







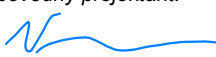
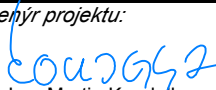
Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

Přehled verzí přílohy				
Číslo	Datum	Popis změny	Jméno	Podpis
P1	24.6.2017	Dokumentace k připomínkám	Ing. Mužíková	
01	27.11.2017	Odevzdání čistopisu přípravné dokumentace	Ing. Mužíková	

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7, Praha 1 - Nové Město 110 00 SŽDC s.o., Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, Praha 9 190 00		
--	--	---

PROJEKT servis spol. s r.o. U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín 198 21 IČ: 49823141 tel.: 281 090 860 www.projekt-servis.cz firma@projekt-servis.cz		
--	--	---

Vypracoval:  Ing. Barbora Mužíková	Kontroloval:  Ing. Martin Verner	Odpovědný projektant:  Ing. Martin Verner	Hlavní inženýr projektu:  Ing. Martin Koudeřka
---	---	---	---

KRAJ: ÚSTECKÝ	OKRES: CHOMUTOV	OÚ: CHOMUTOV
---------------	-----------------	--------------

REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE - CHOMUTOV	
---	--

E. STAVEBNÍ ČÁST E.1 Inženýrské objekty E.1.4 Mosty, propustky, zdi SO 14 05 Podchod v km 62,780 (Chomutov-město)	Číslo zakázky: ZAK-2016-20	
	Stupeň:	PD
	Datum:	11/2017
	Měřítko:	-
	Formát:	36 x A4

STATICKÝ VÝPOČET	Verze:	Část:	Č. přílohy:
	01	E.1.4.5	11

Obsah

kapitola	stránka
1. Vstupní údaje	1
1.1 Identifikační údaje mostu	1
1.2 Základní údaje o mostě	1
2. Komentář ke statickému výpočtu	2
2.1 Metodika výpočtu	2
2.2 Metodika výpočtu	2
2.3 Použité výpočetní programy	2
2.4 Související normy, předpisy a použitá literatura	2
3. Materiálové charakteristiky	3
3.1 Železobeton	3
4. Uspořádání (geometrie) konstrukce	4
4.1 Geometrie mostu	4
5. Model pro stanovení účinků zatížení	4
6. Zatížení konstrukce	6
6.1 Zatížení stálé	6
6.2 Zatížení kolejovou dopravou	6
6.3 Zatížení zemním tlakem (proměnné)	7
6.4 Proměnné zatížení za opěrami - zvětšení zemního tlaku	8
6.5 Dopravou ve vodorovném směru	8
6.6 Klimatická zatížení	8
6.7 Rekapitulace zatížení	8
7. Vnitřní síly a návrhové hodnoty zatížení	9
7.1 Mezní stav únosnosti	9
7.2 Mezní stav použitelnosti	10
7.3 Vnitřní síly - hodnoty z výpočetního programu Scia Engineering	11
7.3.1 2D model	11
7.3.2 Zatěžovací stav ZS1 - vlastní tíha	11
7.3.3 Zatěžovací stav ZS2 - ostatní stálé zatížení	12
7.3.4 Zatěžovací stav ZS3 - Zemní tlak	12
7.3.5 Zatěžovací stav ZS4 - LM71	13
7.3.6 Zatěžovací stav ZS5 - Přetížení zemním tlakem	14
8. Mezní stav únosnosti	15
8.1 Návrh a ověření konstrukce na ohyb	15
8.2 Návrh a ověření konstrukce na smyk	15
9. Mezní stav použitelnosti	18
9.1 Parametry pro dotvarování	18
9.2 Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin	18
9.3 MSP - Průhyb	19
9.4 Mezní stav omezení napětí	19
9.5 Mezní stav omezení tahových napětí	20
10. Dynamika	21
10.1 Modální analýza	21
10.2 Dynamická analýza	22
10.3 Vnitřní síly z dynamické analýzy	23
10.4 Porovnání výsledků ze statické a dynamické analýzy od zatížení dopravou	26
11. Určení zatížitelnosti	27
12. Určení zatížitelnosti	28

**SO 14-05 Podchod v km 62,778 (Chomutov-město)
trati č. 130 - Ústí nad Labem - Kláštec nad Ohří**

Statický přepočít stávajícího ŽB podchodu

1. Vstupní údaje

1.1 Identifikační údaje mostu

1.1.1	Stavba:	Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov
1.1.2	Objekt:	Podchod v km 62,780 (Chomutov - město)
1.1.3	Obec:	město Jirkov
1.1.4	Kraj:	Ústecký
1.1.5	Katastrální území:	Chomutov [652458]
1.1.6	Druh stavby:	Přepočít stávající konstrukce
1.1.7	Vlastník:	Česká republika
1.1.8	Správce mostu:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Oblastní ředitelství Ústí nad Labem, Správa mostů a tunelů
1.1.9	Investor:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Železničářská 1386/31 400 03 Ústí nad Labem
1.1.11	Zpracovatel projek. dok. SO 14-04	PROJEKT servis s.r.o. U Elektry 830/2b, 198 21, Praha 9 - Hloubětín
1.1.12	Projektant:	Ing. Barbora Mužíková
1.1.13	Odpovědný projektant:	Ing. Bc. Martin Verner
1.1.14	Traťový úsek:	0602 žst. Most - žst. Chomutov - záp. zhlaví
1.1.15	Definiční úsek:	06 Kyjice – ústřední stávedlo – Dolní Rybník
1.1.16	Staničení - evidenční:	km 62,780
1.1.17	Staničení - přesné:	km 62,777 867
1.1.18	Stupeň projektové dok.:	Záměr projektu a Přípravná dokumentace stavby

1.2 Základní údaje o mostě

1.2.1 Charakteristika mostu:

Uspořádání:	podchod pod trati
Statické uspořádání:	rámová konstrukce
Nosná konstrukce:	železobetonový rám s přesypávkou
Spodní stavba:	-

1.2.2	Přemostovaná překážka:	Přístup pro pěší k nástupištím
1.2.3	Úhel křížení:	90
1.2.4	Traťová rychlost:	120 km/hod
1.2.5	Světlost mostu:	4,25 m
1.2.6	Rozpětí mostu:	4,50 m
1.2.7	Délka mostu:	4,50
1.2.8	Šířka mostu:	25,00 m
1.2.9	min volná výška mostu:	2,75 m

2. Komentář ke statickému výpočtu

2.1 Rozsah a účel výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 14-05 Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 14-05. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednavatelem.

2.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet konstrukce byl proveden podle Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů a podle ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

Jedná se o přepočtení stávajícího železobetonového prefabrikovaného rámu. Pro potřeby výpočtu byla konstrukce idealizována na rámovou.

Při návrhu je uvažována vlastní tíha nosné konstrukce a železničního spodku, proměnné zatížení dopravou modelem LM71 a zatížení zemním tlakem.

Pro výpočet byly zvoleny dva výpočtové modely. Pro výpočet MSÚ a MSP byl použit 2D model (v příčném směru uvažován 1bm). Pro výpočet dynamických parametrů byl použit 3D model.

2.3 Použité výpočetní programy

Statický výpočet je vytvořen za pomoci systému MS Excel 2010, Scia Engineer 16.0.

2.4 Související normy, předpisy a použitá literatura

1.1.1	Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů	2015
1.1.2	MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky	2005
1.1.3	MVL 649 Železobetonové trubní propustky	2012
1.1.4	SŽDC S3 Železniční svršek	2014
1.1.5	SŽDC S3/2 Bezstyková kolej	2013
1.1.6	ČSN EN Projektování mostních objektů	2008
1.1.7	ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí	2004
1.1.8	ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí - Zatížení konstrukcí	2004
1.1.9	ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Zatížení mostů dopravou	2005
1.1.10	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.11	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty	2007
1.1.12	ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.13	ČSN EN 206 Beton - Specifikace, výroba shoda	2014

3. Materiálové charakteristiky

3.1 Železobeton

- pevnostní třída betonu

C 25/30

- charakteristická válcová pevnost $f_{ck,cyl} = 25,0 \text{ MPa}$
- charakteristická krychelná pevnost $f_{ck,cub} = 30,0 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnost v tlaku $f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

- modul pružnosti $E_{cm} = 31 \text{ MPa}$

- součinitel bezpečnosti pro beton $\gamma_c = 1,5 \text{ -}$

- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky a způsob zatížení $\alpha_{cc} = 0,85 \text{ -}$

- návrhová pevnost betonu
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck,cyl}}{\gamma_c} = 0,9 \frac{25,00}{1,50} = 14,17 \text{ MPa}$$

- betonářská ocel 104 260

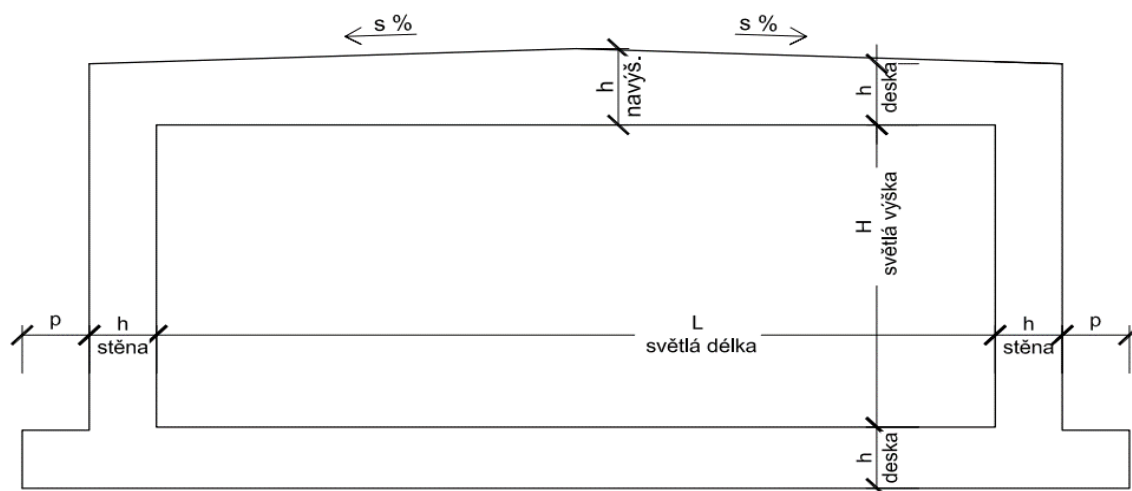
- charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$
- součinitel bezpečnosti pro ocel $\gamma_s = 1,15 \text{ -}$

- návrhová mez kluzu
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{420}{1,15} = 365,2 \text{ MPa}$$

- krytí výztuže $c = 50,00 \text{ mm}$

4. Uspořádání (geometrie) konstrukce

4.1 Geometrie mostu



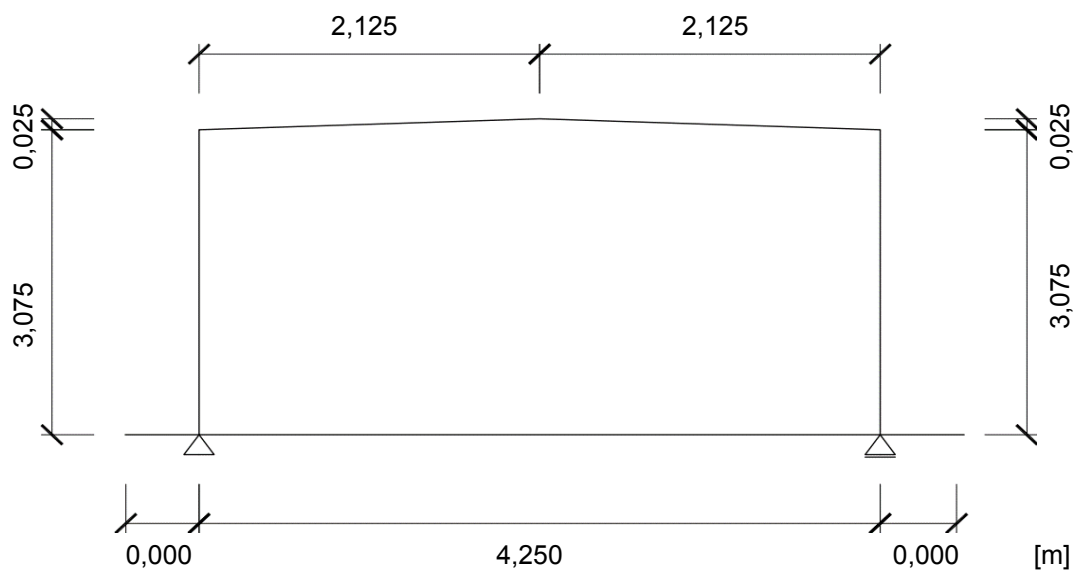
- světla výška rámu $H = 2,8$ m
- světla délka rámu $L = 4,05$ m

- zvolené rozměry rámu
 - horní deska $h_{deska,h1} = 0,250$ m
 - horní deska s navýšením $h_{deska,h2} = 0,300$ m
 - sklon horní desky $s = 2$ %
 - spodní deska $h_{deska,s} = 0,300$ m
 - stěny rámu $h_{stěna} = 0,200$ m
 - přesahy dolní části rámu $p = 0,000$ m

5. Model pro stanovení účinků zatížení

- rozměry numerického modelu

Pozn. Výpočetní (numerický model konstrukce vystihuje skutečné chování konstrukce. Pro výpočet účinků zatížení je uvažován prutový model rámového výseku zahrnující 1m šířky nosné konstrukce.



6. Zatížení konstrukce

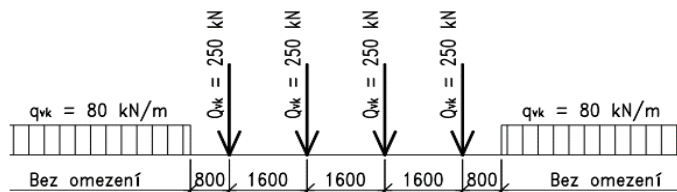
6.1 Zatížení stálé

- zatížení vlastní tíhou konstrukce
- zatížení ostatní stálé

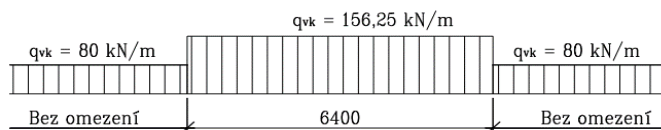
- štěrkové lože	$V_{\text{lože}} = 20 \text{ kN/m}^3$	
	$h_{\text{lože}} = 0,77 \text{ m}$	
	$g_{\text{lože}} = V_{\text{lože}} \cdot h_{\text{lože}} + 30\% = 20 \cdot 0,77 + 30\% = 20 \text{ kN/m}^2$	
- ochrana izolace	$V_{\text{izol}} = 23 \text{ kN/m}^3$	
	$h_{\text{izol}} = 0,05 \text{ m}$	
	$g_{\text{izol}} = V_{\text{izol}} \cdot h_{\text{izol}} = 23,00 \cdot 0,05 = 1,15 \text{ kN/m}^2$	
- kolejový rošt (odhad)	$g_{\text{rošt}} = 5 \text{ kN/m}^2$	
celkem	$g_{\text{ost}} = g_{\text{lože}} + g_{\text{izol}} + g_{\text{rošt}} = 20 + 1,15 + 5 = 26,2 \text{ kN/m}^2$	

6.2 Zatížení kolejovou dopravou

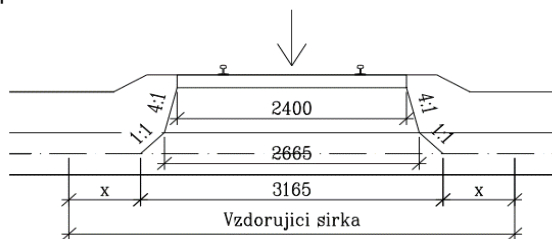
- model zatížení 71 - svislé účinky zatížení (charakteristické hodnoty)



- roznos zatížení v podélném směru



- roznos zatížení v příčném směru



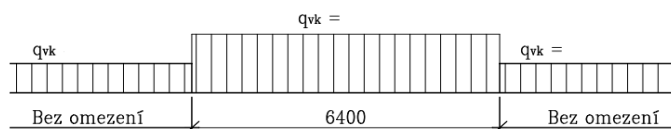
- pro malé rozpětí mostu je použita pro zatížení bodovými silami a nerozpočítávají se na vzdorující šířky

- vzdorující šířka pro moment

- roznesená šířka zatížení	$b_1 = 3,165 \text{ m}$	
- rozpětí desky	$l = 4,25 \text{ m}$	
	$b_Q = b_1 + 0,33 \text{ l} = 4,582 \text{ m}$	

- zatížení vztahované na vzdorující šířku prutového modelu

$$q_{vk,2} = 17,46 \text{ kN/m} \quad q_{vk,1} = 34,11 \text{ kN/m} \quad q_{vk,2} = 17,46 \text{ kN/m}$$



- zatížení dopravou - účinka zatížení vlaku

- kategorie trati

1

- dynamický součinitel

- kategorie trati vzhledem ke sledování APK

- 1/3 z délky vodorovných a svislých prvků

ostatní tratě bez pravidelné k.

$$L_m = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = \frac{3,075 + 4,25 + 3,08}{3} = 3,47 \text{ m}$$

- náhradní délka

$$L_\phi = 1,3 L_m = 1 * 3,47 = 4,507 \text{ m}$$

- dynamický součinitel

$$\varphi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,20} + 0,73 = \frac{2,2}{\sqrt{4,5} - 0,20} + 0,73 = 1,85 < \max \varphi_3 = 2$$

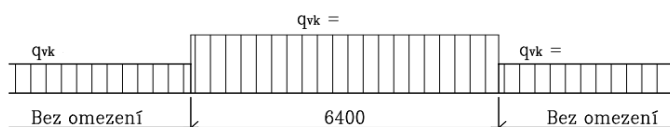
$$\varphi_3 = 1,85$$

- klasifikační součinitel zatížení

$$\alpha = 1,21$$

- návrhové hodnoty zatížení

$$q_{vd,1} = 39,16 \text{ kN/m} \quad q_{vd,1} = q_{vk,1} * \varphi_3 * \alpha = 76,48 \text{ kN/m} \quad q_{vd,2} = 39,16 \text{ kN/m}$$



6.3 Zatížení zemním tlakem (proměnné)

- vlastnosti zeminy

- hloubka konstrukce pod povrchem

$$z = 0,77 \text{ m}$$

- objemová hmotnost zeminy

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

- soudržnost zeminy

$$c_{ef} = 0 \text{ kPa}$$

- úhel vnitřního tření

$$\varphi_{ef} = 35^\circ$$

- materiálový součinitel pro zeminu

$$\gamma_{M\varphi} = 1,1$$

- návrhová hodnota úhlu vn. tření

$$\varphi_d = \frac{\varphi_{ef}}{\gamma_{M\varphi}} = \frac{35}{1,1} = 31,8^\circ$$

- součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_d} = \frac{1 - 0,53}{1 + 0,53} = 0,473$$

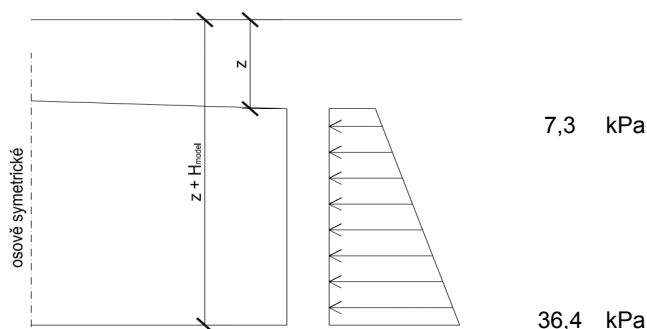
- napětí v zemině

- napětí u horního lícu

$$f_{ZT,1} = K_0 * \gamma_z * z = 0,473 * 20 * 0,77 = 7,28 \text{ kPa}$$

- napětí u spodního lícu

$$f_{ZT,2} = 0,473 * 20 * 3,85 = 36,4 \text{ kPa}$$



6.4 Proměnné zatížení za opěrami - zvětšení zemního tlaku

- vodorovné zatížení stojek rámu

$$\Delta f_{x,dop} = K_0 * q_{vk,1} * \alpha =$$

$$= 0,473 * 34,11 * 1,21 = \mathbf{19,5 \text{ kPa}}$$

6.5 Dopravou ve vodorovném směru

- Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce
- Zatížení bočním rázem
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce

6.6 Klimatická zatížení

- Zatížení větrem
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí
- Zatížení sněhem
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí
- Zatížení rovnoměrnou teplotou
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí
- Zatížení nerovnoměrnou teplotou
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není vystavena vlivům nerovnoměrné teploty
- Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými konstrukčními prvky
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí
- Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné teploty
 - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí

6.7 Rekapitulace zatížení

- veškerá plošná zatížení jsou v 2D modelu uvažována na šířku 1 metr

Místo působení zatížení	Svislé zatížení [kN / kN/m]		Vodorovné zatížení [kN / kN/m]	
	horní příčel	spodní příčel	stojka u horní příčle	stojka u horní příčle
Stav				
ZS1 - Vlastní tíha NK	generováno	generováno	generováno	generováno
ZS1* - Náhradní	-	21,87 kN/m	-	-
ZS2 - Ostatní stálé	26,17 kN/m	-	-	-
ZS2* - Náhradní	-	26,17 kN/m	-	-
ZS3 - Zemní tlak	-	-	7,28 kN/m	36,36 kN/m
ZS4 - LM71	76,48 kN/m	-	-	-
ZS4* - Náhradní	-	76,36 kN/m	-	-
ZS5 - Zvětšení zem. tlaku	-	-	19,51 kN/m	19,51 kN/m

7. Kontaktní napětí v základové spáře

$$q_{cd} = 1,35 \cdot g_{st,k} + 1,35 \cdot g_{ost,k} + 1,45 \cdot q_{k,LM71} = 29,52 + 35,33 + 110,90 = 175,75 \text{ kPa}$$

7.1 Posouzení základové spáry

- Předpokládaná únosnost základové spáry $R_{td} = 1500 \text{ kPa}$

Dle technické zprávy jsou na základové spáře pevné jílovce.

$$q_{cd} < R_{td}$$

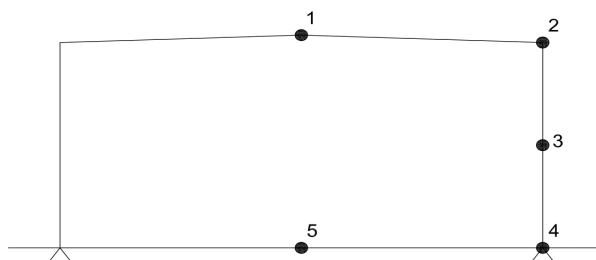
$$175,8 \text{ kPa} < 1500 \text{ kPa} \quad \text{Základová spára VYHOVUJE.}$$

7.2 Zatížitelnost základové spáry

$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= \frac{U_{lim} - U_{rsgr}}{U_{gr}} = \\ &= \frac{1500,00 - 64,85}{110,9} \\ &= \mathbf{12,94} \end{aligned}$$

7. Vnitřní síly a návrhové hodnoty zatížení

- zatěžovací stavy
 - ZS1 - vlastní tíha nosné konstrukce
 - ZS2 - ostatní stálé zatížení
 - ZS3 - zemní tlak
 - ZS4 - zatížení kolejovou dopravou
 - ZS5 - zvětšení zemního tlaku od dopravy
- kombinace zatěžovacích stavů
 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5
- vnitřní síly jsou stanoveny v rozhodujících průřezích konstrukce



- tabulka vnitřních sil stanovených programem Scia Engineer (s dynamickým součinitelem a součinitele α)

	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2		3	4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
ZS1 - Vlastní tíha NK	11,75	-4,39	16,73	0,86	8,07	-21,97
ZS2 - Ostatní stálé	39,86	-17,13	55,67	2,06	14,00	-40,50
ZS3 - Zemní tlak	-13,13	13,13	0,00	-15,88	11,63	15,50
ZS4 - LM71	116,18	49,92	162,25	6,02	40,85	-118,15
ZS5 - Zvětšení zem. tlaku	-12,73	12,73	0,00	-14,13	9,55	12,73

7.1 Mezní stav únosnosti

$$6.10a \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- součinitele zatížení
 - součinitel stálého zatížení
 - $\gamma_G = 1,35$ - nepříznivé
 - $\gamma_G = 1,00$ - příznivé
 - součinitel nahodilého zatížení
 - $\gamma_Q = 1,45$ - nepříznivé
 - $\gamma_Q = 0,00$ - příznivé
 - součinitel komb. nahodilého zatížení
 - $\psi_0 = 0,8$ - pro LM 71
 - redukční součinitel stálého zatížení
 - $\xi = 0,85$ -
 - dynamický součinitel
 - $\varphi_3 = 1,00$ - již započítány v návrhových silách zatížení
 - součinitel α
 - $\alpha = 1,00$ -

MSÚ kombinace	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2		3	4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
6.10a	166,95	66,35	285,95	-23,89	101,75	-188,64
6.10b	197,69	77,69	318,34	-22,73	109,12	-210,26

7.2 Mezní stav použitelnosti

charakteristická kombinace $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

kvazi-stálá kombinace $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

• součinitele zatížení

- součinitel komb. nahodilého zatížení $\psi_0 = 0,6$ - pro častou kombinaci
- součinitel komb. nahodilého zatížení $\psi_2 = 0,5$ - pro kvazi-stálou kombinaci

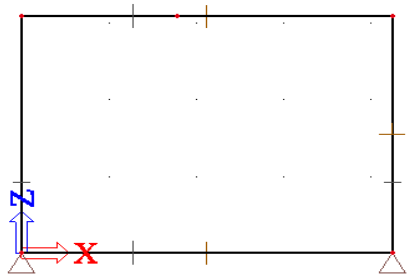
MSP kombinace	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2			4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
Charakteristická kombinace	152,27	43,92	234,65	-9,07	75,63	-163,68
Kvazi-stálá kombinace	96,77	16,37	153,53	-9,08	53,09	-107,43

Konstrukce je zbudována z ŽB prefabrikovaných dílců DZR7, jejichž původní výrobní dokumentace s přesným počtem výztuží byla k dispozici projektantovi. Prefabrikát se vyrábí v nezměněné podobě i dnes. Prvky DZR 7 slouží k vytváření montovaných rámových podchodů pro staniční zavazadlové tunely, pro podchody pro pěší a pro objekty k jiným účelům, a to pouze jednoduché. Jsou uzpůsobeny pro spojování zmonolitněním. Jsou dimenzovány pro zatížení stálé, dané tloušťkou šterkového lože od 0,55 - 1,0 m pohyblivé, dané těžkým zatěžovacím vlakem ČSD T, jehož normové zatížení je dáno sestavou nápravových sil 4 x 312,5 kN a rovnoměrným zatížením 100 kN/m. Manipulace a montáž je prováděna pomocí speciálních závěsných ok, osazovaných do předem připravených otvorů ve stěně rámu. Podklady pro používání prvků jsou obsaženy v typovém podkladu "Prvky železničních rámových podchodů sv. 305/280 a 405/280 - část B" z roku 1971.

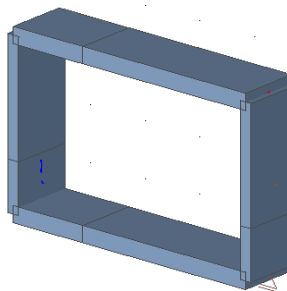
7.3 Vnitřní síly - hodnoty z výpočetního programu Scia Engineering

7.3.1 2D model

- geometrie a statické schéma modelu



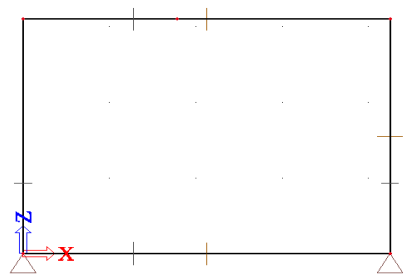
statické schéma



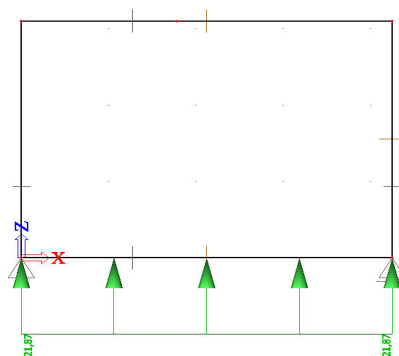
vizualizace modelu

7.3.2 Zatěžovací stav ZS1 - vlastní tíha

- zatížení [kN, kN/m]

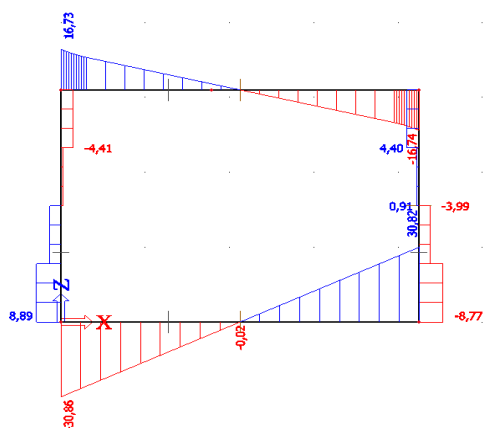


generováno programem Scia Engineer

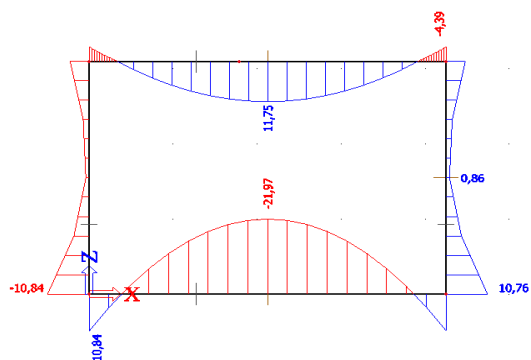


- výsledky

Posouvající síla V_z [kN]

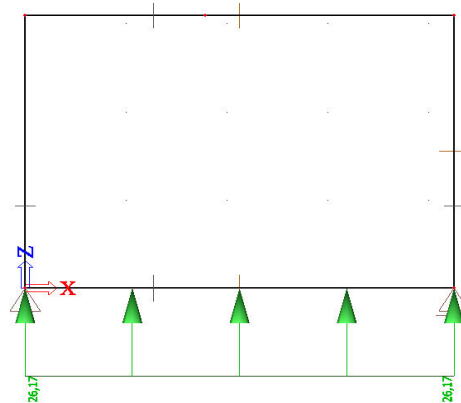
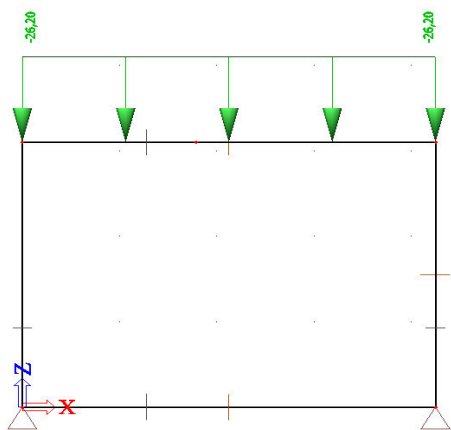


Moment M_y [kNm]



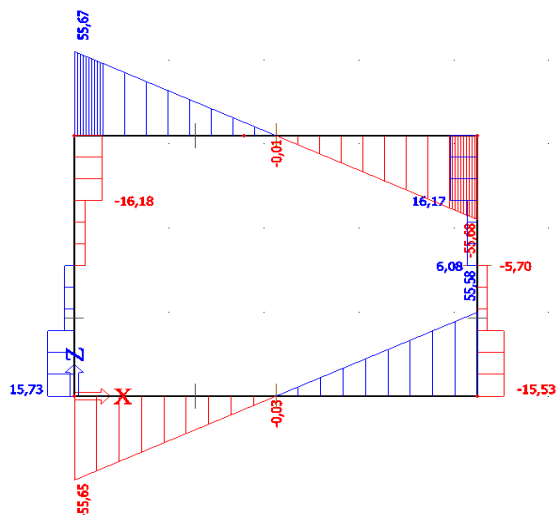
7.3.3 Zatěžovací stav ZS2 - ostatní stálé zatížení

- zatížení [kN, kN/m]

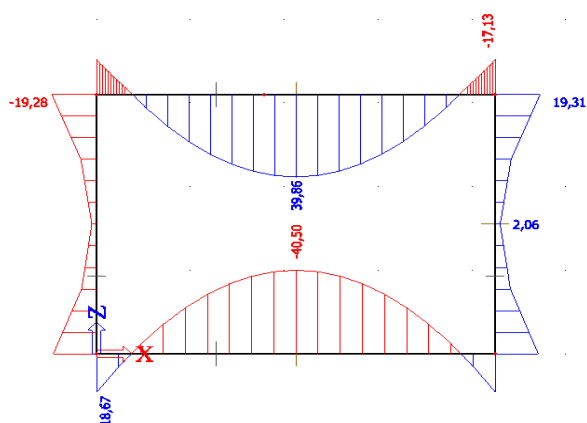


- výsledky

Posouvající síla V_z [kN]

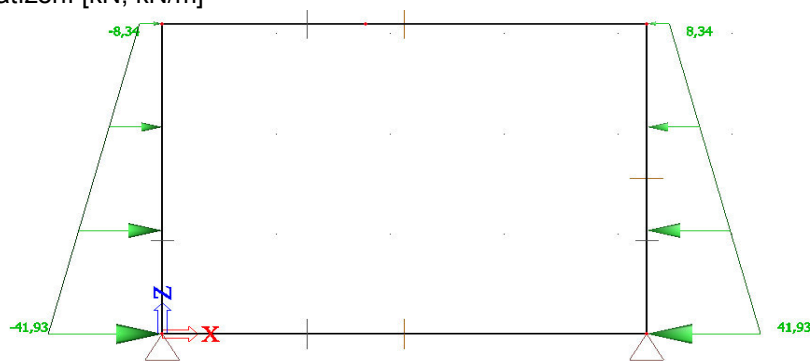


Moment M_y [kNm]



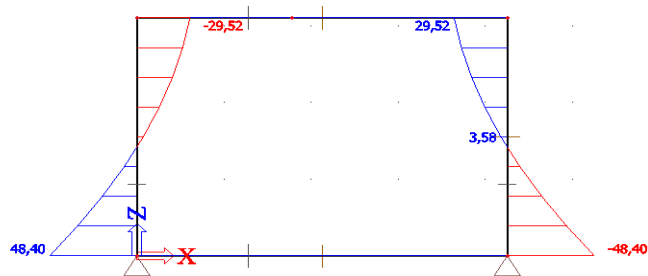
7.3.4 Zatěžovací stav ZS3 - Zemní tlak

- zatížení [kN, kN/m]

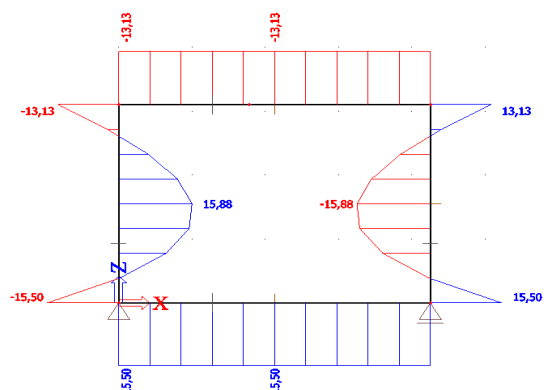


- výsledky

Posouvající síla V_z [kN]

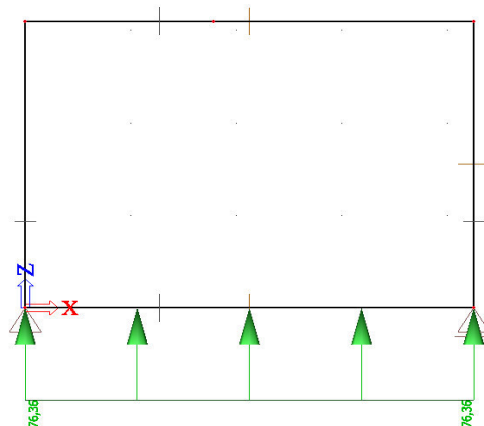
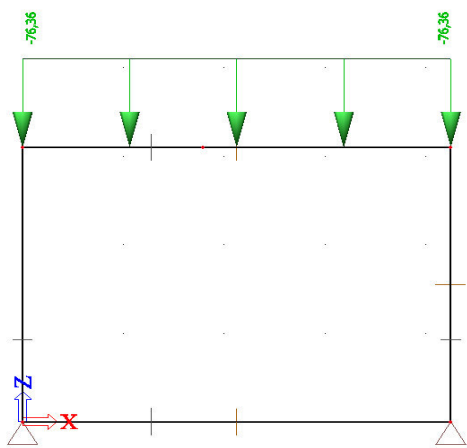


Moment M_y [kNm]



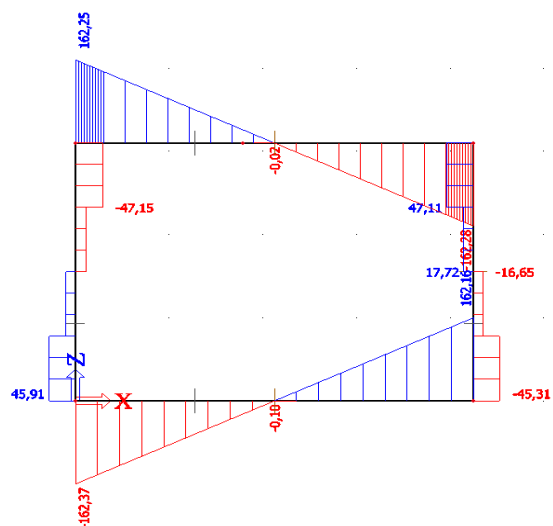
7.3.5 Zatěžovací stav ZS4 - LM71

- zatížení [kN, kN/m]

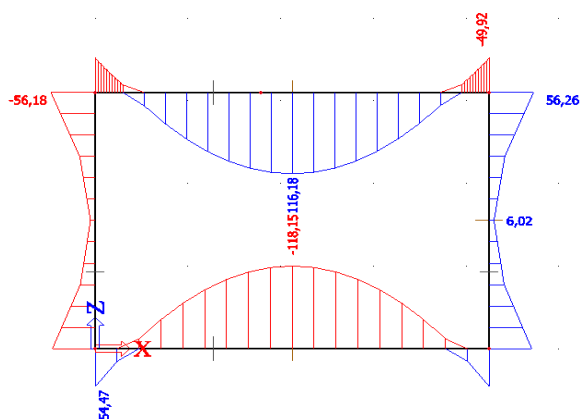


- výsledky

Posouvající síla V_z [kN]

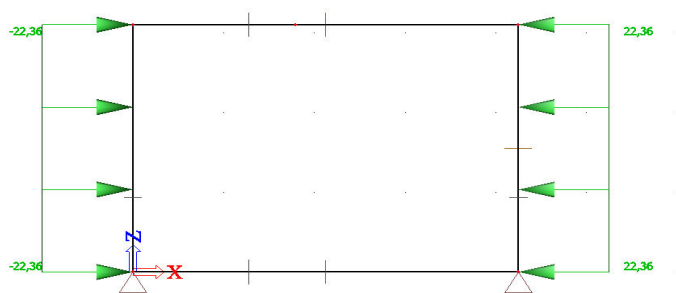


Moment M_y [kNm]



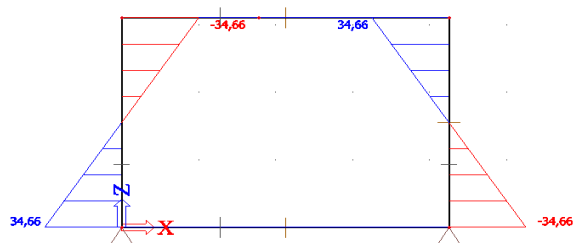
7.3.6 Zatěžovací stav ZS5 - Přetížení zemním tlakem

- zatížení

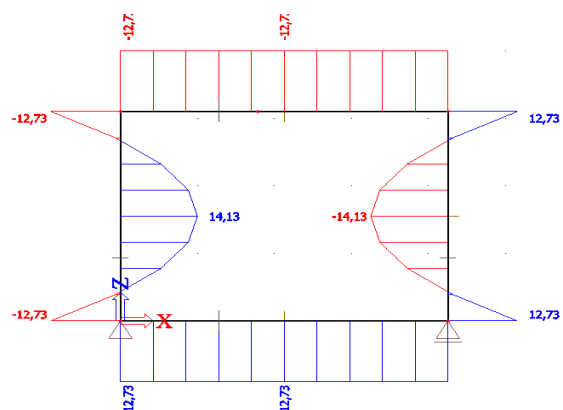


- výsledky

Posouvající síla V_z [kN]



Moment M_y [kNm]



8. Mezní stav únosnosti

8.1 Ověření únosnosti

$$\begin{aligned}
 &\text{- výška tlačené oblasti} & x &= \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \\
 &\text{- rameno vnitřních sil} & z &= d - 0,4 \cdot x \\
 &\text{- ověří se výška tlačené oblasti} & \xi &= \frac{x}{d} < 0,45 \\
 &\text{- výpočet momentu únosnosti} & M_{Rd} &= z \cdot f_{yd} \cdot A_s
 \end{aligned}$$

• výpočet momentu únosnosti dle mezních stavů

Průřez	1	2	3	4	5
Počet profilů [ks]	14	8	8	8	14
φ výztuže [mm]	16	16	16	16	16
f _{yk} [MPa]	420	420	420	420	420
f _{ck} [MPa]	25	25	25	25	25
šířka b [mm]	1000	1000	1000	1000	1000
výška h [mm]	300	250	200	300	300
d ₁ [mm]	58	58	58	58	58
A _s [mm ²]	2815	1608	1608	1608	2815
f _{yd} [MPa]	365,22	365,22	365,22	365,22	365,22
f _{cd} [MPa]	14,17	14,17	14,17	14,17	14,17
d [mm]	242	192	142	242	242
x [mm]	91	52	52	52	91
z [mm]	206	171	121	221	206
ξ [-]	0,44	0,30	0,43	0,23	0,44
posouzení ξ	OK	OK	OK	OK	OK
M_{Rd}	211,48	100,61	71,24	129,98	211,48

• posouzení průřezů

Průřez	Výztuž		M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	Posouzení
1	14	φ 16	197,69	211,48	Vyhovuje
2	8	φ 16	66,35	100,61	Vyhovuje
3	8	φ 16	-22,73	71,24	Vyhovuje
4	8	φ 16	109,12	129,98	Vyhovuje
5	14	φ 16	-210,26	211,48	Vyhovuje

8.2 Zatížitelnost v ohybu - Horní deska

$$\text{návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu} \quad U_{lim} = M_{r,d} = 211,48 \quad \text{kNm}$$

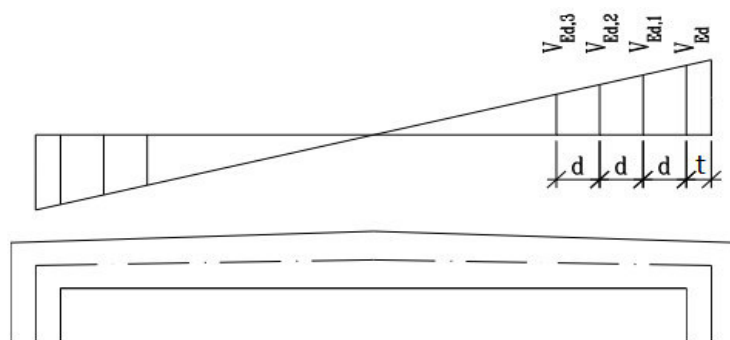
$$\text{svislé proměnné zatížení dopravou} \quad U_{gr} = 147,20 \quad \text{kNm}$$

$$\text{účinky ostatních zatížení} \quad U_{rsgr} = 50,48 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Zatížitelnost} \quad Z_{LM71} &= \frac{U_{lim} - U_{rsgr}}{U_{gr}} = \\
 &= \frac{211,48 - 50,48}{147,20} = \\
 &= \mathbf{1,09}
 \end{aligned}$$

8.2 Posouzení konstrukce na smyk

- určení velikosti posouvajících sil po horní příčli



- vzdálenosti sil

$$t = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,286 \text{ m}$$

Pozn. Smyková výztuž předpokládána ϕ 8 mm.

$$\begin{aligned}
 \text{- velikosti posouvajících sil } V_{Ed} &= 252,3 \text{ kNm} \\
 \text{v rozhodujících průřezích } V_{Ed,1} &= 213,8 \text{ kNm} \\
 V_{Ed,2} &= 175,3 \text{ kNm} \\
 V_{Ed,3} &= 136,9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- maximální posouvací síla, kterou je schopen betonový průřez přenést

$$\begin{aligned}
 v &= 0,6 \quad (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \quad (1 - 25 / 250) = 0,54 \\
 \text{- max pos. síla } V_{Rd,max} &= 0,345 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 0,345 \cdot 0,54 \cdot 14,17 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,286 \\
 &= 679,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{- posouzení } V_{Ed,max} = 252,3 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 679 \text{ kN}$$

Průřez vyhoví, rozměry přičle jsou v pořádku.

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$\begin{aligned}
 \text{- souč. smyk. únosnosti } C_{Rd,c} &= \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \\
 \text{- souč. účinné výšky } k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0,29}} = 1,836 < 2,00 \\
 \text{- stupeň vyztužení } \rho_1 &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2815}{1000 \cdot 286} = 0,010 \\
 v_{min} &= 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck} = 0,0035 \cdot 1,836^{3/2} \cdot 25 = 217,72 \text{ kPa} \\
 V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d = \\
 &= [0,12 \cdot 1,836 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1 \cdot 0,29 = 183 \text{ kN} \\
 &\geq v_{min} \cdot b_w \cdot d = 218 \cdot 1 \cdot 0,3 = 62,27 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\text{- posouzení } V_{Rd,c} = 183,3 \text{ kN} < V_{Ed,1} = 214 \text{ kN}$$

Nutno navrhnout smykovou výztuž.

- návrh smykové výztuže

Pozn. smyková výztuž (spony), jsou navrženy a posouzeny pouze z konstrukčních důvodů

$$V_{Ed,0} = 252,3 \text{ kN} < 1/3 V_{Rd,max} = 226 \text{ kN}$$

Výztuž nemůže být pouze z ohybů.

- návrh spon

$$\text{- výztuže } \phi = 12 \text{ mm}$$

- maximální vzdálenost příčné výztuže v podélném směru

$$\begin{aligned}
 s_{max} &= 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = \\
 &= 0,75 \cdot 0,29 \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 214,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- maximální vzdálenost příčné výztuže v příčném směru

$$s_{t,max} = 1,5 \cdot d = 429 \text{ mm}$$

- vzdálenost spon v podélném směru

$$s = 100 \text{ mm} < s_{max} = 214,5 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

- vzdálenost spon v příčném směru

$$s_t = 100 \text{ mm} < s_{t,max} = 429 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

- ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \cdot \sin \alpha = \frac{113 \cdot 1000}{100 \cdot 1000} \sin 90^\circ = #####$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{w,max} &= \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{(1 - \cos \alpha) \cdot f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 0,54 \cdot 14,17}{(1 - \cos 90^\circ) \cdot 365} = ##### \\
 &=
 \end{aligned}$$

$$\rho_w = 0,000536 < \rho_{w,max} = 0,01047$$

Stupeň vyztužení vyhovuje

- únosnost průřezu se započítáním smykové výztuže je menší hodnota z:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,max} &= v \quad f_{cd} \quad b_w \quad z \quad \frac{\cot \theta}{1 + (\cot \theta)^2} = \\
 &= 0,54 \quad 14,17 \quad 1 \cdot 0,9 \quad 0,3 \quad \frac{2,5}{2 + 2,5^2} = \\
 &= 679,00 \quad \text{kN} \\
 V_{Rd,s} &= \rho_w \quad f_{ywd} \quad b_w \quad z \quad \cot \theta = \\
 &= 5E-04 \quad 365 \quad 1 \cdot 0,9 \quad 0,3 \quad 2,5 = 126 \quad \text{kN} \\
 V_{Rd} &= 125,97 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 213,8 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Je nutné navrhnout ohyby, navržené spony nepřenesou celou posouvající sílu

• návrh ohybů

- profil ohybů

$$\phi = 14 \quad \text{mm}$$

- únosnost ohybů

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,b} &= n \quad A_{sw,1} \quad z \quad f_{ywd} \quad (\cot \phi + \cot \alpha) \sin \alpha = \\
 &= 4 \quad 154 \quad 0,26 \quad 365 \quad (2,5 + \cot 45) \sin 45 = \\
 &= 143,3 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Pozn. maximální podélná vzdálenost je rovna účinné výšce d. Příčná vzdálenost je stejná jako pro třmínky a je rovna 1,5 d.

- celková únosnost

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= V_{Rd,s} + V_{Rd,b} \\
 &= 125,97 + 143 = 269,23 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 269 \quad \text{kN} > V_{Ed} = 214 \quad \text{kN}$$

Průřez vyhoví.

• posouzení průřezu ve vzdálenosti 2d od podpory

$$V_{Ed} = 175,3 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$V_{Rd} = 183,3 \quad \text{kN} > V_{Ed} = 175,3 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu se sponami

$$V_{Rd} = 125,97 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 175,3 \quad \text{kN}$$

Nutno navrhnout ohyby.

• návrh ohybů

- nutná plocha výztuže na ohyby

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,b,nutné} &= V_{Ed} - V_{Rd} = 175,3 - 126,0 = \\
 &= 49,37 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sw,nu} &= \frac{V_{Rd,b,nutné}}{z \quad f_{ywd} \quad (\cot \phi + \cot \alpha) \sin \alpha} = \\
 &= \frac{49,37}{0,286 \quad 365,2 \quad (2,5 + \cot 45^\circ) \sin 45} = 0,000175 \quad \text{m}^2
 \end{aligned}$$

- výztuže

$$2 \quad \phi \quad 12 \quad A_{sw} = 0,000226 \quad \text{m}^2$$

$$A_{sw} = 0,000226 \quad \text{m}^2 > A_{sw,nut} = 0,000175 \quad \text{m}^2$$

Výztuž vyhovuje.

• posouzení průřezu ve vzdálenosti 3d od podpory

$$V_{Ed} = 136,9 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$V_{Rd} = 183,3 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 136,9 \quad \text{kN}$$

Smyková výztuž již není potřeba ve vzdálenosti 3d.

8.4 Zatížitelnost ve smyku - maximální posouvající síla

$$\text{návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu} \quad U_{\text{lim}} = V_{r,d} = 269,23 \quad \text{kNm}$$

$$\text{svislé proměnné zatížení dopravou} \quad U_{\text{gr}} = 235,26 \quad \text{kNm}$$

$$\text{účinky ostatních zatížení} \quad U_{\text{rsg}} = 17,05 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{zatížitelnost} \quad Z_{\text{LM71}} &= \frac{U_{\text{lim}} - U_{\text{rsg}}}{U_{\text{gr}}} = \\ &= \frac{269,23 - 17,05}{235,26} = \\ &= \mathbf{1,07} \end{aligned}$$

9. Mezní stav použitelnosti

9.1 Parametry pro dotvarování

- maximální moment $M_{Ek,max} = 152,27 \text{ kNm}$

Pozn. Uvažována horní deska ŽB rámu. Max moment a výztuž v ní.

- rozpětí mostu (propustku) $L = 4,05 \text{ m}$

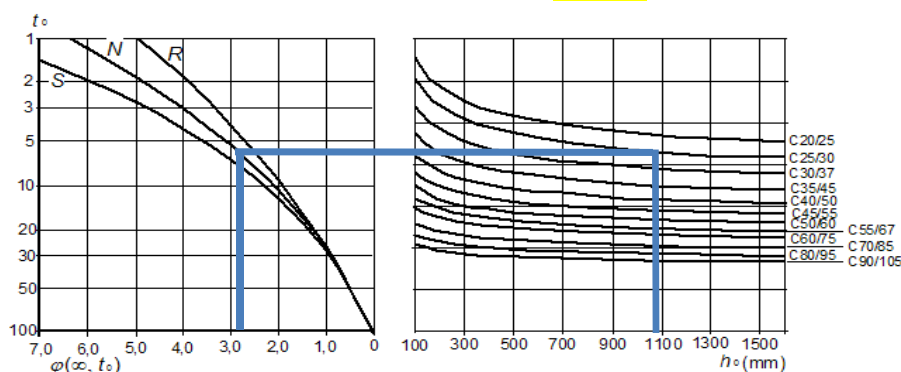
• vlastnosti betonu

- doba odbědnění $t = 20 \text{ dní}$
 - třída cementu N
 - pevnost betonu v tlaku charakterist. $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 - střední hodnota pevnost v tlaku $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
 - střední hodnota pevnosti v tahu $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

- náhradní rozměr průřezu $h_0 = 1000 \text{ mm}$

- prostředí vnější

- součinitel dotvarování $\varphi = 2,8$



- efektivní modul přetvárnosti betonu

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{\varphi + 1} = \frac{31,00}{2,8 + 1} = 8,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{8,158} = 25$$

- pracovní součinitel

9.2 Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin

• geometrie průřezu

- výška desky $h = 500 \text{ mm}$
 - šířka pro výpočet $b = 1000 \text{ mm}$
 - plocha výztuže $A_s = 2815 \text{ mm}^2$
 - výška d $d = 242 \text{ mm}$

- poloha těžiště

$$x_i' = \frac{b \cdot h^2 \cdot 0,5 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \alpha_e \cdot A_s} = \frac{1000 \cdot 500^2 \cdot 0,5 + 25 \cdot 2815 \cdot 242}{1000 \cdot 500 + 25 \cdot 2815} = 249,03 \text{ mm}$$

- moment setrvačnosti

$$I_i' = \frac{1}{12} b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot (x_i' - h/2)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i')^2$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 500^3 + 1000 \cdot 500 \cdot (249,03 - 250)^2 + 25 \cdot 2815 \cdot (242 - 249,03)^2 = 10420547635,3 \text{ mm}^4$$

• kritický moment při vzniku trhlin

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa} \\ M_{cr}' &= \frac{\sigma_{ct} * I_i'}{(h - x_i)} = \\ &= \frac{2,6 * 10420547635}{500 - 249} = \\ &= \mathbf{107,95 \text{ kNm}}\end{aligned}$$

$$M_{cr}' = 107,95 \text{ kNm} < M_{Ek,max} = 152,27 \text{ kNm}$$

Dochází ke vzniku trhlin v betonu.

9.3 Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou

- poloha těžiště

$$\begin{aligned}x_{ir}' &= \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e} \frac{b}{A_s} d} \right) = \\ &= \frac{24,516}{1000} \frac{2815}{25} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{25} \frac{1000}{2815} 242} \right) = \\ &= \mathbf{126,34 \text{ mm}}\end{aligned}$$

- moment setrvačnosti

$$\begin{aligned}I_{ir}' &= \frac{1}{3} b x_{ir}'^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir}')^2 = \\ &= 0,33 * 1000 * 126,34^3 + 24,5 * 2815 * (242 - 126,3)^2 = \\ &= \mathbf{1,60E+09 \text{ mm}^4}\end{aligned}$$

- poddajnost a) bez trhliny

$$\begin{aligned}C_i' &= \frac{1}{E_{c,eff} * I_i'} = \\ &= \frac{1}{8,1579 * 10420547635} = 1,18E-05 \text{ 1/Nm}^2\end{aligned}$$

b) s trhlinou

$$\begin{aligned}C_{ii}' &= \frac{1}{E_{c,eff} * I_{ir}'} = \\ &= \frac{1}{8,1579 * 1,60E+09} = 2,56E-05 \text{ 1/Nm}^2\end{aligned}$$

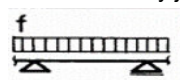
• křivost

- míra spolupůsobení betonu s trhlínami

$$\begin{aligned}\beta &= 0,5 \quad \text{- Pozn. dlouhodobé zatížení} \\ \zeta' &= 1 - \beta \left(M_{cr}/M_{ek,max} \right)^2 = \\ &= 1 - 0,5 \left(\frac{107,95}{152,27} \right)^2 = \\ &= 0,7487 \\ 1/r_m' &= M_{ek,max} * \left\{ (1 - \zeta') * C_i' + \right. \\ &\quad \left. \zeta' * C_{ii}' \right\} = \\ &= 152,27 * \left\{ (1 - 0,749) * 1,18E-05 + \right. \\ &\quad \left. 0,7487 * 2,56E-05 \right\} = \\ &= 3,37E-03 \text{ 1/m}\end{aligned}$$

9.4 MSP - Průhyb

• konstrukce je uvažována staticky jako prostý nosník s převislými konci



$$\begin{aligned}k &= \frac{5}{48} (1 - 0,1\beta) \\ \beta &= |M_A + M_B| / M_F\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta' &= \frac{M_A + M_B}{M_F} = \frac{44 + 44}{152} = \\ &= 0,5768 \\ K &= \frac{5}{48} (1 - 0,1 * \beta') = \\ &= \frac{5}{48} (1 - 0,1 * 0,577) = 0,1 \\ f_s' &= K \frac{L^2}{5,418} \frac{1}{r_m'} = \\ &= 0,0982 \frac{4,05^2}{5,418} \frac{1}{3,37E-03} = \\ &= \delta\end{aligned}$$

• průhyb je uvažován bez nadvýšení

$$\begin{aligned}\delta_{lim} &= \frac{L}{500} = \frac{4,05}{500} = 8,1 \text{ mm} \\ \delta &= 5,418 \text{ mm} < \delta_{lim} = 8,1 \text{ mm}\end{aligned}$$

Průhyb vyhovuje.

9.5 Mezní stav omezení napětí

• tlakové napětí

- dlouhodobé působení (kvazi-stálá kombinace)

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{ek,max}}{I_{ir'}} x_{ir'} = \frac{97}{2E+9} 126 = 7,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = 7,66 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

Napětí v betonu je v přípustných mezích.

- lineární dotvarování

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{ek,max}}{I_{ir'}} x_{ir'} = \frac{96,77}{2E+9} 126 = 7,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = 7,66 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

Lze uvažovat lineární dotvarování.

9.6 Mezní stav omezení tahových napětí

$$z = d - \frac{x_{ir'}}{3} = 242,00 - \frac{126,3}{3} = 199,89 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ek,max}}{z \cdot A_s} = \frac{152,27}{199,89 \cdot 2815} = 270,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 270,64 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 336 \text{ MPa}$$

Omezení tahového napětí je splněno.

9.7 Mezní stav omezení šířky trhliny

• součinitele pro dotvarování

- souč. pro dobu trvání zatížení

$$k_t = 0,6 \quad \text{Pozn. dlouhodobé}$$

- souč. zohled. vlastností soudž. výztuže

$$k_1 = 0,8 \quad \text{Pozn. velká soudržnost}$$

- souč. zohled. rozd.í poměr. přetvoření

$$k_2 = 0,5 \quad \text{Pozn. prostý ohyb}$$

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

- efektivní pevnost betonu

$$f_{ctm,eff} = 2,6 \text{ MPa}$$

- plocha betonu obklopující taženou výztuž

$$h_{e,eff} = \min \left(\frac{2,5 \cdot (h - x_{ir'})}{h}, \frac{2,5 \cdot (500 - 126)}{500} \right) = \min \left(\frac{2,5 \cdot (500 - 126)}{500}, \frac{645,00}{124,55} \right) = 124,55 \text{ mm}$$

$$A_{e,eff} = h_{e,eff} \cdot b = 124,55 \cdot 1000 = 124552 \text{ mm}^2$$

- efektivní stupeň vyztužení

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{e,eff}} = \frac{2815}{124552,04} = 0,0225999$$

- maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}} = \frac{3,4 \cdot 50 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,43 \cdot 16}{0,023} = 124,55 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,1701 \text{ mm} \\
 \text{- charakteristická šířka trhliny} \\
 \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{e,eff})}{E_s} = 0,82 \text{ -} \\
 &= 0,6 \cdot \sigma_s / E_s = \\
 &= 0,6 \cdot 336 / 200 = 0,001008 \text{ -} \\
 \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= 0,8168 \\
 w_k &= s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \\
 &= 0,1701 \cdot 0,817 = 0 \text{ mm} \\
 w_{max} &= 0,2 \text{ mm} > w_k = 0,139 \text{ mm} \\
 &\quad \text{Velikost šířky trhliny je splněna.}
 \end{aligned}$$

10. Dynamika

10.1 Modální analýza

- hmoty pro modální analýzu

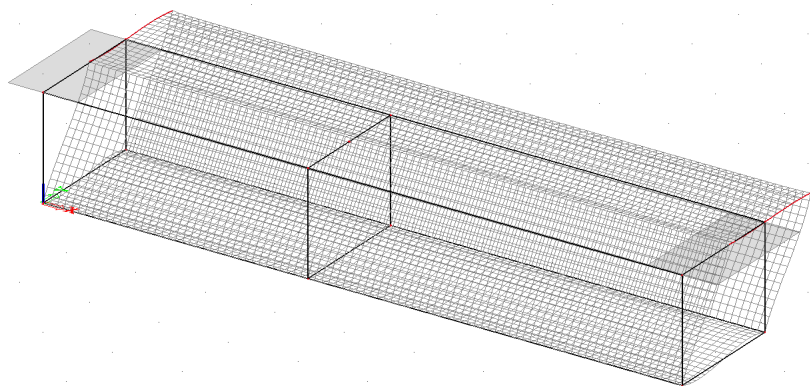
- konstrukce je zatížena vlastní tíhou a ostatními stálými zatíženími v charakteristických hodnotách.
Zatížení kolejovým ložem je uvažováno v nominálních hodnotách

- výsledky modální analýzy

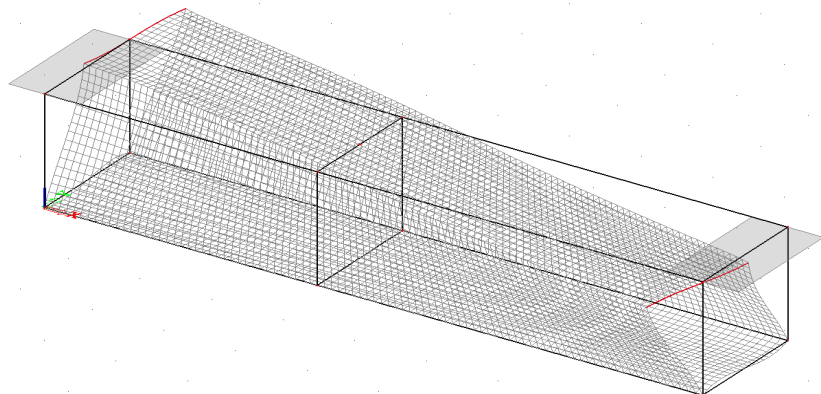
- modální analýza byla provedena pro kombinaci hmot odpovídající stálému zatížení konstrukce včetně nominálních hodnot tíhy kolejového lože.

	f [Hz]	
1. vlastní tvar	7,7	1. ohybový - vybočení stojek z roviny
2. vlastní tvar	50,1	1. krouticí - stojky
3. vlastní tvar	84,9	2. ohybový - stojky
4. vlastní tvar	125,1	1. ohybový - deska

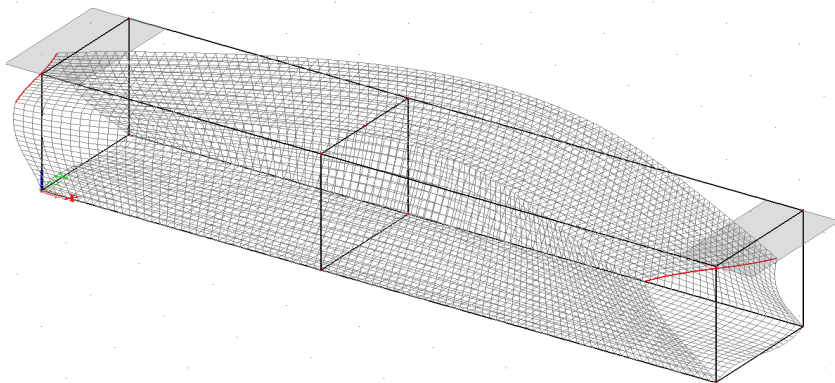
1. vlastní tvar



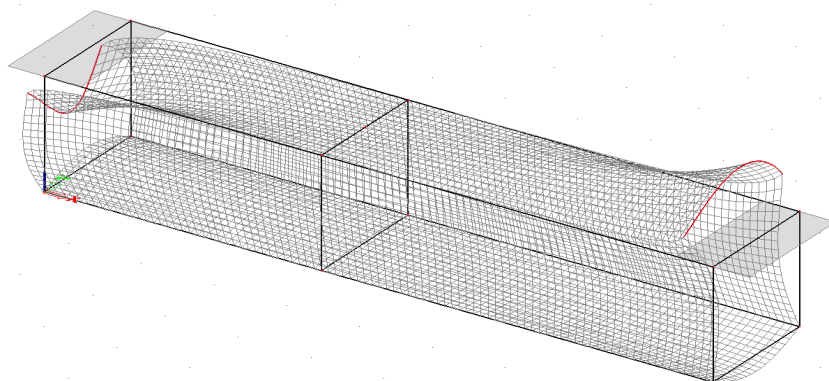
2. vlastní tvar



3. vlastní tvar



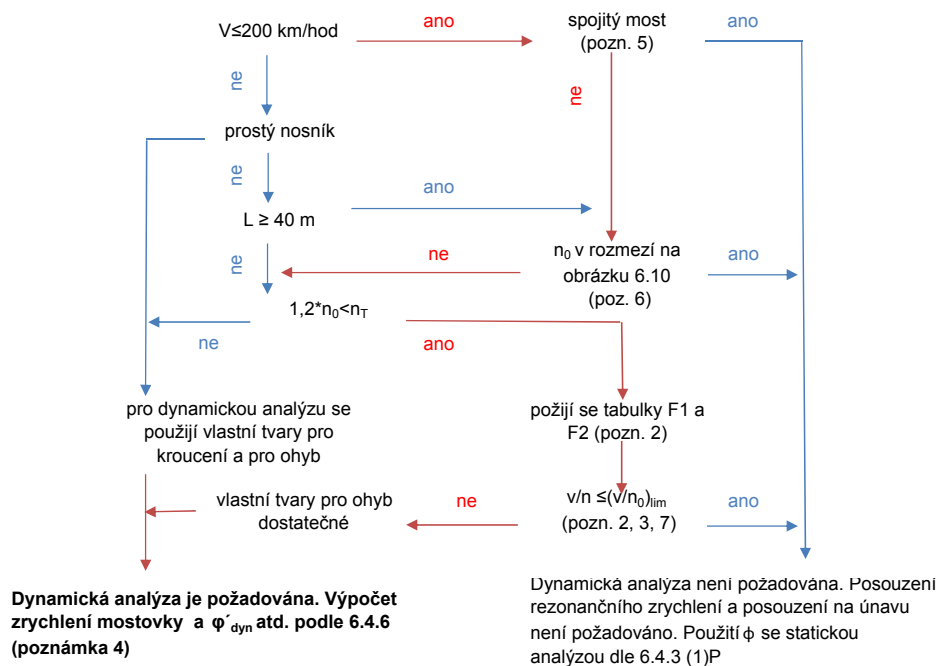
4. vlastní tvar



10.2 Dynamická analýza

• posouzení nutnosti dynamické analýzy

- tartová rychlost $v = 100$ km/hod $< v_{\max} = 200$ km/hod
- posouzení vlastních frekvencí $1,2 \cdot n_0 < n_T$
 $9,264 < 50,06$
- diagram pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza ČSN EN 1991-2



- dynamický součinitel

- dynamický součinitel je určen v kapitole 6. 2 Zatížení kolejovou dopravou

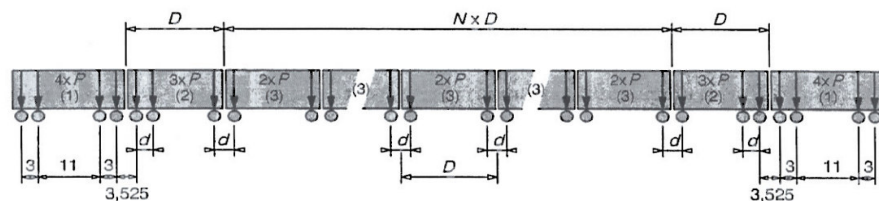
$$\phi_3 = 1,85$$

- dynamická analýza

Pozn. v dynamické analýze je po dohodě s investorem pro simulaci přejezdu vlaku využit model HSLM-A2, který byl vyhodnocen jako nejkritičtější stav.

- zatíženo vlakem
 - počet mezilehlých vagonů
 - délka vagonů
 - vzdálenost náprav v podvozku
 - osamělá síla

	HSLM-A	A2
N	= 17	ks
D	= 19	m
d	= 3,5	m
P	= 200	kN

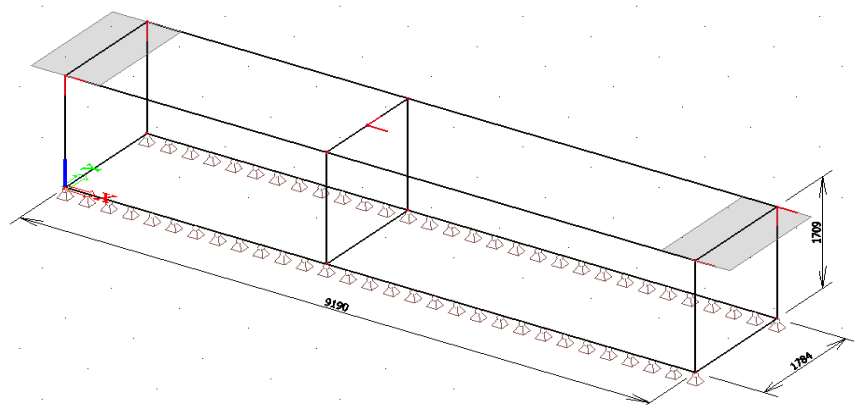


Zatěžovací schéma viz ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, obr. 6.12.

10.3 Vnitřní síly z dynamické analýzy

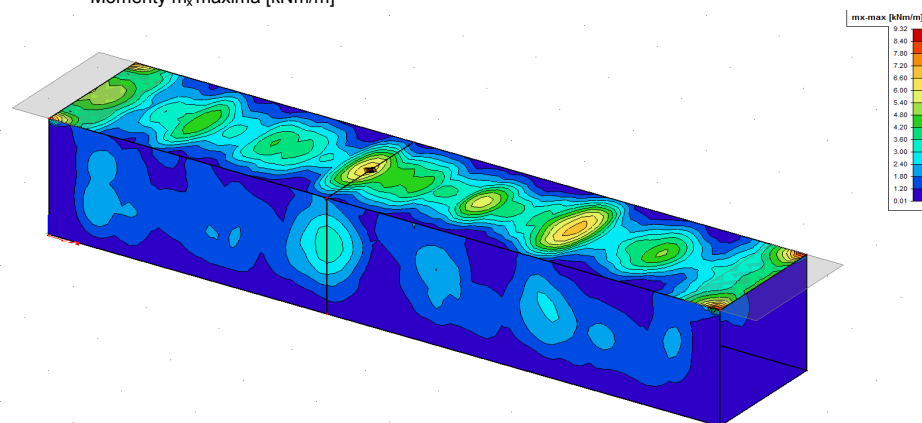
- model ve 3D pro dynamickou analýzu

- statické schéma s rozměry konstrukce

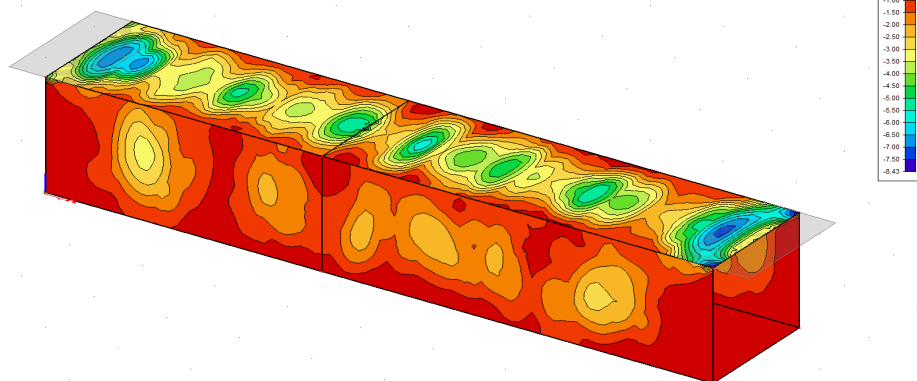


- moment m_x

- Momenty m_x maxima [kNm/m]

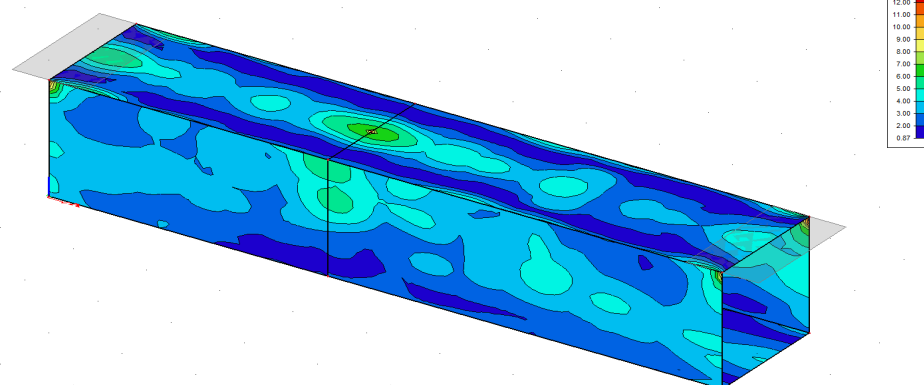


- Momenty m_x minima [kNm/m]

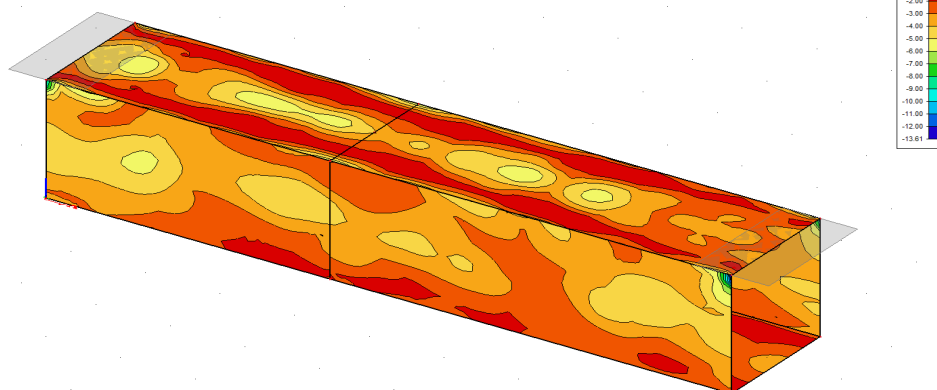


• moment m_y

- Momenty m_y maxima [kNm/m]

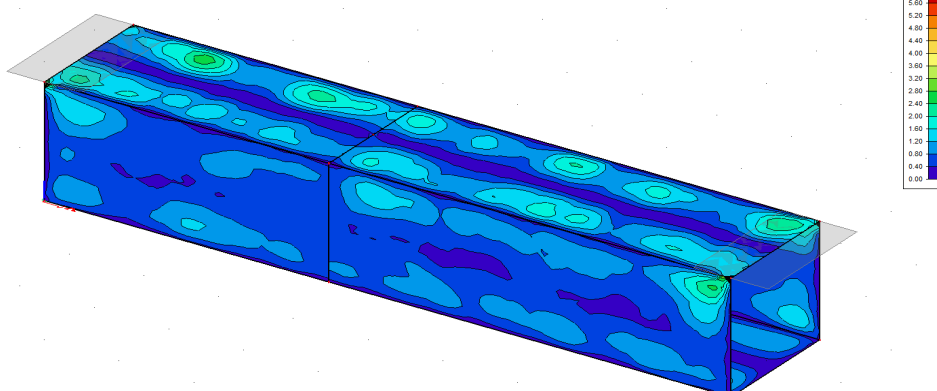


- Momenty m_y minima [kNm/m]

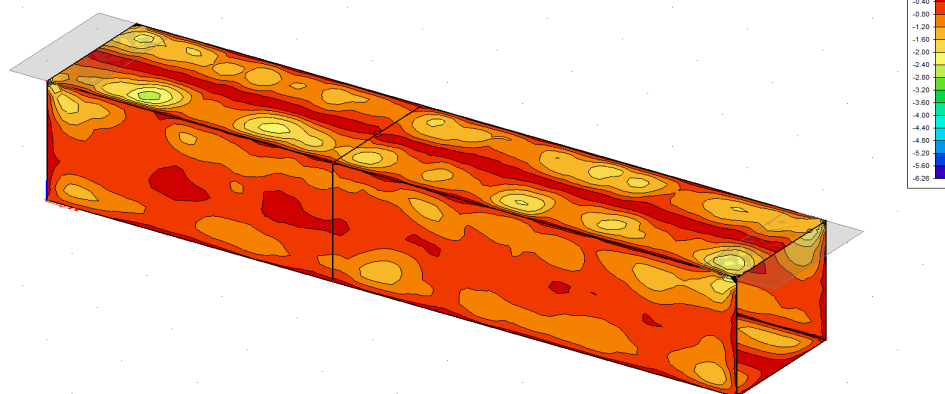


• moment m_{xy}

- Momenty m_{xy} maxima [kNm/m]

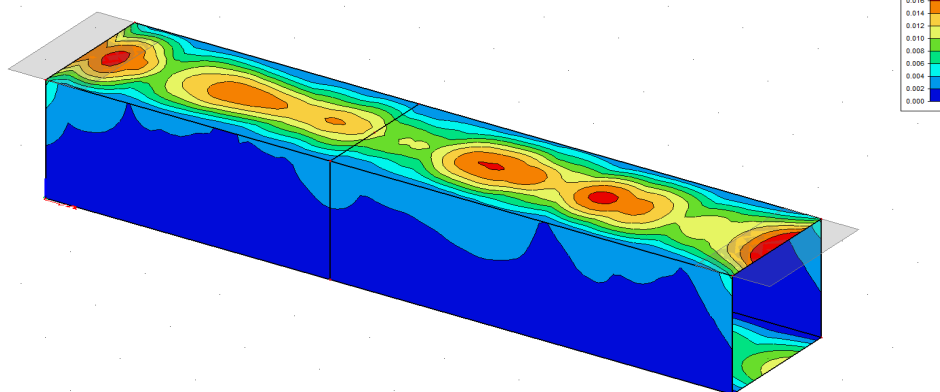


- Momenty m_{xy} minima [kNm/m]

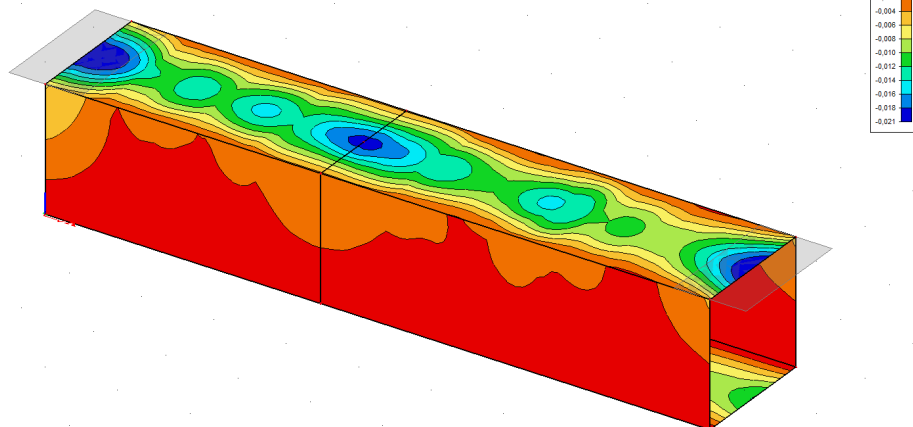


• přemístění uzlů

- Přemístění uzlů u_z minima [mm]



- Přemístění uzlů u_z maxima [mm]



		Horní příčle		Stojka	Dolní příčle	
		1	2	3	4	5
m_x	min	-3,90	-1,03	-2,74	-0,40	-1,40
	max	12,66	1,09	1,16	0,33	1,37
m_y	min	-5,56	-8,96	-3,21	-2,83	-1,87
	max	17,80	4,71	2,82	2,17	3,00
m_{xy}	min	-0,15	-0,14	-0,36	-0,14	0,00
	max	0,15	0,15	0,35	0,17	0,00
u_z	min	-0,021	-0,003	-0,001	0,000	-0,008
	max	0,015	0,002	0,001	0,000	0,008

10.4 Porovnání výsledků ze statické a dynamické analýzy od zatížení dopravou

- porovnání výsledků statické a dynamické analýzy na zatížení dopravou, pokud by z dynamické analýzy vyšly nepříznivější hodnoty než ze statické, bylo by nutno navrhnout ŽB rám na tyto hodnoty.

	Horní příče			Stojka	Dolní příče	
	1	2	2	3	4	5
	M_y [kNm]	M_y [kNm]	u_z [mm]	M_y [kNm]	M_y [kNm]	M_y [kNm]
statická analýza 2D model	116,18	49,92	5,42	6,02	40,85	-118,15
dynamická analýza 3D model	17,95	-9,10	0,02	3,17	2,34	-1,87
rozhodující stav	statika	statika	statika	statika	statika	statika

- výsledky dynamické analýzy nejsou větší než výsledky statického výpočtu, konstrukci lze nadimenzovat na výsledky statického výpočtu

11. Dynamická analýza

11.1 Modální analýza

- statický model konstrukce v programu Scia

- vizualizace konstrukce v programu Scia

- hmoty pro modální analýzu
 - konstrukce je zatížena vlastní tíhou a ostatními stálými zatíženími v charakteristických hodnotách. Zatížení kolejovým ložem je uvažováno v nominálních hodnotách.
- výsledky modální analýzy
 - modální analýza byla provedena pro kombinaci hmot odpovídající stálému zatížení konstrukce včetně nominálních hodnot tíhy kolejového lože.

číslo vlastního tvaru	frekvence	Typ vlastní frekvence
1. vlastní tvar	9,56	1. ohybový - rovina xz
2. vlastní tvar	17,32	1. ohybový - rovina xy
3. vlastní tvar	20,53	2. ohybový - rovina xz
4. vlastní tvar	25,59	2. ohybový - rovina xy

- 1. vlastní tvar

2. vlastní tvar

3. vlastní tvar

4. vlastní tvar

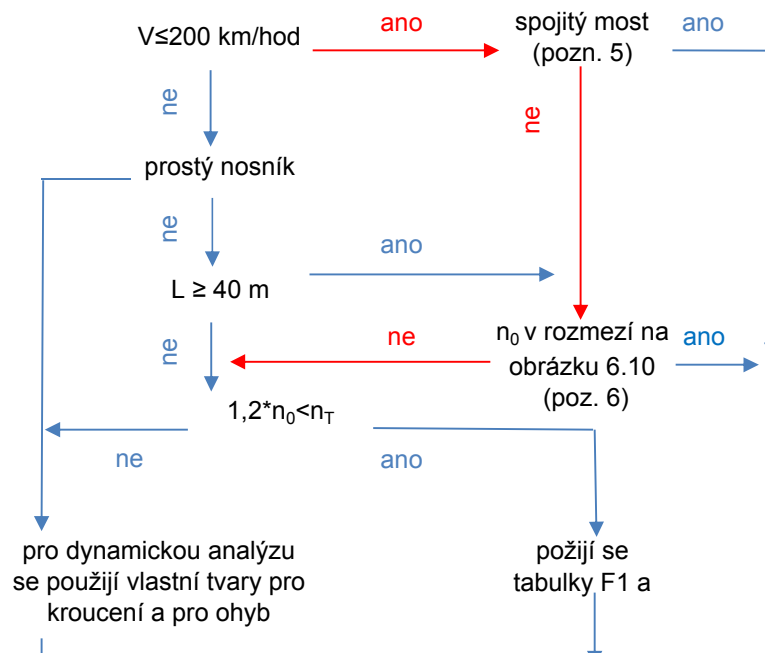
11.2 Dynamická analýza

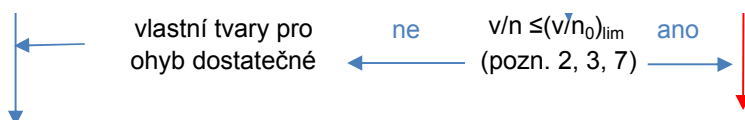
- posouzení nutnosti dynamické analýzy

- tartřová rychlost $v = 100 \text{ km/hod} < v_{\max} = 200 \text{ km/hod}$

- posouzení vlastních frekvencí
$$\begin{array}{ccc} 1,2 \cdot n_0 & < & n_T \\ 0 & < & 0 \end{array}$$

- diagram pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza ČSN EN 1991-2

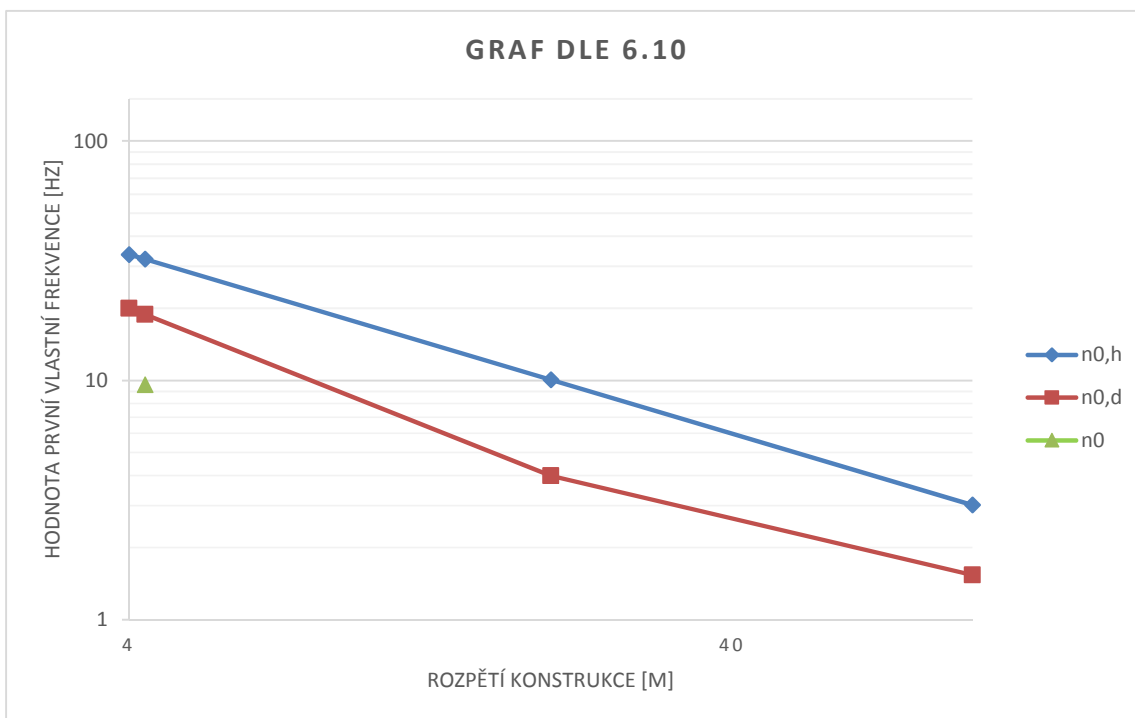




Dynamická analýza je požadována. Výpočet zrychlení mostovky a ϕ'_{dyn} atd. podle 6.4.6 (poznámka 4)

Dynamická analýza není požadována. Posouzení rezonančního zrychlení a posouzení na únavu není požadováno. Použití ϕ se statickou analýzou dle 6.4.3 (1)P Eurokódu 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

- posouzení vlastní frekvence mostní konstrukce ve smyslu obrázku 6.10



- rozpětí konstrukce $L = 4,3 \text{ m}$

- horní mez $n_{0,h} = 94,76 * L^{-0,748}$
 $n_{0,h} = 32$

- dolní mez $n_{0,d,1} = 80/L$
 $n_{0,d,2} = 23,58 * L^{-0,592}$
 $n_{0,d} = 19$

- rozpětí je v rozmezí je 4 - 20 m

- rozpětí je v rozmezí je 20 - 100 m

19 ≤ 9,56 ≤ 32

Je nutné provést dynamickou analýzu.

9. Tabulka zatížitelnosti

A. Identifikace mostu SO 14-05 Podchod pro pěší v km 62,780 (Chomutov-město)

TÚ (číslo, název) :

0602 žst. Most - žst. Chomutov - záp. zhlaví

DÚ:

06 Kyjice - ústřední stavědlo - Dolní Rybník

km

62,777 867

B. Identifikace části mostu

část mostu:

Nosná konstrukce

poř. číslo (ve směru staničení):

1

pod kolejí č.

C. Doplnující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti:

-

Výpočetní model:

-

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

na uprostřed na konci

poloměr oblouku

740

[m]

převýšení koleje

60

[mm]

excentricita vůči ose mostu

2,060

[mm]

Popis závad uvažovaných v přepočtu:

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC:

- zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

Poř. č.	Prvek (vč. umístění)	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	δ	L_ϕ	$V_{Q,1,L}$ M71	$V_{Q,1,L}$ M71,E	viz. str.	Z_{UIC}	$Z_{UIC,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	ŽB rám	střed horní desky	σ	-	M	2,80	1,00	-			-	1,09	-	-
2	ŽB rám	kraj horní desky	τ	-	Q	2,80	1,00					1,07		
3	ŽB rám	Základ. spára	σ	-	M	2,80	1,00	-			-	12,94		

Dne: 20.11.2017

Zatížitelnost určil: Ing. Barbora Mužíková

Dne:

Do databáze zadal: