	53,2	45,3	39,9	37,9
<input type="checkbox"/>	$\phi_t \Delta\sigma_C / \gamma_{Mt} =$		59,3	59,3	59,3	59,3
<input type="checkbox"/>			VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
využití		0,90	0,76	0,67	0,64	0,67

5 MSP

5.1 Průřezy v poli a nad pilířem – napětí

Posudky v MSÚ byly počítány elasticky, napětí v MPS posuzovat nebudeme.

5.2 Kontrola trhlin v ŽB desce nad pilířem

Normální napětí - trhliny - kvazistálá komb.

Zatížení		
	M_k	$\sigma_{1s,k}$
Stálé a zbytek stálého	kNm	MPa
Vlastní tíha OK	-728,6	
ŽB deska	-3 690,5	
Bednění	-369,1	
odbednění	369,1	-3,9
VI. tíha celé konstrukce	-4 419,1	-3,9
Římsy	-1 296,3	13,6
kol. lože	-4 056,0	42,5
ochrana izolace	0,0	0,0
izolace	-33,8	0,4
přetížení kolejnicemi	-387,7	4,1
zábradlí	-52,9	0,6
Smršťování	-1 928,5	20,2

Suma stálé + zbytek st.	-12 174,3	77,3
Nahodilé krátkodobé		
LM-71	0,0	0,0
SW0	0,0	0,0
nerovn. ochlazení	-1 270,7	13,3
nerovn. oteplení	1 270,7	-13,3
boční ráz	0,0	0,0
vítr	0,0	0,0
Kombinace		
Max.	-12 936,7	85,3

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 2,9 \text{ MPa} \\
 \sigma_{se} &= \mathbf{85,3} \text{ MPa - kvazistálá} \\
 \rho_{st} &= 0,025 \\
 \alpha_{st} &= 1,955 \\
 \sigma_{zpev} &= 23,9 \text{ MPa} \\
 \sigma_{se} &= \mathbf{109,2} \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

hodnoty pro $w_k = 0,2 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \phi_{s,max} &= 25 \text{ mm} & \geq & 20 \text{ mm} \\
 & & \mathbf{VYHOVUJE} & \\
 a_{s,max} &= 200 \text{ mm} & \geq & 75 \text{ mm} \\
 & & \mathbf{VYHOVUJE} &
 \end{aligned}$$

5.3 Průhyby, nadvýšení

Svislé deformace:

1. Hledisko bezpečnosti dopravy:

LM 71 vč. odstř. sil

$$vč. \alpha, \text{ bez } \phi_3 \quad 29,4 \quad < \quad 1/600 L = 32000/600 = 53,3 \text{ mm}$$

2. Hledisko pohodlí cestujících:

LM 71 vč. odstř. sil

$$vč. \phi_3 \quad 29,1 \quad < \quad 1/600 L = 32000/600 = 53,3 \text{ mm}$$

Průhyby - nadvýšení NK

	1.,2. pole
	u_z
	mm
Stálé a zbytek stálého	
vlastní tíha OK	4,6
ŽB deska	20,8
bednění	2,9
odbednění	

VI. tíha celé konstrukce	28,3
řimsy	3,0
kol. lože	9,9
ochrana izolace	0,0
izolace	0,0
přetížení kolejnicemi	1,0
zábradlí	0,1
smršťování	4,9
Suma stálé + zbytek st.	47,2
Nahodilé krátkodobé	
LM 71	26,7
SW0	25,7
nerovn. ochlazení	
nerovn. oteplení	
boční ráz	
vítr	
brzděné síly	
rozjezdové síly	
soustava ložisek	
Nadvýšení	
St.+zbyt. st.+1/4*nahod.	53,9

5.4 Deformace koncového průřezu konstrukce

5.4.1 Natočení

Od zatížení železniční dopravou (pro schéma LM 71, včetně α , δ)
Viz Ložiska.

Pootočení podporového průřezu

$\Phi_{p, \max} = 2,8 \cdot 1,1 \cdot 1,09 = 3,4 \text{ mrad} < \Phi_{p, \lim} = 6,5 \text{ mrad} \dots \text{VYHOVUJE}$

5.4.2 Zkroucení koleje

dle natočení: max. rozdíl průhybů hl. nosníků nad opěrou je $0,0034 \cdot 650 = 2,21 \text{ mm} > 4,5 \text{ mm}$

5.4.3 Svislý posun konce desky

Výpočet posunů na čele ŽB desky:

Svislý posun $0,87 \cdot 2,8 \cdot 1,1 \cdot 1,09 = 2,9 \text{ mm} < 3,0 \text{ mm}$ od nahod. zatížení

5.5 Posuny ve výšce MZ

zkrácení NK -
smršťování

$N_c = 3\,051,7 \text{ kN}$

$\sigma_{\text{celý, průřez}} = 26,8 \text{ MPa}$

$$\varepsilon = 1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m/m}^{\circ}$$

$$L = 65,1 \text{ m}$$

$$\Delta L_{\text{smrš}} = 8,3 \text{ mm}$$

Teplota

Typ nosné konstrukce: 2. typ (spřažená NK)

$$T_{n,\max} = 40^{\circ}\text{C}$$

data z ČSN EN 1991-1-5 obr. NA.1-Mapa max. teplot vzduchu ve stínu

$$T_{n,\min} = -32^{\circ}\text{C}$$

data z ČSN EN 1991-1-5 obr. NA.2-Mapa min. teplot vzduchu ve stínu

$$T_o = 10^{\circ}\text{C}$$

Typ ložisek: Hrnčová/Kalotová

doporučené hodnoty pro osazení s odhadem střední hodnoty teploty NK s úpravou nastavení - dle tab 7 - TNI 736270

$$\Delta T_o = 5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = 44,5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -27,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{n,\exp} = 34,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{n,\text{con}} = -37,5^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Dilatující délka: } 65,1 \text{ m}$$

$$\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$$

Stanovení teplotního rozdílu [°C]

	MSÚ	MSP
$\Delta T_{d,\exp}$	56,8	39,5
$\Delta T_{d,\text{con}}$	-61,3	-42,5

Posuny od teploty [mm]

	MSÚ	MSP
L+	36,9	25,7
L-	-39,9	-27,7

Spočtené charakteristické posuny [mm]

Předpětí	0
Smršťování	-8,5
Dotvarování	0
Od brzdné/rozjezdové síly	3,5
Od soustavy ložisek	0,9

součinitel γ	MSÚ	MSP
stálé	1,35	1
předpětí	1	1
smršťování	1,6	1,6
dotvarování	1,35	1,35
teplota	1,5	1
brzdné a rozjezdové síly	1,35	1
od soustavy ložisek	1	1

součinitel ψ	
předpětí	1
smršťování	1
dotvarování	1
teplota	0,8
brzdné síly	0,8
od soustavy L	1

Shrnutí posunů v pevného bodu [mm]

	MSÚ	MSP
Předpětí	0,0	0,0
Smršťování	-13,6	-13,6
Dotvarování	0,0	0,0
Oteplení	36,9	25,7
Ochlazení	-39,9	-27,7
Od brzdné síly	4,7	3,5
Od rozjezdové síly	-4,7	-3,5
Od soustavy ložisek	0,9	0,9

Výsledné posuny MZ [mm]

	MSÚ	MSP
L+	41,6	29,4
L-	-58,2	-45,0
Celkem	99,8	74,4

Stránka 1

6 Ložiska, zatížení spodní stavby

6.1 Posuny, natočení

Ložiska - deformace

	natočení						posuny od natočení			
	opěry O1, O2			pilíř			opěra O1		pilíř	
	z Nexisu	φ_{\max} [mrad]		z Nexisu	φ_{\max} [mrad]		Δ_x [mm]		Δ_x [mm]	
	(charakt. h.)	(návrh. h.)		(charakt. h.)	(návrh. h.)		(charakt. h.)	(návrh. h.)	(charakt. h.)	(návrh. h.)
Stálé a zbytek stálého										
vlastní tíha OK	ož. pod ŽB příčnice = 0,0			symetr. NK = 0,0			0	0	0	0
ŽB deska	2,6	2,6	3,5	0,0	0,0	0,0	4,9	6,6	2,4	3,3
bednění	0,4	0,4	0,5	0,0	0,0	0,0	0,7	0,9	0,3	0,5
odbednění	-0,1	-0,1	-0,2	0,0	0,0	0,0	-0,4	-0,6	-0,2	-0,3
VI. tíha celé konstrukce	2,8	2,8	3,8	0,0	0,0	0,0	5,2	7,0	2,6	3,5
řimsy	0,4	0,4	0,5	0,0	0,0	0,0	1,4	1,9	0,7	0,9
kol. lože	1,1	1,1	1,5	0,0	0,0	0,0	3,9	5,2	1,9	2,6
ochrana izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
izolace	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
přetížení kolejnicemi	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,4	0,5	0,2	0,2
zábradlí	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
smršťování	1,0	1,6	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Suma stálé + zbytek st.	5,4	6,0	7,6	0,0	0,0	0,0	10,8	14,5	5,4	7,3
Nahodilé krátkodobé										
LM 71	2,8	2,8	4,1	1,8	1,8	2,6	4,9	7,1	7,6	11,0
SW0	2,8	2,8	4,1	1,8	1,8	2,6	4,9	7,1	7,6	11,0
nerovn. ochlazení	1,0	1,0	1,5	0,0	0,0	0,0	1,7	2,6	1,7	2,6
nerovn. oteplení	-1,0	-1,0	-1,5	0,0	0,0	0,0	-1,7	-2,6	-1,7	-2,6
boční ráz	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
vítr	0,1	0,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0,3	0,2	0,3
brzděné/rozejzdové síly	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	4,7	3,5	4,7
soustava ložisek	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	0,9	0,9	0,9
kombinace 1	9,1	9,7	13,0	1,8	1,8	2,6	21,6	29,6	18,9	26,2

max. betonáž desky

2,9

2,9

3,9

LM 71 min. zatíž. opačného pole

-4,2

-6,1

kombinace 1: Suma stálé+zbytek st.+LM 71+0,8*teplota+boč.ráz+0,75*vítr+brzděné/rozj. síly+soust.lož.

*smršť. (posun i od natoč.) =

-5,36

-4,19

přednast. pro def.

10,8

5,4

posuny minus přednastav.

10,8

15,0

13,5

18,9

zkrácení NK - smršťování

 $\Delta L_{smr} = 8,4$ mm

O1

P1

Výsledné posuny MZ [mm] (bez smršť. a bez brzd. sil)

	MSP	MSÚ
L+	26,2	37,2
L-	-28,1	-40,1
Celkem	54,3	77,3

	MSP	MSÚ
L+	13,5	19,1
L-	-14,5	-20,5
Celkem	28,0	39,6

Výsledné posuny ložiska O1

	MSP	MSÚ
L+	37,0	52,3
L-	-33,5	-45,5
Celkem	70,5	97,7

Výsledné posuny ložiska P1

	MSP	MSÚ
L+	27,0	38,0
L-	-22,9	-30,8
Celkem	50,0	68,8

přednast. T

1,8

35,2

48,9

přednast. T

2,1

25,0

34,4

Přednastavení celkem

12,6

7,4

6.2 Svislé síly

Reakce - charakteristické hodnoty

ložiska: opěra O1,
O2 (L1.L2.L5.L6)

celá opěra 01, 02

$R_{k, \text{max}}$ kN	$R_{k, \text{min}}$ kN	$R_{k, \text{max}}$ kN	$R_{k, \text{min}}$ kN
46,3	46,3	92,6	92,6
384,5	384,5	729,0	729,0
25,3	25,3	50,7	50,7
-25,3	-25,3	-50,7	-50,7
410,8	410,8	821,6	821,6
123,9	123,9	247,8	247,8
400,4	400,4	800,8	800,8
0,0	0,0	0,0	0,0
3,3	3,3	6,7	6,7
38,7	38,7	77,4	77,4
5,1	5,1	10,1	10,1
0,0	-85,4	0,0	-170,8
982,2	896,8	1 964,4	1 793,6
851,9	-85,2	1 703,8	-170,4
885,6	-84,0	1 771,2	-168,0
0,0	-56,3	0,0	-112,5
56,3	0,0	112,5	0,0
111,8	-111,8	0,0	0,0
230,6	-230,6	0,0	0,0
2 152,6	493,1	3 735,7	1 555,7
2 186,3	494,3	3 803,1	1 558,1

vlak pro odlehčení:
v 1. poli uvažován nezát. vlak,
aby tam mohl odlehčovat vtr

ložiska: píliř (L3,L4)

celý píř

$R_{k, trans}$ kN	$R_{k, trans}$ kN	$R_{k, trans}$ kN	$R_{k, trans}$ kN
241,5	241,5	483,0	483,0
997,4	997,4	1 994,8	1 994,8
99,7	99,7	199,5	199,5
-99,7	-99,7	-199,5	-199,5
1 238,9	1 238,9	2 477,8	2 477,8
402,4	402,4	804,8	804,8
1 266,8	1 266,8	2 533,6	2 533,6
0,0	0,0	0,0	0,0
10,6	10,6	21,1	21,1
110,4	110,4	220,8	220,8
16,4	16,4	32,8	32,8
170,8	0,0	341,6	0,0
3 216,3	3 045,5	6 432,6	6 091,0
1 855,4	191,0	3 710,8	0,0
1 704,6	191,0	3 409,2	0,0
112,5	0,0	225,1	0,0
0,0	-112,5	0,0	-225,1
128,2	-128,2	0,0	0,0
733,5	-733,5	0,0	0,0
5 817,5	2 490,6	10 278,4	5 955,9
5 666,7	2 490,6	9 976,8	5 955,9

vlak - uvažován nezat. vlak,
aby mohl odlehčovat vítr

γ_{sup}	γ_{inf}	ϕ_2	α
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,35	1,00		
1,00	1,00		
1,45	1,45	1,09	1,10
1,45	1,45	1,09	1,10
1,50	1,45		
1,50	1,45		
1,45	1,45		1,10
1,50	1,45		

přídavek od ztuž atd. 1,05

Reakce - charakteristické hodnoty vč. α a ϕ

ložiska: opěra O1,
O2 (L1,L2,L5,L6)

celá opěra O1, O2

$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN
46,3	46,3	92,6	92,6
364,5	364,5	729,0	729,0
25,3	25,3	50,7	50,7
-25,3	-25,3	-50,7	-50,7
410,8	410,8	821,6	821,6
123,9	123,9	247,8	247,8
400,4	400,4	800,8	800,8
0,0	0,0	0,0	0,0
3,3	3,3	6,7	6,7
38,7	38,7	77,4	77,4
5,1	5,1	10,1	10,1
0,0	-85,4	0,0	-170,8
982,2	896,8	1 964,4	1 793,6
1 021,4	-102,2	2 042,9	-204,3
1 061,8	-100,7	2 123,7	-201,4
0,0	-56,3	0,0	-112,5
56,3	0,0	112,5	0,0
123,0	-123,0	0,0	0,0
230,6	-230,6	0,0	0,0
2 333,3	465,0	4 074,8	1 521,8
2 373,7	466,4	4 155,6	1 524,6

ložiska: piliř (L3,L4)

celý píř

$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN	$R_{k, \text{trac}}$ kN
241,5	241,5	483,0	483,0
997,4	997,4	1 994,8	1 994,8
99,7	99,7	199,5	199,5
-99,7	-99,7	-199,5	-199,5
1 238,9	1 238,9	2 477,8	2 477,8
402,4	402,4	804,8	804,8
1 268,8	1 268,8	2 533,6	2 533,6
0,0	0,0	0,0	0,0
10,6	10,6	21,1	21,1
110,4	110,4	220,8	220,8
16,4	16,4	32,8	32,8
170,8	0,0	341,6	0,0
3 216,3	3 045,5	6 432,6	6 091,0
2 224,6	191,0	4 449,2	0,0
2 043,8	191,0	4 087,6	0,0
112,5	0,0	225,1	0,0
0,0	-112,5	0,0	-225,1
141,0	-141,0	0,0	0,0
733,5	-733,5	0,0	0,0
6 199,6	2 477,8	11 016,9	5 955,9
6 018,8	2 477,8	10 655,2	5 955,9

Reakce - návrhové hodnoty

ložiska: opěra O1,
O2 (L1,L2,L5,L6)

celá opěra O1, O2

$R_{d, \max}$	$R_{d, \min}$	$R_{d, \max}$	$R_{d, \min}$
kN	kN	kN	kN
62,5	46,3	125,0	92,6
492,1	364,5	984,2	729,0
34,2	25,3	68,4	50,7
-34,2	-25,3	-68,4	-50,7
554,6	410,8	1 109,2	821,6
167,3	123,9	334,5	247,8
540,5	400,4	1 081,1	800,8
0,0	0,0	0,0	0,0
4,5	3,3	9,0	6,7
52,2	38,7	104,5	77,4
6,8	5,1	13,7	10,1
0,0	-85,4	0,0	-170,8
1 326,0	896,8	2 651,9	1 793,6
1 481,1	-148,1	2 962,1	-296,2
1 539,7	-146,0	3 079,3	-292,1
0,0	-84,4	0,0	-168,8
84,4	0,0	168,8	0,0
178,3	-178,3	0,0	0,0
345,8	-345,8	0,0	0,0
3 244,7	260,3	5 715,4	1 396,1
3 303,3	262,4	5 832,5	1 400,2

ložiska: pilíř (L3,L4)

celý pilíř

$R_{d, \max}$	$R_{d, \min}$	$R_{d, \max}$	$R_{d, \min}$
kN	kN	kN	kN
326,0	241,5	652,1	483,0
1 346,5	997,4	2 693,0	1 994,8
134,6	99,7	269,3	199,5
-134,6	-99,7	-269,3	-199,5
1 672,5	1 238,9	3 345,0	2 477,8
543,2	402,4	1 086,5	804,8
1 710,2	1 268,8	3 420,4	2 533,6
0,0	0,0	0,0	0,0
14,3	10,6	28,5	21,1
149,0	110,4	298,1	220,8
22,2	16,4	44,3	32,8
170,8	0,0	341,6	0,0
4 282,2	3 045,5	8 564,4	6 091,0
3 225,7	191,0	6 451,4	0,0
2 963,5	191,0	5 927,1	0,0
168,8	0,0	337,6	0,0
0,0	-168,8	0,0	-337,6
204,5	-204,5	0,0	0,0
1 100,3	-1 100,3	0,0	0,0
8 638,9	2 206,8	15 218,4	5 888,4
8 376,7	2 206,8	14 694,0	5 888,4

[illegible]

6.3 Tabulka ložisek

Max. a min. svislá s max. podélnou

	$F_{z,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{z,k,min}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,min}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{x,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{x,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{y,k}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{y,d}$ [kN] (návrh. h.)	kalotové ložisko
L1	2 374	3 303	465	260	0	0	319	476	příč. pevné
L2	2 374	3 303	465	260	0	0	0	0	posuvné
L3	6 200	8 639	2 478	2 207	0	0	651	974	příč. pevné
L4	6 200	8 639	2 478	2 207	0	0	0	0	posuvné
L5	2 374	3 303	465	260	1 243	1 610	319	476	pevné
L6	2 374	3 303	465	260	1 243	1 610	0	0	podél. pevné

Max. a min. svislá s max. příčnou

	$F_{z,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{z,k,min}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,min}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{x,k}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{x,d}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{y,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{y,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	kalotové ložisko
L1	2 374	3 303	465	260	0	0	374	556	příč. pevné
L2	2 374	3 303	465	260	0	0	0	0	posuvné
L3	6 200	8 639	2 478	2 207	0	0	706	1 054	příč. pevné
L4	6 200	8 639	2 478	2 207	0	0	0	0	posuvné
L5	2 374	3 303	465	260	882	1 086	374	556	pevné
L6	2 374	3 303	465	260	882	1 086	0	0	podél. pevné

Deformace

	Φ_{max} [mrad]		Δ_x [mm]		přednastavení [mm], T=10°C	kalotové ložisko
	(charakt. h.)	(návrh. h.)	(charakt. h.)	(návrh. h.)		
L1	10	13	± 35	± 49	13	příč. pevné
L2	10	13	± 35	± 49	13	posuvné
L3	3	4	± 25	± 34	7	příč. pevné
L4	3	4	± 25	± 34	7	posuvné
L5	10	13	-	-	-	pevné
L6	10	13	-	-	-	podél. pevné

Kladná hodnota nastavení je ve směru od pevnému bodu mostu.

Posuny jsou vyjádřeny dle TNI 73 6270.

6.4 Zatížení spodní stavby v úrovni ložisek

Max. a min. svislá s max. podélnou

	$F_{z,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{z,k,min}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,min}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{x,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{x,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{y,k}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{y,d}$ [kN] (návrh. h.)
O1	4 156	5 833	1 522	1 396	59	80	319	476
P1	11 017	15 218	5 956	5 888	193	257	651	974
O2	4 156	5 833	1 522	1 396	2 486	3 221	319	476

Max. a min. svislá s max. příčnou

	$F_{z,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,max}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{z,k,min}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{z,d,min}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{x,k}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{x,d}$ [kN] (návrh. h.)	$F_{y,k,max}$ [kN] (charakt. h.)	$F_{y,d,max}$ [kN] (návrh. h.)
O1	4 156	5 833	1 522	1 396	59	80	374	556
P1	11 017	15 218	5 956	5 888	193	257	706	1 054
O2	4 156	5 833	1 522	1 396	1 763	2 173	374	556

7 Vykojený vlak

Při umístění vykol. vlaku, situace I, k pravé římse do středu v 1. poli:

$M_{vykol} = 8380 \cdot 1,1 = 9218,4 \text{ kNm} < M_d = 9268,0 \text{ kNm}$ (návrh. M od LM 71) \Rightarrow NK bude zatížena méně než při návrhové situaci

Při umístění vykol. vlaku, situace II, k pravé římse do středu v 1. poli:

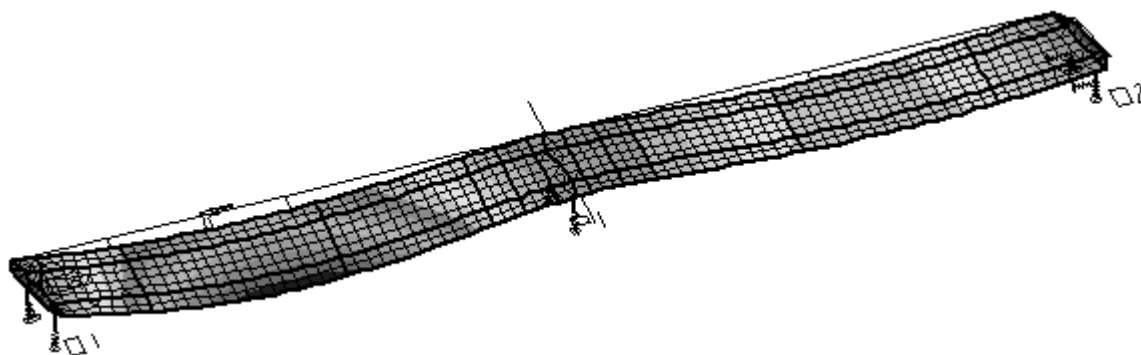
$M_{vykol} = 6186,1 \text{ kNm} < M_d = 9268,0 \text{ kNm}$ (návrh. M od LM 71) \Rightarrow NK bude zatížena méně než při návrhové situaci

Při umístění vykol. vlaku, situace II, k pravé římse v 1. poli za osu uložení, vychází pro ložisko L1 reakce:

Komb. pro zdvih L1, mimořádná komb.:

Suma stálé + zbytek st.	982,2 kN
nerovn. ochlazení	-0,5*56,3=-28,2 kN
vítr	-0,5*230,6=-115,3 kN
<u>vykol. vlak</u>	<u>-792,3 kN</u>
	+46,4 kN

\Rightarrow nedochází ani ke zdvihání NK z ložisek (i kdyby docházelo, neznamená to, že by byla celá NK nestabilní)



8 Návrh a posouzení svarů

nad opěrou O1

stojina hl. nosníku k horní pásnici:

$f_u =$	470 MPa	
$\gamma_{MW} =$	1,25	
$\beta_w =$	0,9	
$f_{vw,d} = f_u / (3^{0.5} \beta_w \gamma_{MW}) =$	241,2 MPa	návrhová pevnost svaru ve smyku
$V_{Sd} =$	2815,7 kN	
$S_{yi} =$	4,199E+07 mm ³	
$I_{yi} =$	6,719E+10 mm ⁴	
výška svaru $a_{we} =$	6 mm (konstrukční)	
$\tau_{ } =$	146,6 MPa	
$\tau_{\perp} =$	0,0 MPa	
$\sigma_{\perp} =$	0,0 MPa	
posouzení		
$\tau_{ } <$	$f_{vw,d}$	

146,6	<	241,2	VYHOVUJE
srovnávací napětí			
$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau^2)^{0.5}$	<	$f_u / (\beta_w \gamma_{MW})$	
254,0	<	417,8	VYHOVUJE
σ_{\perp}	<	f_u / γ_{MW}	
0,0	<	376,0	VYHOVUJE

stojina hl. nosníku k dolní pásnici:

$f_u =$	470 MPa	
$\gamma_{MW} =$	1,25	
$\beta_w =$	0,9	
$f_{vw,d} = f_u / (3^{0.5} \beta_w \gamma_{MW}) =$	241,2 MPa	návrhová pevnost svaru ve smyku

$V_{Sd} =$	2815,7 kN
$S_{yi} =$	2,463E+07 mm ³
$I_{yi} =$	6,719E+10 mm ⁴
výška svaru $a_{we} =$	6 mm (konstrukční)
$\tau_{ } =$	86,0 MPa
$\tau_{\perp} =$	0,0 MPa
$\sigma_{\perp} =$	0,0 MPa

posouzení

$\tau_{ }$	<	$f_{vw,d}$	
86,0	<	241,2	VYHOVUJE
srovnávací napětí			
$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau^2)^{0.5}$	<	$f_u / (\beta_w \gamma_{MW})$	
149,0	<	417,8	VYHOVUJE
σ_{\perp}	<	f_u / γ_{MW}	
0,0	<	376,0	VYHOVUJE

nad pilířem P2

stojina hl. nosníku k horní pásnici:

$f_u =$	470 MPa	
$\gamma_{MW} =$	1,25	
$\beta_w =$	0,9	
$f_{vw,d} = f_u / (3^{0.5} \beta_w \gamma_{MW}) =$	241,2 MPa	návrhová pevnost svaru ve smyku

$V_{Sd} =$	4295,4 kN
$S_{yi} =$	9,963E+07 mm ³
$I_{yi} =$	2,327E+11 mm ⁴
výška svaru $a_{we} =$	6 mm (konstrukční)
$\tau_{ } =$	153,3 MPa
$\tau_{\perp} =$	0,0 MPa
$\sigma_{\perp} =$	0,0 MPa

posouzení

$\tau_{ }$	<	$f_{vw,d}$	
153,3	<	241,2	VYHOVUJE
srovnávací napětí			
$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau^2)^{0.5}$	<	$f_u / (\beta_w \gamma_{MW})$	
265,5	<	417,8	VYHOVUJE
σ_{\perp}	<	f_u / γ_{MW}	
0,0	<	376,0	VYHOVUJE

stojina hl. nosníku k dolní pásnici:

$f_u =$	470	MPa	
$\gamma_{MW} =$	1,25		
$\beta_w =$	0,9		
$f_{vw,d} = f_u / (3^{0.5} \beta_w \gamma_{MW}) =$	241,2	MPa	návrhová pevnost svaru ve smyku

$V_{Sd} =$	4295,4	kN	
$S_{yi} =$	6,902E+07	mm ³	
$I_{yi} =$	2,327E+11	mm ⁴	
výška svaru $a_{we} =$	6	mm (konstrukční)	
$\tau_{ } =$	106,2	MPa	
$\tau_{\perp} =$	0,0	MPa	
$\sigma_{\perp} =$	0,0	MPa	

posouzení

$\tau_{ }$	<	$f_{vw,d}$	
106,2	<	241,2	VYHOVUJE
srovnávací napětí			
$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau^2)^{0.5}$	<	$f_u / (\beta_w \gamma_{MW})$	
183,9	<	417,8	VYHOVUJE
σ_{\perp}	<	f_u / γ_{MW}	
0,0	<	376,0	VYHOVUJE

9 Návrh a posouzení trnů

Průřezové charakteristiky - nad opěrou O1

Ocel	b	t		Beton		
horní pásnice	400	20	mm	$h =$	330	mm
stěna	1600	16	mm	$b =$	2835	mm
dolní pásnice	550	30	mm	$b_{eff} =$	2835	mm
celkem $h_s =$		1650	mm	$y_{eb} =$	165	mm
	$E_a =$	210 000	MPa	$E_b =$	32000	MPa
horní pásnice $f_y =$		345	MPa	$f_{ck} =$	30	MPa
stěna $f_y =$		355	MPa	Pracovní součinitele		
dolní pásnice $f_y =$		345	MPa	krátkodobé		
				$n_0 =$	6,56	
				dlouhodobé		
				$n_L =$	18,04	
				smršťování		
				$n_L =$	17,69	

	Plocha mm ²	Vzdálenost od neutrálních os			
		e _{1b} mm	e _{2b} mm	e _{1a} mm	e _{2a} mm
Ocelový nosník	50100	-1269	-939	-959	691
Dlouhodobé zatížení	101949	-708	-378	-398	1252
Krátkodobé zatížení	192660	-452	-122	-142	1508
Smršťování	102987	-702	-372	-392	1258

Ocelový nosník A_a

=

50100 mm²Betonová deska A_b

=

935550 mm²

	Statické momenty				I _y mm ⁴
	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	
Ocelový nosník	7,593E+06	1,115E+07	1,465E+07	-	2,070E+10
Dlouhodobé zatížení	3,123E+07	2,042E+07	3,237E+07	2,813E+07	5,223E+10
Krátkodobé zatížení	4,199E+07	2,463E+07	4,211E+07	4,093E+07	6,719E+10
Smršťování	3,146E+07	2,051E+07	3,257E+07	2,841E+07	5,254E+10

I_{0a} = 5,463E+09**Spřahovací prvky:**

trny :

h = 125 mm

d = 19,05 mm

f_u = 350 MPa

beton :

f_{ck} = 30 MPaE_{cm} = 32000 MPaf_{cd} = 17,0 MPa
$$P_{Rk} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$P_{Rk} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0.5}$$

h / d = 6,6

3 ≤ h/d ≤ 4

α = 0.2 * [(h/d)+1]

pro

α = 1

pro h / d > 4

α = 1

P_{Rk} = min (61,4 79,3)Mezní stav
únosnosti

Mezní stav použitelnosti

$$\gamma_v = 1,25 \quad P_{Rk} = 36,8 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 49,1 \text{ kN}$$

Mezní stav použitelnosti nad opěrou

$$V_{Sk} = 2000,0 \text{ kN}$$

$$V_{1,k} = \frac{V_{Sk} \cdot S_i}{l_i} \quad (\text{po 100 letech})$$

$$S_i = 4,09, E+07 \text{ mm}^3 \quad S_i = 2,81, E+07 \text{ mm}^3$$

$$V_{1,k} = 1218 \text{ kN/m} \quad V_{1,k} = 1077 \text{ kN/m}$$

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**

vzdálenost trnů

$$e_{max,0} = 91 \text{ mm}$$

Mezní stav únosnosti nad opěrou

$$V_{Sd} = 2815,7 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = \frac{V_{Sd} \cdot S_i}{l_i}$$

$$S_i = 4,09, E+07 \text{ mm}^3$$

$$V_{1,d} = 1715 \text{ kN/m}$$

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**

vzdálenost trnů

$$e_{max,0} = 86 \text{ mm}$$

$$e = 86 \text{ mm} \quad \text{max. vzdálenost trnů}$$

$$e = 75 \text{ mm} \quad \text{navržená vzdálenost trnů}$$

Průřezové charakteristiky - 6,8 m od opěry O1

Ocel	b	t		Beton		
horní pásnice	400	20	mm	h =	330	mm
stěna	1600	16	mm	b =	2835	mm
dolní pásnice	550	50	mm	b _{eff} =	2835	mm
celkem h _s =		1670	mm	y _{eb} =	165	mm
	E _a =	210 000	MPa	E _b =	32000	MPa
horní pásnice f _y =	345	MPa		f _{ck} =	30	MPa
stěna f _y =	355	MPa		Pracovní součinitele		
dolní pásnice f _y =	335	MPa		krátkodobé		
				n ₀ =	6,56	
				dlouhodobé		
				n _L =	18,04	
				smršťování		
				n _L =	17,69	

	Plocha mm ²	Vzdálenost od neutrálních os			
		e _{1b} mm	e _{2b} mm	e _{1a} mm	e _{2a} mm
Ocelový nosník	61100	-1395	-1065	-1085	585

Dlouhodobé zatížení	112949	-831	-501	-521	1149
Krátkodobé zatížení	203660	-534	-204	-224	1446
Smršťování	113987	-824	-494	-514	1156

Ocelový nosník A_a = 61100 mm²Betonová deska A_b = 935550 mm²

	Statické momenty				I_y mm ⁴
	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	
Ocelový nosník	8,602E+06	1,539E+07	1,768E+07	-	2,513E+10
Dlouhodobé zatížení	3,859E+07	3,092E+07	4,059E+07	3,451E+07	6,806E+10
Krátkodobé zatížení	5,433E+07	3,908E+07	5,466E+07	5,262E+07	9,116E+10
Smršťování	3,891E+07	3,109E+07	4,087E+07	3,488E+07	6,852E+10

 $I_{0a} = 5,467E+09$ **Spřahovací prvky:**

trny :

 $h = 125$ mm $d = 19,05$ mm $f_u = 350$ MPa

beton :

 $f_{ck} = 30$ MPa $E_{cm} = 32000$ MPa $f_{cd} = 17,0$ MPa $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ $P_{Rk} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5}$ $h / d = 6,6$ $3 \leq h/d \leq 4$ $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d)+1]$ pro $\alpha = 1$ pro $h/d > 4$ $\alpha = 1$ $P_{Rk} = \min (61,4 \quad 79,3)$ Mezní stav
únosnosti $\gamma_v = 1,25$ $P_{Rd} = 49,1$ kN

Mezní stav použitelnosti

 $P_{Rk} = 36,8$ kN**Mezní stav použitelnosti
nad opěrou**

$$V_{Sk} = 971,4 \text{ kN}$$

$$V_{1,k} = \frac{V_{Sk} \cdot S_i}{l_i} \quad (\text{po 100 letech})$$

$$S_i = 5,26, E+07 \text{ mm}^3 \quad S_i = 3,45, E+07 \text{ mm}^3$$

$$V_{1,k} = 561 \text{ kN/m} \quad V_{1,k} = 493 \text{ kN/m}$$

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**

vzdálenost trnů

$$e_{max,0} = 197 \text{ mm}$$

Mezní stav únosnosti**nad opěrou**

$$V_{Sd} = 1368,9 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = \frac{V_{Sd} \cdot S_i}{l_i}$$

$$S_i = 5,26, E+07 \text{ mm}^3$$

$$V_{1,d} = 790 \text{ kN/m}$$

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**

vzdálenost trnů

$$e_{max,0} = 186 \text{ mm}$$

e = 186 mm max. vzdálenost trnů

e = 150 mm navržená vzdálenost trnů

Průřezové charakteristiky - nad pilířem P2

Ocel	b	t		Beton		
horní pásnice	400	35	mm	h =	330	mm
stěna	2300	20	mm	b =	2835	mm
dolní pásnice	750	50	mm	b _{eff} =	2835	mm
celkem h _s =		2385	mm	y _{eb} =	165	mm
	E _a =	210 000	MPa	E _b =	32000	MPa
horní pásnice f _y =		345	MPa	f _{ck} =	30	MPa
stěna f _y =		345	MPa	Pracovní součinitele		
dolní pásnice f _y =		335	MPa			
				krátkodobé		
				n ₀ =	6,56	
				dlouhodobé		
				n _L =	18,04	
				smršťování		
				n _L =	17,69	

	Plocha mm ²	Vzdálenost od neutrálních os			
		e _{1b} mm	e _{2b} mm	e _{1a} mm	e _{2a} mm
Ocelový nosník	97500	-1764	-1434	-1469	916
Dlouhodobé zatížení	149349	-1209	-879	-914	1471
Krátkodobé zatížení	240060	-815	-485	-520	1865
Smršťování	150387	-1202	-872	-907	1478

Ocelový nosník A_a

$$= 97500 \text{ mm}^2$$

Betonová deska A_b = 935550 mm²

	Statické momenty				I_y mm ⁴
	h.p. + bet. mm ³	dol. p. mm ³	dolní část mm ³	bet. deska mm ³	
Ocelový nosník	2,032E+07	3,340E+07	4,090E+07	-	8,326E+10
Dlouhodobé zatížení	6,669E+07	5,422E+07	7,441E+07	5,413E+07	1,703E+11
Krátkodobé zatížení	9,963E+07	6,902E+07	1,020E+08	9,260E+07	2,327E+11
Smršťování	6,729E+07	5,449E+07	7,489E+07	5,484E+07	1,714E+11

 $I_{0a} = 2,029E+10$ **Spřahovací prvky:**

trny :

h = 125 mm

d = 19,05 mm

 $f_u = 350$ MPa

beton :

 $f_{ck} = 30$ MPa $E_{cm} = 32000$ MPa $f_{cd} = 17,0$ MPa $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ $P_{Rk} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5}$

h / d = 6,6

 $3 \leq h/d \leq 4$ $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d)+1]$ pro $\alpha = 1$ pro h / d > 4 $\alpha = 1$ $P_{Rk} = \min (61,4 \quad 79,3)$ Mezní stav
únosnosti $\gamma_v = 1,25$ $P_{Rd} = 49,1$ kN

Mezní stav použitelnosti

 $P_{Rk} = 36,8$ kN**Mezní stav použitelnosti****nad pilířem** $V_{Sk} = 3087,3$ kN $V_{1,k} = \frac{V_{Sk} \cdot S_i}{l_i}$ $S_i = 9,26E+07$ mm³ $V_{1,k} = 1229$ kN/m

(po 100 letech)

 $S_i = 5,41E+07$ mm³ $V_{1,k} = 981$ kN/m

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**
 vzdálenost trnů
 $e_{\max,0} = 90 \text{ mm}$

Mezní stav únosnosti nad pilířem

$$V_{Sd} = 4295,4 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = \frac{V_{Sd} \cdot S_i}{I_i}$$

$$S_i = 9,26 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$V_{1,d} = 1710 \text{ kN/m}$$

počet trnů **3 ks (na každé pásnici)**
 vzdálenost trnů
 $e_{\max,0} = 86 \text{ mm}$

$e = 86 \text{ mm}$ max. vzdálenost trnů
 75 mm navržená vzdálenost trnů

10 ŽB deska

10.1 Zatížení

konzola - nad nosníkem - př. výztuž u horního povrchu

(rozhoduje mimořádné
zatížení)

	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	γ_F	M_d [kNm/m]	V_d [kN/m]
vl. tíha bet. desky	7,53	10,75	1,00	7,53	10,75
kolejové lože kolejnice, pražce	7,70	14,00	1,00	7,70	14,00
římسا+zábradlí	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
vykolej. vlak II	14,50	10,00	1,00	14,50	10,00
	129,36	123,20	1,00	129,36	123,20
	159,09	157,95		159,09	157,95

(smyk obdobný pro vykol. vl. I)

v poli mezi hl. nosníky - př. výztuž u dolního povrchu

	uprostřed desky M_k [kNm/m]	nad nosníkem V_k [kN/m]	γ_F	uprostřed desky M_d [kNm/m]	nad nosníkem V_d [kN/m]
vl. tíha bet. desky	2,32	13,13	1,35	3,13	17,72
kolejové lože kolejnice, pražce	5,80	18,00	1,35	7,83	24,30
římسا+zábradlí	3,71	4,95	1,35	5,01	6,68
LM 71 vč. $\alpha \cdot \delta$	-14,50	0,00	1,00	-14,50	0,00
	96,53	128,70	1,45	139,96	186,62
	93,86	164,78		141,43	235,32

10.2 Návrh a posouzení

10.2.1 Konzola

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	159,1	159,1	30	kNm
Q_{ed}	235,3	-	-	kN

materiál

ocel	10 505 (R)	beton	C30/37
f_{yk}	500 MPa	f_{ck}	30 MPa
γ_s	1,15	f_{cm}	38 MPa
f_{yd}	435 MPa	f_{ctm}	2,9 MPa
E_s	200 GPa	$f_{ctk,0,05}$	2,0 MPa
$\xi_{bal,1}$	0,617	E_{cm}	33 GPa
$\xi_{bal,2}$	0,379	ε_{c3}	0,00175 pom. přet. na mezi plasticity
		ε_{cu3}	0,0035 pom. přet. na mezi porušení
		γ_c	1,5
		α_{cc}	0,9
		α_{ct}	1
		f_{cd}	18,0 MPa
		f_{ctd}	1,33 MPa

průřez

průřez	výztuž
h	ϕ
b	počet
c	A_s
$h = 0,35$ m výška	$\phi = 20$ mm
$b = 1,00$ m šířka	počet = 6,67 ks
$c = 50$ mm krytí	$A_s = 2,10E-03$ m ²
	$A_{s,min} =$
	$A_{s,max} =$

mezní stav únosnosti

ohyb

d	0,290 m	účinná výška	
x	0,063 m	výška tlač. oblasti	
ξ	0,218	poměrná výška tl.obl.	$\xi_{max} =$
z	0,265 m	rameno vnitřních sil	
M_{Rd}	241,2 kNm	M_{ed}	159,1 kNm
			VYHOVUJE

smyk

$b_l=b_w$	1,00 m	šířka průřezu pro smyk	
$C_{Rd,c}$	0,12		
k	1,830		
k_1	0,15		
A_{sl}	2,10E-03 m ²	plocha tahové výztuže, která zasahuje min. $l_{bd} + d$ směrem k podpoře	
ρ_l	7,23E-03		
v_{min}	0,475		

$$V_{Rd,c} = 177,6 \text{ kN} < V_{ed} = 235,3 \text{ kNm}$$

**JE TŘEBA
NAVRHNOUT
SMYKOVOU VÝZTUŽ**

svislá smyková výztuž

$$\begin{aligned} \phi &= 8 \text{ mm} && \text{profil} \\ n &= 3,3 && \text{ks} && \text{počet stříhů} \\ s &= 0,15 \text{ m} && \text{vzdálenost řad} \\ \alpha &= 90^\circ && \text{sklon smykové výztuže (od vodorovné)} \\ \cot\theta &= 2,50 && \text{sklon tlakových diagonál} \\ v_1 &= 0,528 \\ V_{Rd,s} &= 318,2 \text{ kN} && \text{únosnost smykové výztuže} \\ V_{Rd,max} &= 867,5 \text{ kN} && \text{únosnost tlakové diagonály} \\ V_{Rd,s} &= 318,2 \text{ kN} &> & V_{ed} = 235,3 \text{ kNm} \\ F_{td} &= 294,1 \text{ kN} && \text{přírůstek tahové síly v podélné výztuži} \end{aligned}$$

VYHOVUJE

návrh přídavné podélné výztuže

$$\begin{aligned} A_{s,req} &= 6,76E-04 \text{ m}^2 && \text{plocha výztuže odpovídající přírůstku tahové síly} \\ \phi &= 20 \text{ mm} && \text{přídavná výztuž} \\ \text{počet} &= 2,2 \text{ ks} \\ A_s &= 6,91E-04 \text{ m}^2 &> & A_{s,req} = 6,76E-04 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

VYHOVUJE

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned} M_{ek} &= 159,1 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 15,0 && \text{pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)} \\ x &= 0,1072 \text{ m} \\ I_{xi} &= 1,46E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 11,7 \text{ MPa} &< & 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 298,6 \text{ MPa} &< & 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VYHOVUJE

VYHOVUJE

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$$\begin{aligned} t &= 28 \text{ dní} && \text{stáří betonu v době vzniku trhlin} \\ \text{třída cementu (R, N, S):} &&& \text{R} \\ s &= 0,2 \\ \beta_{cc} &= 1,000 \\ f_{cm}(t) &= 2,90 \text{ MPa} \\ f_{cm,eff} &= 2,90 \text{ MPa} \\ A_c &= 0,35 \text{ m}^2 \\ k_c &= 0,4 \\ k &= 0,65 \\ \sigma_s &= 500 \text{ MPa} \\ A_{s,min} &= 5,28E-04 \text{ m}^2 &< & A_s = 2,10E-03 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

VYHOVUJE

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned} M_{ek} &= 30 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 15,0 && \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\ x &= 0,107 \text{ m} \\ I_{xi} &= 1,46E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 2,2 \text{ MPa} &< & 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VYHOVUJE

$\sigma_s =$	56,3	MPa					
$w_k =$	0,05	mm	<	$w_{lim} =$	0,2	mm	VYHOVUJE
$s_{r,max} =$	301	mm		$k_1 =$	0,8		
$\rho_{p,eff} =$	2,59E-02			$k_2 =$	0,5		
$h_{c,eff} =$	0,081			$k_3 =$	3,4		
$k_t =$	0,4			$k_4 =$	0,425		

10.2.2 Střed mezi hl. nosníky

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	141,4	93,9		kNm
Q_{ed}		-	-	kN

materiál

ocel	10 505 (R)	beton	C30/37
$f_{yk} =$	500 MPa	$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_s =$	1,15	$f_{cm} =$	38 MPa
$f_{yd} =$	435 MPa	$f_{ctm} =$	2,9 MPa
$E_s =$	200 GPa	$f_{ctk,0,05} =$	2,0 MPa
$\xi_{bal,1} =$	0,617	$E_{cm} =$	33 GPa
$\xi_{bal,2} =$	0,379	$\varepsilon_{c3} =$	0,00175 pom. přet. na mezi plasticity
		$\varepsilon_{cu3} =$	0,0035 pom. přet. na mezi porušení
		$\gamma_c =$	1,5
		$\alpha_{cc} =$	0,9
		$\alpha_{ct} =$	1
		$f_{cd} =$	18,0 MPa
		$f_{ctd} =$	1,33 MPa

průřez

výztuž			
$h =$	0,32	m	výška $\phi =$ 16 mm
$b =$	1,00	m	šířka počet = 6,67 ks
$c =$	50	mm	krytí $A_s =$ 1,34E-03 m ²
			$> A_{s,min} =$ 3,95E-04
			$< A_{s,max} =$ 1,28E-02

mezní stav únosnosti

ohyb

$d =$	0,262	m	účinná výška		
$x =$	0,040	m	výška tlač. oblasti		
$\xi =$	0,155		poměrná výška tl.obl.	$<$	$\xi_{max} =$ 0,62
$z =$	0,246	m	rameno vnitřních sil		
$M_{Rd} =$	143,3	kNm	$>$	$M_{ed} =$	141,4 kNm VYHOVUJE

11 Podporový příčník

Průřezové charakteristiky - podporový příčník - pilíř - zdvihání, od stálého + zbytku st.

Ocel	b	t	
horní pásnice	500	30	mm
stěna	2300	16	mm
dolní pásnice	500	30	mm
celkem $h_s =$		2360	mm
	$E_a =$	210 000	MPa
horní pásnice $f_{y,k}$		345	MPa
stěna $f_{y,k}$		355	MPa
dolní pásnice $f_{y,k}$		345	MPa

Ocelový
nosník:

A	66 800	mm ²
I_y	5,69E+10	mm ⁴
W_{el}	4,83E-02	m ³
W_{pl}	5,61E-02	m ³
I_{0a} =	1,62E+10	mm ⁴

Vzdálenost od neutrálních os:

e_{1a}	-1 180,0	mm (nahore)	e_{1a}	-1 180,0	mm (nahore)
		mm			
e_{2a}	1 180,0	(dole)	e_{2a}	1 180,0	mm (dole)

Ohyb

M_{R,d,el}		
=	16 648,2	kNm
M_{S,d} =	5 566,9	kNm
VYHOVUJE		

Smyk

V_{R,d} =	7 214,6	kN
V_{S,d} =	4 282,2	kN
VYHOVUJE		

díra prof.

= 100 mm

zdviháky

síly pro 4 2141,1 kN/zdvihák

12 Úložný práh – pilíř P1

12.1 Podložiskový bloček

12.1.1 Posouzení soustředěného tlaku

Svislá reakce:

$$F_{z,Ed} = 8639 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{0,5} < 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rdu} = 0,90 \cdot 0,90 \cdot 30/1,5 \cdot (1,10 \cdot 1,10 / (0,90 \cdot 0,90))^{0,5} = 19,8 \text{ MN} > F_{z,Ed} = 8,64 \text{ MN}$$

- VYHOVUJE

12.1.2 Posouzení příčného tahu

Výztuž na příčné tahy dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.5.3, vztah (6.59):

$$T = 1/4(1 - (0,7 a / h)) F$$

$$a = 0,90 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

není splněna podmínka $a < h$, tahy od svislého přetížení nevznikají

12.2 Úložný práh

12.2.1 Posouzení soustředěného tlaku v úložném prahu

Svislá reakce:

$$F_{z.Ed} = 8639 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{0,5} < 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$$

$$F_{Rdu} = 0,90 \cdot 0,90 \cdot 30/1,5 \cdot (0,90 \cdot 0,90 / (0,90 \cdot 0,90))^{0,5} = 16,2 \text{ MN} > F_{z.Ed} = 8,64 \text{ MN}$$

- VYHOVUJE

12.2.2 Posouzení příčného tahu v úložném prahu

Výztuž na příčné tahy dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.5.3, vztah (6.59):

$$T = 1/4(1 - (0,7 a / h)) F$$

$$a = 0,90 \text{ m}$$

$$h = 1,10 \text{ m}$$

podmínka $a < h$ je splněna

$$T = 1/4(1 - (0,7 \cdot 0,90 / 1,10)) \cdot 8639$$

$$T = 923 \text{ kN}$$

$$A_{a.nut} = 0,923 / (500/1,15) = 2121 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od svislé reakce}$$

$$A_{a.nut} = 0,13 / (500/1,15) = 299 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od podélné reakce}$$

Příčná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

$$\min. 10\phi 20 (3142 \text{ mm}^2) > 2121 + 299 = 2420 \text{ mm}^2$$

12.2.3 Usmyknutí okraje úložného prahu

Plocha výztuže kolmé na hranu v rozhodující oblasti dle ČSN EN 1992-2, příl. J

$$F_{z.Ed} / 2 = 8639/2 \text{ kN}$$

$$A_{a.nut} = 8,6/2 / (500/1,15) = 9996 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od svislé reakce}$$

$$A_{a.nut} = 0,0 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od podélné reakce}$$

Příčná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

$$\min. 33\phi 20 (10367 \text{ mm}^2) > 9996 \text{ mm}^2$$

12.2.4 Posouzení podélného tahu v úložném prahu

Posouzení je provedeno pomocí grafu prof. Tesaře pro opěru.

Výška pilíře $h = 7 \text{ m}$, 2 ložiska

$F_{z.Ed} = 8639 \text{ kN}$ - svislá reakce

$k = 0,5$ - součinitel z grafu prof. Tesaře

$H = k \cdot F_z = 0,5 \cdot 8639 = 4320 \text{ kN}$ - podélná tahová síla v úložném prahu

$A_{a.nut} = 4,32 / (500/1,15) = 9996 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ - nutná plocha výztuže od svislé reakce

$A_{a.nut} = 0,97 / (500/1,15) = 2231 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ - nutná plocha výztuže od příčné reakce
(uvažována celá hodnota, druhý směr bude s ohledem na využití bezpečně pokryt)

Podélná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

min. $24\phi 25 (11780 \text{ mm}^2) > 9996 + 2231 = 11661 \text{ mm}^2$

13 Úložný práh – opěra O2

13.1 Úložný práh

13.1.1 Posouzení soustředěného tlaku v úložném prahu

Svislá reakce:

$F_{z.Ed} = 3303 \text{ kN}$

$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{0,5} < 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$

$F_{Rdu} = 0,90 \cdot 0,90 \cdot 30/1,5 \cdot (0,70 \cdot 0,70 / (0,90 \cdot 0,90))^{0,5} = 12,6 \text{ MN} > F_{z.Ed} = 3,3 \text{ MN}$

- VYHOVUJE

13.1.2 Posouzení příčného tahu v úložném prahu

Výztuž na příčné tahy dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.5.3, vztah (6.59):

$T = 1/4(1 - (0,7 a / h)) F$

$a = 0,80 \text{ m}$

$h = 0,70 \text{ m}$

podmínka $a < h$ je splněna

$T = 1/4(1 - (0,7 \cdot 0,80 / 0,70)) \cdot 3303$

$T = 165 \text{ kN}$

$A_{a.nut} = 0,17 / (500/1,15) = 391 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ - nutná plocha výztuže od svislé reakce

$A_{a.nut} = 1,61 / (500/1,15) = 3703 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$ - nutná plocha výztuže od podélné reakce

Příčná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

min. $21\phi 16 (4222 \text{ mm}^2) > 391 + 3703 = 4094 \text{ mm}^2$

13.1.3 Usmyknutí okraje úložného prahu

Plocha výztuže kolmé na hranu v rozhodující oblasti dle ČSN EN 1992-2, příl. J

$$F_{z.Ed} / 2 = 3303 / 2 \text{ kN}$$

$$A_{a.nut} = 3,3/2 / (500/1,15) = 3795 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od svislé reakce}$$

$$A_{a.nut} = 1,61 / (500/1,15) = 3703 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 - \text{ nutná plocha výztuže od podélné reakce}$$

Příčná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

$$\text{min. } 38\phi 16 (7640 \text{ mm}^2) > 3795 + 3703 = 7498 \text{ mm}^2$$

13.1.4 Posouzení podélného tahu v úložném prahu

Posouzení je provedeno pomocí grafu prof. Tesaře pro opěry.

Výška opěry $h = 5 \text{ m}$, 2 ložiska

$$F_{z.Ed} = 3303 \text{ kN} \quad - \text{ svislá reakce}$$

$$k = 0,58 \quad - \text{ součinitel z grafu prof. Tesaře}$$

$$H = k \cdot F_z = 0,58 \cdot 3303 = 1915 \text{ kN} \quad - \text{ podélná tahová síla v úložném prahu}$$

$$A_{a.nut} = 1,91 / (500/1,15) = 4393 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od svislé reakce}$$

$$A_{a.nut} = 0,55 / (500/1,15) = 1265 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \quad - \text{ nutná plocha výztuže od příčné reakce}$$

Podélná výztuž ÚP pod jedním ložiskem:

$$\text{min. } 19\phi 20 (5966 \text{ mm}^2) > 4393 + 1265 = 5657 \text{ mm}^2$$

14 Založení

14.1 Zpevnění podzákladí

Pilíř mostu bude pro výrazně zvýšené zatížení od spojitého mostu s průběžným KL a od nahodilého zatížení od dopravy posílen injektážemi do podzákladí. Také podzákladí nové opěry O2 bude z výše uvedených důvodů a z důvodu umístění pevného ložiska zpevněno injektážemi. Jelikož se jedná o most přes řeku, nebudou z důvodu vyplavování a odolnosti použity injektáže na bázi cementových pojiv, ale speciální injektáže.

Pilíř P1 je více přetížený svislou silou, ale jsou zde umístěna příčně pevné a posuvné ložisko, takže podélné zatížení je minimální. Svislé tlakové zatížení bude poměrně vysoké a společně s vlastní tíhou pilíře bude vyvozovat na základovou spáru napětí přesahující 1 250 kPa. Dle archivní dokumentace je výška základu pilíře 3,0 m a základová spára na pararulách. Pokud bychom uvažovali, že pararuly R3 v podzákladí budou porušeny a mají únosnost někde kolem 500 kPa, je nutné prostředí pod pilířem zkvalitnit natolik, abychom ho mohli považovat za prostředí neporušené, odpovídající na hloubku min 3 m zdravé hornině R3, jež má tabulkovou únosnost přesahující 1600 kPa. Proto navrhujeme prostředí do hloubky 3 m pod základovou patkou proinjektovat přes samozavrtávací kotevní tyče R38N s korunkou 64 mm speciální injektáží. Rozteče vrtů á 800 mm, délka vrtů 6,5 respektive 7,0 m dle sklonu a polohy. Poloha a sklony vrtů od svislé byly voleny tak, aby byly injektáže proveditelné a zároveň rovnoměrně podchycené celé podzákladí pilíře. Je počítáno s maximální dosahem směsi do 0,5 m od osy vrtu, z čehož vyplývá celkový počet vrtů 18 ks. Poloha a sklon jednotlivých vrtů je zřejmá z výkresové části. Práce budou

probíhat z plošiny vytvořené zasypáním části toku Sázavy ve výškové úrovni dolní části ponechaného dřívku pilíře. Vzhledem k tomu, že pilíř se nachází v řece, bude před zahájením prací proveden ověřující jádrový vývrt na celou výšku pilíře a jeho základu včetně podzákladí, kterým bude ověřena jak úroveň založení, tak i hornina podzákladí.

Opěra O2 bude vytvořena nová včetně základů. Opět bude založena na horninách R3, jejichž minimální tabulková únosnost (velmi porušené) je 500 kPa. Vlastní tíha opěry + zatížení v úrovni ložisek vyvodí napětí v základové spáře kolem 330 kPa. Co se týká příčného a podélného zatížení opěry O2, tak příčné je vzhledem k podélnému a vlastní tíze opěry nerozhodující a i podélné není tak velké, aby mělo být destabilizujícím zatížením vzhledem ke způsobu založení. Max. napětí po započtení excentricit a podélné složky síly bude 950 kPa. S ohledem na možné imperfekce v geologii a zatížení doporučujeme opěru O2 injektážemi podzákladí stabilizovat. Budou opět použity samozavrtávací kotevní tyče R38N s korunkou 64 mm a speciální injektáží s proinjektovaným kořenem na celou délku. Počet vrtů bude 20 ks a tyče budou v horní úrovni doplněny kotevní ocelovou deskou P20x200-200, čímž budou vytvořeny mikropiloty - kotevní tyče budou ve své horní úrovni na výšku 500 mm zabetonovány do dolní části základu opěry. Celková délka tyčí je 8 m včetně napojení na opěru.

Injektážní směs:

1) rychle reagující, nenapěňující, do zvodnělého prostředí, dvousložková elastifikovaná organicko-minerální injekční pryskyřice s dobrou přilnavostí i na mokřém povrchu. Je vhodná pro injektáž trhlin s šířkou nad 0,25 mm. Neobsahuje fluorované a chlorované uhlovodíky a halogeny.

- konečná pevnost po 15 min,
- pevnost 30 MPa,
- přídržnost cca 4 MPa,
- nenapěňující pryskyřice v kontaktu s vodou,
- odolává dynamickému zatížení

2) vhodné pro použití: zpevnění a stabilizace styku porub - chodba,
lepení injektážních kotevních tyčí,
sanace starých podzemních děl,
zpevnění a utěsnění stavebních kcí.

Zvolený typ pryskyřice musí odolávat i dynamickým zatížením, ke kterým u spodní stavby dochází.

15 Technologie montáže

Ocelové nosníky byly posouzeny pro podélný výsun s bedněním, výztuží a částečně zabet. příčnickem s konzolou dl. 20 m. Podrobnosti budou řešeny s konkrétním zhotovitelem po určení skutečného postupu montáže NK.

Při závozu NK (fáze 5 a 6, příloha Technologie provádění) a podepření ve čtyřech bodech pod hl. nosníky bude max. napětí v konzole +170/-91 MPa (char. hodnoty), vodorovně je NK ztužena mont. ztužením. Max. reakce je 455 kN v jednom bodě.

Při podepření konzolou před O1 a odsranění středního vozíku (fáze 7 a 8, příloha Technologie provádění) bude max. reakce 650 kN v jednom bodě pod hl. nosníky vpravo (char. hodnoty).

Betonáž NK proběhne již při uložení NK na ložiscích.

16 Závěr

Statický výpočet prokázal, že navržená konstrukce vyhovuje pro všechna návrhová zatížení.

17 Tabulka zatížitelnosti

Přehled zatížitelnosti částí mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název):

1733 Kácov – Světlá nad
Sázavou

DÚ:

km 20,054
08 Zruč nad Sázavou – Vlastějovice

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř

poř. číslo 1
(ve směru staničení)

pod kolejí č. 1

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti:

C, A

Výpočtový model: deskostěnový

Geometrie koleje uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

na začátku

uprostřed

na konci

poloměr oblouku

přímá

převýšení koleje

0 mm

excentricita osy koleje

0 mm

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

nová NK, bez závad a oslabení

Datum zjištění technického stavu mostu

SŽ, s.o.:

zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

Přepočet je proveden pro novou nosnou konstrukci.

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_1	Typ	L_0	ϕ_1	L_1	$\gamma_{Q_{LM71}}$	$\gamma_{Q_{LM71,E}}$	Viz č. str. přep.	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Pozn.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	hl. nosník, 0,4 L	DP hl. nosníku	normálové napětí	1,00	M	32,0	1,09	38,4	1,45			1,50		
2	hl. nosník, odst. tl. pásnic	DP hl. nosníku	normálové napětí	1,00	M	32,0	1,09	38,4	1,45			1,49		
3	hl. nosník, nad P1	HP hl. nosníku	normálové napětí	1,00	M	32,0	1,09	38,4	1,45			1,52		
4	hl. nosník, nad P1	stěna	smykové napětí	1,00	V	32,0	1,09	38,4	1,45			1,84		
5	hl. nosník, 0,4 L	průhyb	normálové napětí	1,00	M	32,0	1,09	38,4	1,00			1,83		
6	ŽB deska	mezi hl. nosníky	normálové napětí	1,00	S	3,0	1,50	9,0	1,45			1,11		
7	Spodní stavba	-	napětí v základové spáře	1,00			1,00	38,4	1,45			>1,10		

Dne: 17. 2. 2020

zatížitelnost určil: Ing. Š. Jakeš

