








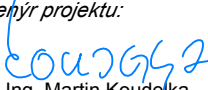
Souřadnicový systém: S-JTSK

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 Koudełka
---	---	---	---

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 01 Železniční most v km 57,255	Číslo zakázky: ZAK-2016-20	
	Stupeň:	PD
	Datum:	11/2017
	Měřítko:	-
	Formát:	38 x A4

STATICKÝ VÝPOČET	Verze:	Část:	Č. přílohy:
	01	E.1.4.1	09

SO 14-01 železniční most v km 57,255
trať č. 130 - Ústí nad Labem - Kláštec nad Ohří
Statický přepoččet nosné konstrukce
na traťovou třídu zatížení D4 a návrhovou TR

1. Vstupní údaje

1.1 Identifikační údaje mostu

1.1.1	Stavba:	Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov
1.1.2	Objekt:	Železniční most v km 57,255
1.1.3	Obec:	město Jirkov
1.1.4	Kraj:	Ústecký
1.1.5	Katastrální území:	Jirkov [660761]
1.1.6	Druh stavby:	Přepoččet 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
1.1.10	Zpracovatel projektové dokumentace	PROJEKT servis s.r.o. U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín
1.1.11	Zpracovatel projek. dok. SO 14-01:	PROJEKT servis s.r.o. U Elektry 830/2b, 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
1.1.16	Staničení - evidenční:	km 57,255
1.1.17	Staničení - přesné:	57.250000
1.1.18	Stupeň projektové dok.:	Záměr projektu a přípravná dokumentace stavby

1.2 Základní údaje o mostě

1.2.1 Charakteristika mostu:

Uspořádání:	mostní estakáda o 13 polích
Statické uspořádání:	prostý nosník
Nosná konstrukce:	prefabrikovaný železobetonový komorový nosník
Spodní stavba:	založeno na pilotách

1.2.2	Přemostřovaná překážka:	vodní nádrž Újezd
1.2.3	Úhel křížení:	90°
1.2.4	Traťová rychlost:	140 km/hod
1.2.5	Světlost polí:	27.50 m
1.2.6	Rozpětí mostu:	390.00 m
1.2.7	Délka mostu:	418.00 m
1.2.8	Šířka mostu:	12.30 m
1.2.9	min volná výška mostu:	16.50 m

2. Komentář ke statickému výpočtu

2.1 Rozsah a účel výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 14-01. Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 14-01. 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.

Objekt propustku pochází z roku 1983, jedná se o železobetonovou předem předpjatou komorovou konstrukci PSKT-30 s monolitickou dobetonávkou horní desky. Konstrukci tvoří dva mosty, každý pro jednu kolej. Celkem je mostní objekt rozdělen na 13 polí o délkách 30,00 m, které jsou uloženy na hrncových ložiscích na pilířích spodní stavby. Most má společné založení a základový blok. Jako dva samostatné mosty jsou vybetonovány vlastní pilíře. Počet nosníků mosty je 52 kusů na 208 kusech ložisek. Jednotlivá pole nosné konstrukce jsou řešeny jako prosté nosníky.

Most byl navržen na zatěžovací vlak třídy „A“ dle ČSN 73 6203 a na mimořádné zatížení jeřábem GEPK – 130. Na mostě byla provedena mimořádná zatěžovací zkouška v roce 1984, při které mostní objekt vyhověl

Nosná konstrukce – Nosnou konstrukci tvoří prefabrikované železobetonové dílce PSKT-30, na stavbě byla dobetonovaná horní železobetonová deska.

Spodní stavba – Každý most je položen na vlastních pilířích, které mají společný základový blok. Na přechodu mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou jsou osazena hrncová ložiska.

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 649 Železobetonové trubní propustky	2012
1.1.3	SŽDC S3 Železniční svršek	2014
1.1.4	SŽDC S3/2 Bezstyková kolej	2013
1.1.5	ČSN EN Projektování mostních objektů	2008
1.1.6	ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí	2004
1.1.7	ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí - Zatížení konstrukcí	2004
1.1.8	ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Zatížení mostů dopravou	2005
1.1.9	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.10	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty	2007
1.1.11	ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.12	ČSN EN 206 Beton - Specifikace, výroba shoda	2014

3. Materiálové charakteristiky

Všechny hodnoty jsou převzaty z původní dokumentace statického výpočtu z roku 1978. V původním statickém výpočtu jsou používány jednotky kilopond na čtverečný milimetr (kp/mm^2), v přepočtu je pro tlak užíváno jednotek Pascal. Vztah, který je použit pro přepočet je $1 \text{ kp/mm}^2 = 9806650 \text{ Pa}$.

3.1 Betonářská výztuž

• výztuž

B 500 B

- mez kluzu charakteristická	f_{yk}	=	500	MPa
- součinitel materiálu	γ_s	=	1.15	
- mez kluzu návrhová	f_{yd}	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15}$	= 434.8 MPa
- modul pružnosti	E_s	=	200 000	MPa
- součinitel tepelné roztažnosti	α_s	=	0.000012	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
- objemová tíha	ρ_s	=	78.5	kN/m^3

3.3 Beton

• beton

zn. 500

$$f_{ck} = 500 \text{ kp/cm}^2$$

- pevnost v tlaku - charakteristická	f_{ck}	=	49.033	MPa
- součinitel materiálu	γ_c	=	1.5	
- redukční součinitel - tlak	α_{cc}	=	0.85	
- pevnost v tlaku - návrhová	f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \frac{49.033}{1.5}$	
	f_{cd}	=	27.78537	MPa
- pevnost v tahu - střední hodnota	f_{ctm}	=	4.02	MPa
- pevnost v tahu - spodní kvantil	$f_{ctk,0,05}$	=	2.81	MPa
- redukční součinitel - tah	α_{ct}	=	1.00	
- pevnost v tahu - návrhová	f_{td}	=	$\alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1.00 \frac{2.81}{1.5}$	
	f_{td}	=	1.876	MPa
- výpočet pro pevnost v tlaku v čase $t = 7$ dní	t	=	7.0	den
- součinitel druhu cementu	s	=	0.38	- pomalutvrdnoucí cement - horší variant
- fce vývoje pevnosti betonu	$\beta_{cc}(t)$	=	$e^{s(1-\sqrt{\frac{28}{t}})}$	=
		=	0.7	-
	f_{cm}	=	57.0	MPa
	$f_{cm}(7)$	=	$\beta_{cc}(t) * f_{cm} = 0.7 * 57.0$	=
		=	39	MPa
	$f_{ck}(7)$	=	$f_{cm}(7) - 8 \text{ MPa} = 39.0 - 8.0$	=
		=	31.0	MPa
- modul pružnosti betonu	E_s	=	405 000	$\text{kp/cm}^2 = 39716.73 \text{ MPa}$
- modul pružnosti - krátkodobé zat.	$E_{c,s}$	=	37 090	MPa

- pracovní součinitel - krátkodobé zat $n_{c,s} = \frac{E_s}{E_{c,s}} = \frac{39\,717}{37\,090} = 1.07$
- součinitel dotvarování a smrštění $K_{fi} = 2.00$
- modul pružnosti - dlouhodobé zat $E_{c,l} = \frac{E_{c,s}}{1+K_{fi}} = \frac{37\,090}{1+2} = 12\,363 \text{ MPa}$
- pracovní součinitel - dlouhodobé zat $n_{c,l} = \frac{E_s}{E_{c,l}} = \frac{39\,717}{12\,363} = 3.21$
- součinitel příčné deformace - s trhl $u_c = 0.2$
- součinitel příčné deformace - bez tr $u_c = 0.0$
- součinitel tepelné roztažnosti $\alpha_c = 0.000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- objemová tíha $\rho_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

3.2 Předpínací výztuž

• výztuž dvoupramencová lana

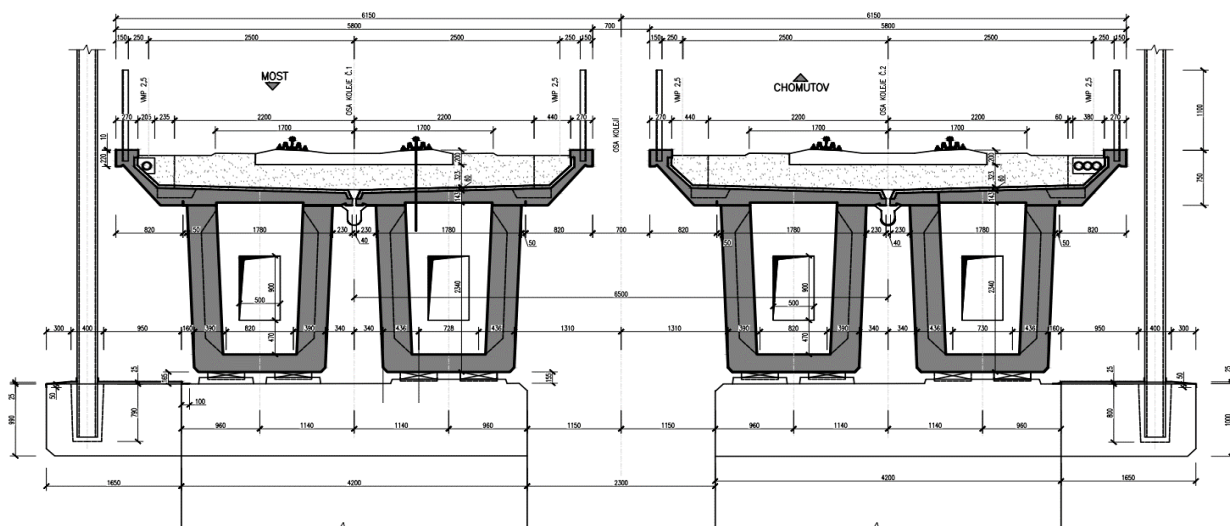
- mez kluzu charakteristická	f_{yk}	=	150	kp/mm ²	=	1470.9	MPa
- součinitel materiálu	γ_s	=	1.15				
- mez kluzu návrhová	f_{yd}	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	=	$\frac{150}{1.15}$	=	130.4 MPa
- modul pružnosti	E_s	=	200 000	MPa			
- součinitel tepelné roztažnosti	α_s	=	0.000012	C ⁻¹			
- objemová tíha	ρ_s	=	78.5	kN/m ³			

4. Geometrie nosné konstrukce

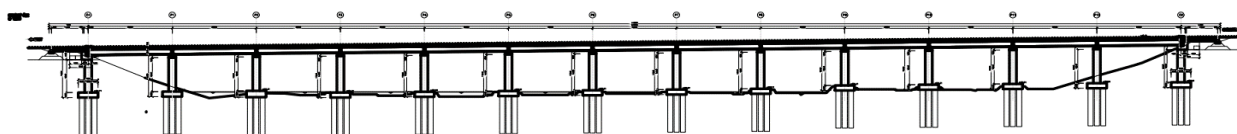
4.1 Geometrie nosné konstrukce

- schéma nosné konstrukce

Příčný řez

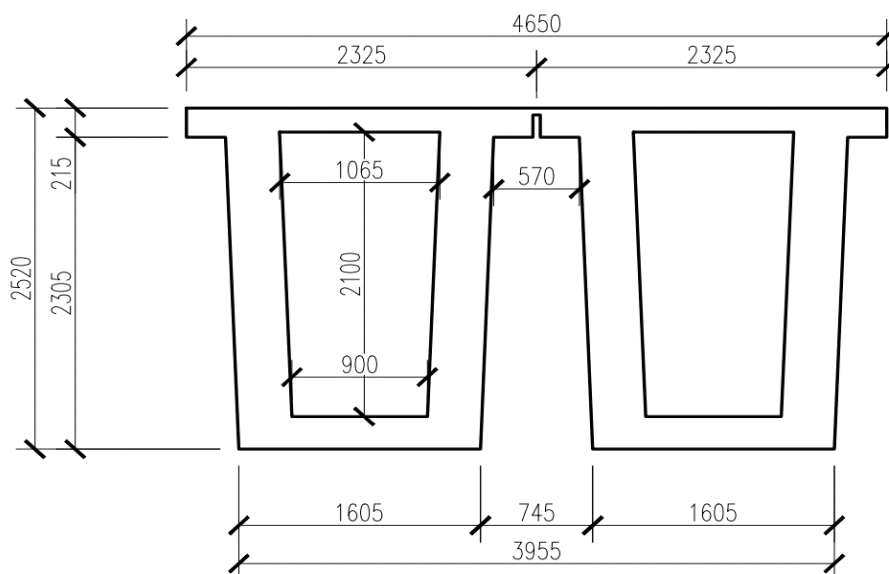


Podélný řez

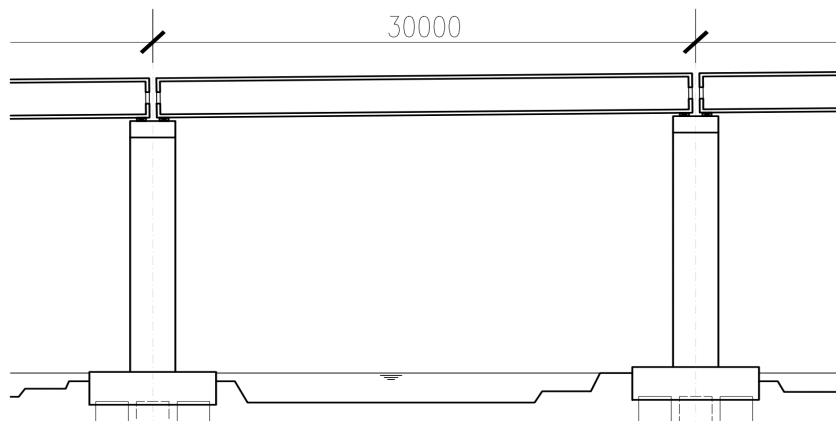


- schéma nosné konstrukce pro výpočet

Příčný řez

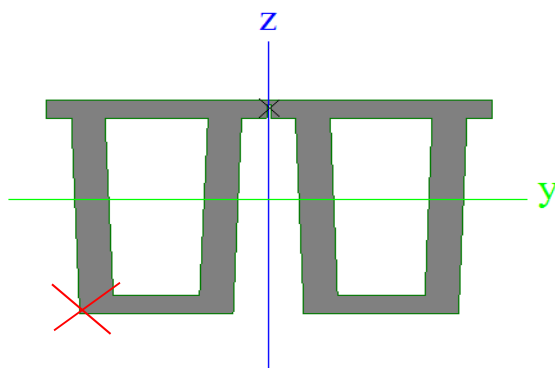


Podélný řez



- rozpětí konstrukce $L = 30\,000$ mm
- délka konstrukce $L_{NK} = 30\,000$ mm
- statické uspořádání **Prostý nosník**
- podélná sklon konstrukce 1.00 %
- počet posuzovaných příčných řezů $n_x = 2$

4.2 Průřezové charakteristiky



- plocha $A = 4.6592$ m²
- obvod vystavený vnějšímu prostředí $u = 18.925$ m
- vzdálenost těžiště od levého spodního rohu komory (červěný bod)
 - $y = 1.977$ m
 - $z = 1.304$ m
- výška průřezu $h = 2.518$ m
- vzdálenost těžiště k dolním vláknům $z_{\text{dolní}} = 1.304$ m
- vzdálenost těžiště k horním vláknům $z_{\text{horní}} = 1.215$ m
- momenty setrvačnosti
 - $I_y = 3.2758$ m⁴
 - $I_z = 8.3962$ m⁴
- výsečový moment setrvačnosti $I_w = 7.7717$ m⁶
- pružný průřezový modul
 - $W_{y,d} = 2.5131$ m³
 - $W_{y,h} = 2.6972$ m³

5. Zatížení nosné konstrukce

5.1. Zatížená stálá

5.1.2. Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce

- generováno softwarem Scia Engineering

5.1.4. Zatížení kolejovým ložem a hydroizolací

- objemová šterkového lože $\rho_{KL} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- plocha šterkového lože $A_{KL} = 2.7 \text{ m}^2$
- zatížení nosné konstrukce $g_{KL,k} = A_{KL,1} \times \rho_{KL,l} = 2.65 \times 25.0$
kolejovým ložem - liniové $g_{KL,k} = 66.25 \text{ kN/m}$

5.1.5. Zatížení kolejovým roštem

- kolej 60 E2 na betonových pražcích pružné bezpodkladnicové upevnění
- betonové pražce s upevňovacími $g_{kra,k} = 5.1 \text{ kN/m-kolej}$
- kolejnicové pásy $g_{krb,k} = 0.6 \text{ kN/m-kolej}$
- celkem $g_{kr,k} = g_{kra,k} + g_{krb,k} = 5.1 + 0.6$
 $g_{kr,k} = 5.7 \text{ kN/m-kolej}$

5.1.6. Zatížení mostním vybavením

- římsa
- objemová tíha mostní římsy - železo $\rho_{c,k} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- plocha mostní římsy (1 římsa) $A_{mva,k} = 0.12 \text{ m}^2$
- plocha mostní římsy (2 římsy) $A_{mva,k} = A_{mva,k} \times 2 = 0.120 \times 2$
 $A_{mva,k} = 0.240 \text{ m}^2$
- zat. vlastní tíhou řím. - charak. $g_{mva,k} = A_{mva,k} \times \rho_{c,k}$
 $g_{mva,k} = 0.240 \times 25.0$
 $g_{mva,k} = 6 \text{ kN/m}$
- zábradlí
- zatížení zábradlí $g_{mva,k} = 0.5 \text{ kN/m}$
- celkové zatížení $g_{mv,k} = g_{mva,k} + g_{mva,k} = 6 + 0.5$
 $g_{mv,k} = 6.5 \text{ kN/m}$

5.1.7. Zatížení cizím zařízením na nosné konstrukci

Pozn.:

Kabelové chráničky a kabely v kolejovém loži mají menší objemovou tíhu než vlastní kolejové lože.

- zatížení kabelovými chráničkami $g_{chr,k} = 0.00 \text{ kN/m}$

5.1.8. Zatížení tlakem zeminy za opěrami

Pozn.:

Nosná konstrukce je uvažována jako prostý nosník. Zatížení při návrhu nosné konstrukce se neprojeví

- zatížení zemním tlakem $g_{ze,k} = 0.00$ kN/m

5.1.9. Zatížení nerovnoměrným sedáním

Pozn.:

Nosná konstrukce je staticky určitá. Nerovnoměrné sedání opěr nevyvolá statické účité účinky na konstrukci.

- Zatížení nerovnoměrným sedáním $g_{se,k} = 0.00$ kN/m

5.1.10. Zatížení účinky smršťování betonu

Pozn.:

Nosná konstrukce je uvažována jako prostý nosník. Primární účinky smršťování betonu na napjatost v ocelobetonovém průřezu lze pro ZBN zanedbat.

- Zatížení účinky smršťování betonu $g_{sm,k} = 0.00$ kN/m

5.1.11. Zatížení tlakem zeminy za opěrami

Pozn.:

Nosná konstrukce je staticky určitá. Nerovnoměrné sedání opěr nevyvolá statické účité účinky na konstrukci.

- zatížení kabelovými chráničkami $g_{se,k} = 0.00$ kN/m

5. Zatížení nosné konstrukce

5.2. Zatížená nahodilé

5.2.1. Svislá zatížení železniční dopravou

- trať č. 130 - Ústí nad Labem - Klášterec nad Ohří

- třída trati dle předpisu 18/1986-PMK

- klasifikační součinitel

$$\alpha = 1$$
$$\alpha = 1.21$$

- největší traťová rychlost

$$v = 120 \text{ km/h}$$

- nosná konstrukce uspořádaná jako prostý nosník

- Dynamický součinitel

Pozn.:

Dynamický výpočet není prováděn. Vlastní frekvence je v mezích dle ČSN EN 1991-2-obr. 6.9, 6.10 - viz příloha A

- standardně udržovaná kolej

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi - 0.2}} + 0.73$$
$$1.0 < \varphi_3 < 2.00$$

- hlavní nosná konstrukce

$$L_\varphi = 30.000 \text{ m (rozpětí)}$$
$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{30.00 - 0.2}} + 0.73$$
$$\varphi_3 = 1.14$$

- deska nosné konstrukce

$$L_\varphi = 3.195 \text{ m (3x rozpětí desky mostovky)}$$
$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{3.195 - 0.2}} + 0.73$$
$$\varphi_3 = 2.00$$

5.2.1.1 .Zatěžovací schéma LM-71 klasifikované součinitelem α

Pozn.:

Odlehčující účinky se neuvažují. Osamělé síly se nahradí rovnoměrným spojitým zatížením.

- součinitel zatížení - nepříznivý účinek

$$Y_{Q,\text{sup}} = 1.45$$

- součinitel zatížení - příznivý účinek

$$Y_{Q,\text{inf}} = 1.00$$

- nápravové síla - charakteristická hodnota

$$Q_{LM,1v,k} = \alpha * 250 = 1.2 * 250$$
$$Q_{LM,1v,k} = 303 \text{ kN}$$

- rovnoměrné zatížení - charak. hodnota

$$q_{LM,2v,k} = \alpha * 80 = 1.2 * 80$$
$$q_{LM,2v,k} = 97 \text{ kN/m}$$

5.2.1.2. Zatěžovací schéma SW/0 klasifikované součinitelem α

Pozn.:

Konstrukce je uspořádaná jako rám - SW/0 se neuplatní

5.2.1.3. Zatěžovací schéma SW/0 klasifikované součinitelem α

Pozn.:

Konstrukce je uspořádaná jako rám - SW/0 se neuplatní

5.2.1.4. Zatěžovací schéma "nezatížený vlak"

Pozn.:

zatěžovací schéma "Nezatížený vlak" se neuplatní.

5.2.2. Zatížení odstředivými silami

Pozn.:

Zatížení odstředivými silami se v daném případě neuplatní.

5.2.4 Zatížení rozjezdovými a brzdními silami

Pozn.:

- působí na temena kolejnic v podélném směru
- vliv spolupůsobení mostního objektu a koleje na mostním objektu lze zanedbat
- vliv sil lze pro návrh nosné konstrukce zanedbat
- síly se uplatní pro posouzení uložení a spodní stavby

- délka nosné konstrukce $L_{NK} = 30.000 \text{ m} < L_{NK} = 40 \text{ m}$
- redukční součinitel $\xi = 0.60$
- součinitel zatížení - nepříznivý účinek $Y_{Q,sup} = 1.45$
- součinitel zatížení - příznivý účinek $Y_{Q,inf} = 1.00$

5.2.4.1 Zatížení rozjezdovými a brzdními silami - LM-71

- rozjezdová síla LM-71 - charakteristická hodnota

$$Q_{la,LM,I,k} = 33 \text{ kN/m} < Q_{la,LM,I,k,lim} = 1\,000 \text{ kN/kolej}$$

- brzdná síla LM-71 - charakteristická hodnota

$$Q_{lb,LM,I,k} = 20 \text{ kN/m} < Q_{lb,LM,I,k,lim} = 6\,000 \text{ kN/kolej}$$

- rozhodující síla

$$Q_{la,b,LM,I,k} = Q_{la,LM,I,k} = 53 \text{ kN/kolej}$$

5.2.4.2. Zatížení rozjezdovými a brzdními silami - SW/0

Pozn.:

se dané dané případě neuplatní

5.2.4.3. Zatížení rozjezdovými a brzdními silami - SW/2

Pozn.:

se dané dané případě neuplatní

5.2.4.4. Zatížení rozjezdovými a brzdními silami - "Nezatížený vlak"

- *Pozn.:*

se dané dané případě neuplatní

5.2.5. Zatížení zemní tlakem na opěry od zatížení železniční dopravou

Pozn.:

- nosná konstrukce uspořádaná jako prostý nosník
- zemní tlak opěrami se neuplatní při posuzování nosné konstrukce
- vliv sil lze pro návrh nosné konstrukce zanedbat
- síly se uplatní pro posouzení uložení a spodní stavby

5.2.6. Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí

- nosná konstrukce uspořádaná jako prostý nosník, zatěžovací stav nemá vliv na chování kce

5.2.7. Zatížení rovnoměrnou teplotou

- generováno softwarem Scia Engineering

5.2.8. Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty

- generováno softwarem Scia Engineering

5.2.9. Zatížení nelineární složkou teploty

Pozn.:

- napětí v průřezu od účinků nelineární teploty lze pro ZBN vždy zanedbat

5.2.10. Zatížení větrem

- součinitel zatížení - nepříznivý účinek $Y_{Q,sup} = 1.50$
- součinitel zatížení - příznivý účinek $Y_{Q,inf} = 1.00$
- základní rychlost větru $v_{b,0} = 25.00$ m/s **II. větrná oblast**
- součinitel směru větru $C_{dim} = 1.00$
- součinitel ročního období $C_{season} = 1.00$
- rychlost větru $v_b = C_{dim} + C_{season} + v_{b,0}$
 $v_b = 1.0 + 1.0 + 25.0$
 $v_b = 25.0$ m/s
- výška nad zemí (volná výška) $z = 19.50$ m
- kategorie terénu **I.** **jezera nebo oblasti se zanedbatelnou vegetací**
- parametry drsnosti trénu $z_0 = 0.01$ m
 $z_{0,II} = 0.05$ m
 $c_0(z) = 1.00$
- součinitel terénu v závislosti na výšce z
 $k_r = 0.19 * (z_0 / z_{0,II})^{0.07}$
 $k_r = 0.19 * (0.01 / 0.05)^{0.07}$
 $k_r = 0.170$
- součinitel drsnosti terénu v závislosti na výšce z
 $c_r(z) = k_r * \ln(z / z_0)$
 $c_r(z) = 0.170 * \ln(19.50 / 0.01)$
 $c_r(z) = 1.227$

- střední rychlost větru

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

$$v_m(z) = 1.227 * 1.00 * 25.0$$

$$v_m(z) = 30.6811 \text{ m/s}$$

- součinitel turbulence

$$k_l = 1.00$$

- směrodatná odchylka turt

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_l$$

$$\sigma_v = 0.170 * 25.00 * 1.0$$

$$\sigma_v = 4.24391 \text{ m/s}$$

- Intenzita turbulencí

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z)$$

$$I_v(z) = 4.24391 / 30.68$$

$$I_v(z) = 0.13832 \text{ m/s}$$

- max. dynamický tlak

$$q_p(z) = \left[1 + 7 * I_v(z) \right] 0.5 * 1.25 * v_m(z)^2$$

$$q_p(z) = \left[1 + 7 * 0.13832 \right] 0.5 * 1.25 * 30.6811^2$$

$$q_p(z) = 1\,157.99 \text{ N/mm}^2$$

• výška referenční plochy

nezatížený most

$$d_{tot,1} = NK + \text{římša}$$

$$d_{tot,1} = 2.30 + 0.77$$

$$d_{tot,1} = 3.070 \text{ m}$$

• výška referenční plochy

zatížený most

$$d_{tot,2} = NK + \text{římša} + \text{Výška pásu vl.}$$

$$d_{tot,2} = 2.30 + 0.770 + 4.90$$

$$d_{tot,2} = 7.970 \text{ m}$$

- Tlak větru působící na povrch konstrukce

- nezatížený most

$$b_{nk} / \frac{c_{pe}}{d_{tot,1}} = \frac{c_{1,x}}{3.070} = \frac{c_{tx,0}}{1.544}$$

$$c_{f,x1} = 2.04$$

$$w_{e,1} = q_p(z) * c_{f,x1}$$

$$w_{e,1} = 1.16 * 1.00$$

$$w_{e,1} = 1.160 \text{ kN/mm}^2$$

- zatížený most

$$b_{nk} / \frac{d_{tot,2}}{c_{f,x2}} = \frac{4.740}{7.970} = 0.595$$

$$c_{f,x2} = 2.32$$

$$w_{e,2} = q_p(z) * c_{f,x2}$$

$$w_{e,2} = 1.16 * 2.32$$

$$w_{e,2} = 2.688 \text{ kN/mm}^2$$

- *nezatížený most - výslednice*

$$Q_{w,1} = d_{tot,1} * w_{e,1}$$

$$Q_{w,1} = 3.070 * 1.160$$

$$Q_{w,1} = 3.561 \text{ kN/m}$$

• rameno ke střednici desky

$$r_1 = 0.11 \text{ m}$$

- momentová složka

$$M_{w,1} = Q_{w,1} * r_1$$

(charakteristická hodnota)

$$M_{w,1} = 3.561 \cdot 0.110$$

$$\mathbf{M}_{w,1} = \mathbf{0.392 \text{ kNm/m}}$$

- zatížený most - výslednice

$$Q_{w,2} = d_{\text{tot},2} \cdot w_{e,2}$$

$$Q_{w,2} = 7.970 \cdot 2.688$$

$$\mathbf{Q}_{w,2} = \mathbf{21.426 \text{ kN/m}}$$

• rameno ke střednici desky

- momentová složka

(charakteristická hodnota)

$$r_2 = 4.22 \text{ m}$$

$$M_{w,2} = Q_{w,2} \cdot r_2$$

$$M_{w,2} = 21.43 \cdot 4.2$$

$$\mathbf{M}_{w,2} = \mathbf{90.31 \text{ kNm/m}}$$

5.2.11. Zatížení aerodynamickými účinky projíždějícího vlaku

Pozn.:

- Na mostě se nenachází protihluová stěna. Zatížení se zanedbá.

5.2.12. Zatížení služebných chodníků

Pozn.:

- Na mostě se nenachází protihluová stěna. Zatížení se zanedbá.
- uvažuje se prostor mezi 2,2m od osy až po okraj římsy
- Uvažuje se pouze umístění na jedné straně mostu

- součinitel zatížení - nepříznivý účinek	$Y_{Q,sup}$	=	1.50	
- součinitel zatížení - příznivý účinek	$Y_{Q,inf}$	=	1.00	
• vnitřní okraj služebního chodníku	$e_{fp,min}$	=	2.200	m
• vnější okraj služebního chodníku	$e_{fp,max}$	=	2.750	m
- min. šířka služebního chodníku	b_{fp}	=	0.550	m
- plošné zatížení	$q_{fp,0,v,k}$	=	5.00	kN/m ²
- rovnoměrné zatížení zatížení	$q_{fp,v,k}$	=	2.75	kN/m

5.2.13. Zatížení zábradlí

- součinitel zatížení - nepříznivý účinek	$Y_{Q,sup}$	=	1.50	
- součinitel zatížení - příznivý účinek	$Y_{Q,inf}$	=	1.00	
- zatížení od zábradlí	$q_{pp,k}$	=	1.00	kN/m
	$M_{pp,k}$	=	1.10	kNm

5. Zatížení nosné konstrukce

5.3. Rekapitulace zatížení

5.3.1. Zatížení stálá

ZS1	Zatížení vlastní tíhou konstrukce	generováno softwarem Scia Engineering		
ZS2a	Zatížení kolejovým ložem a hydroizolací	$g_{KL,k}$	=	66.25 kN/m
ZS2b	Zatížení kolejovým roštem	$g_{kr,k}$	=	5.70 kN/m
ZS3	Zatížení mostním vybavením	$g_{mv,k}$	=	6.50 kN/m

5.3.1. Zatížení nahodilé

ZS4	Svislá zatížení žel. dopravou LM71 se souč. α	$Q_{LM,1v,k}$	=	302.5 kN
		$q_{LM,2v,k}$	=	96.8 kN/m
ZS5	Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami LM71	$Q_{lab,LM,I,k}$	=	53 kN
ZS6	Zatížení tep. Δ konstantní	generováno softwarem Scia Engineering		
ZS7	Zatížení tep. Δ lineární	generováno softwarem Scia Engineering		
ZS8	Zatížení větrem - nezatížená kolej	$Q_{w,1}$	=	3.56 kN/m
		$M_{w,1}$	=	0.39 kNm/m
ZS9	Zatížení větrem - zatížená kolej	$Q_{w,2}$	=	21.43 kN/m
		$M_{w,2}$	=	90.31 kNm/m
ZS10	Zatížení služebných chodníků	$q_{fp,v,k}$	=	2.75 kN/m
ZS11	Zatížení zábradli	$q_{pp,k}$	=	1.00 kN/m

6. Mezní stavy únosnosti

6.1. Hlavní nosná konstrukce - střed rozpětí

6.1.1. Návrhové hodnoty vnitřních sil a rozhodující kombinace zatížení základního

Hlavní nosná konstrukce			Vnitřní síly, charakter.				součinitel zatížení				Vnitřní síly, Návrh.				součinitel kombinace				Rozhodující kombinace									
č.	zákl. popis	ZS	M _{y,k} kNm	M _{x,k} kNm/m	M _{z,k} kNm	V _{z,k} kN	V _{y,k} kN	N _k kN	Y _{kor}	V _g	φ	M _{y,d} kNm	M _{x,d} kNm/m	M _{z,d} kNm	V _{z,d} kN	V _{y,d} kN	N _d kN	ψ _{gr}	ψ _d	ψ _a	ψ _{gr} *ψ _{q,a}	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *M _{y,d} kNm/m	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *M _{x,k} kNm/m	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *M _{z,k} kNm/m	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *V _{z,d} kN	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *V _{y,d} kN/m	ψ _{gr} *ψ _{q,a} *N _d kN	
1	Vlastní tíha konstrukce	G _{st,k}	12 855.00	0.00	-0.43	0.00	0.00	0.00	1.00	1.35	1.00	17 354.25	0.00	-0.58	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	17 354.25	-0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Ostatní stálé zatížení	G _{o,k}	8 088.62	0.00	-0.27	0.00	0.00	0.00	1.00	1.35	1.00	10 919.64	0.00	-0.36	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10 919.64	-0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Mostní vybavení	G _{mv,k}	730.73	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.35	1.00	986.49	0.00	-0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	986.49	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	LM 71 se součinitelem α	G _{LM71}	14 881.30	0.00	-0.50	-46.68	0.00	0.00	1.00	1.45	1.00	21 577.89	0.00	-0.73	-67.69	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	21 577.89	-0.73	0.00	-67.69	0.00	0.00	0.00
5	Rozjezdové a brzděné síly	G _{ab,LM1}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	795.00	1.00	1.45	1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1 313.33	0.50	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1313.33	
6	Konstantní teplota	G _{tep,kons}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7a	Lineární teplota - léto	Q _{tep,lin-č}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7b	Lineární teplota - zima	Q _{tep,lin-z}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	Zatížení větrem - nezatíže	Q _{w,1}	0.01	5.07	-400.50	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	0.02	7.61	-600.75	0.00	0.00	0.00	1.00	0.75	0.00	0.75	0.01	-450.56	-450.56	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Zatížení větrem - zatížená	Q _{w,2}	-0.08	1 692.99	-2 410.88	-0.01	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	-0.12	2 538.89	-3 616.32	-0.02	0.00	0.00	1.00	0.75	0.00	0.75	-0.09	-2712.24	-2712.24	-0.01	0.00	0.00	0.00
10	Služební chodníky	Q _{p,v,k}	309.38	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	464.07	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	0.80	371.26	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Zábradlí	Q _{gsk}	225.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.00	337.50	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	0.80	270.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
rozhodující kombinace účinků zatížení pro posouzení konstrukce													Σ				51 479.43	-3 164.52	-3 164.52	-67.70	0.00					1 313.33		
z toho stálé zatížení na betonovou konstrukci													Σ _{g,1}				29 260.37	-0.97	-0.97	0.00	0.00					0.00		
z toho sestava zatížení železniční dopravou													Σ _{g,gr}				21 577.89	-0.73	-0.73	-67.69	0.00					1 313.33		
z toho nahodilá zatížení													Σ _{q,1}				641.18	-3 162.83	-3 162.83	-0.01	0.00					0.00		
z toho zatížení ostatní (mimo železniční dopravu)													Σ _{q,gr}				29 901.55	-3 163.80	-3 163.80	-0.01	0.00					0.00		

7. Mezní stavy použitelnosti

7.1. Hlavní nosná konstrukce - střed rozpětí

7.1.1. Návrhové hodnoty vnitřních sil a rozhodující kombinace zatížení základního - častá kombinace

Hlavní nosná konstrukce			Vnitřní sily, charakter.				součinitel zatížení				Vnitřní sily, Navrh.				součinitel kombinace			Rozhodující kombinace						
č.	zákl. popis	ZS	M _{s,k}	M _{z,k}	V _{y,k}	N _k	Y _{ker}	γ _G	φ	M _{y,d}	M _{z,d}	V _{y,d}	N _d	ψ _{Tr}	ψ _d	ψ _a	ψ _{gr} ·ψ _{0,a}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·M _{y,k}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·M _{z,k}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·M _{z,k}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·V _{y,d}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·V _{y,d}	ψ _{gr} ·ψ _{0,a} ·N _d	
			kN/m	kN/m	kN	kN	kN				kN/m	kN/m	kN	kN					kN/m	kN/m	kN/m	kN	kN/m	kN
1	Vlastní tíha konstrukce	G _{sl,k}	12 855,00	-0,43	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	8 098,62	0,00	-0,27	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	8 098,62	-0,43	-0,43	0,00	0,00	0,00
2	Ostatní stálé zatížení	G _{s,k}	8 098,62	-0,27	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	8 098,62	0,00	-0,27	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	8 098,62	-0,27	-0,27	0,00	0,00	0,00
3	Mosní vybavení	G _{m,v,k}	730,73	-0,02	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	730,73	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	730,73	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,00
4	LW 71 se součinitelem α	G _{LW71}	14 881,30	-0,50	-46,68	0,00	1,00	1,00	1,00	14 881,30	0,00	-0,50	-46,68	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	14 881,30	-0,50	-0,50	0,00	0,00	0,00
5	Rozjezdové a brzdné síly	G _{ab,L,M,I}	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,14	0,00	0,00	0,00	0,00	905,75	0,50	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	905,75	
6	Konstantní teplota	G _{tep,kons}	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
7a	Lineární teplota - léto	Q _{tep,lín,r}	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
7b	Lineární teplota - zima	Q _{tep,lín,-k}	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
8	Zatížení větrem - nezatížená	Q _{w,1}	0,01	5,07	-400,50	0,00	0,00	1,00	1,00	0,01	5,07	-400,50	0,00	0,00	1,00	0,75	0,00	0,01	-300,38	-300,38	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Zatížení větrem - zatížená	Q _{w,2}	-0,08	1 692,59	-2 410,88	-0,01	0,00	1,00	1,00	-0,08	1 692,59	-2 410,88	-0,01	0,00	0,00	1,00	0,75	0,00	-0,06	-1808,16	-1808,16	-0,01	0,00	0,00
10	Služební chodník	Q _{p,z,k}	309,38	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,00	1,00	309,38	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,00	0,80	0,00	0,80	247,50	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00
11	Zábudili	Q _{sk}	225,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,00	1,00	225,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	1,00	0,80	0,00	0,80	180,00	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00
rozhodující kombinace účinků zatížení pro posouzení konstrukce																								
																	Σ	-2 109,77	-2 109,77	-46,69	0,00	905,75		
z toho stálé zatížení na betonovou konstrukci																	Σg,1	-0,72	0,00	0,00	0,00	0,00		
z toho sestava zatížení železniční dopravy																	Σg,gr	-0,50	-0,50	-0,01	0,00	0,00		
z toho nahodilá zatížení																	Σq,1	-2 108,55	-2 108,55	0,00	0,00	0,00		
z toho zatížení ostatní (mimo železniční dopravu)																	Σq,gr	-2 109,27	-2 109,27	-46,70	0,00	905,75		

8. Mezní stav omezení napětí

8.1. Výpočet ztrát předpětí

Všechny hodnoty jsou převzaty z původní dokumentace statického výpočtu z roku 1978. V původním statickém výpočtu jsou používány jednotky kilopond na čtverečný milimetr (kp/mm^2), v přepočtu je pro tlak užíváno jednotek Pascal. Vztah, který je použit pro přepočet je $1 \text{ kp/mm}^2 = 9806650 \text{ Pa}$.

- zaručená nejmenší pevnost v tahu lan

$$\sigma_{pt} = 150 \text{ kp/mm}^2 = 1470.90 \text{ MPa}$$

- zaručená nejmenší mez průtažnosti

$$\sigma_{p0,2} = 150 \text{ kp/mm}^2 = 1470.90 \text{ MPa}$$

- mezní napětí v tahu

$$f_{pk} = 142.5 \text{ kp/mm}^2 = 1397.36 \text{ MPa}$$

- průměr předpínacího lana

$$\phi_{LP} = 15.5 \text{ mm}$$

- průřezová plocha dvoulana

$$A_L = 0.000283 \text{ m}^2$$

- vnášená napětí pro předpínání

$$\sigma_{p,poč} = 112.2 \text{ kp/mm}^2 = 1100.23 \text{ MPa}$$

- modul pružnosti dvoupramencových lan

$$E_p = 19000 \text{ kp/mm}^2 = 186.31 \text{ GPa}$$

8.1.1. Okamžité ztráty

Hodnoty okamžitých ztrát jsou převzaty z původního statického výpočtu konstrukce.

8.1.1.1. Prokluz v kotvení

- ztráta maximálním prokluzem

$$\Delta\sigma_{p,kluz} = 1.8 \text{ kp/mm}^2 = 17.65 \text{ MPa}$$

8.1.1.2. Ztráta popuštěním stendu

- modul pružnosti dvoupopuštěním stendu

$$\Delta\sigma_{p,stand} = 1 \text{ kp/mm}^2 = 9.81 \text{ MPa}$$

8.1.1.3. Celkové okamžité ztráty

- napětí v průřezu po okamžitých ztrátách

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,m0} &= \sigma_{p,poč} - \Delta\sigma_{p,kluz} - \Delta\sigma_{p,stand} = \\ &= 1100.23 - 17.65 - 9.81 = \\ &= 1072.78 \text{ MPa}\end{aligned}$$

8.1.2. Dlouhodobé ztráty

8.1.2.1. Relaxace předpínací výztuže

Hodnota napětí v předpínací výztuži je hodnota po započtení krátkodobých ztrátách. Konec relaxe je předpokládán po 500 000 hod, od tohoto okamžiku je relaxace neměnná.

- uvažována třída 1 dle EC

- napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách $\sigma_{p,m0} = 1072.78 \text{ MPa}$

- ztráty napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace

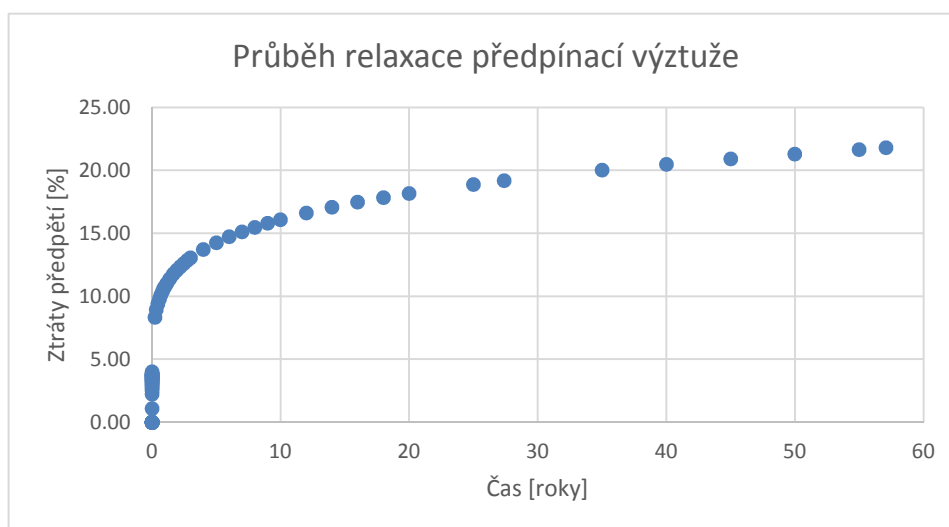
$$\Delta\sigma_{p,R} = \sigma_{pm0} \cdot 5,39 \cdot 8 \cdot e^{6,7 \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \right)} \cdot 10^{-5}$$

- úroveň "napnutí" předpínací výztuže

$$\chi = \frac{\sigma_{p,m0}}{f_{pk}} = \frac{1072.78}{1397.36} = 0.768$$

- relaxace ve sledovaném čase 500 000 hodin

	[MPa]	%
Čas t [hod]	$\Delta\sigma_{pr,(1)}$	$\Delta\sigma_{pr,(1)}$
500 000.00	234.027	21.82



8.1.2.2. Dotvarování a smršťování betonu

Velikost ztrát předpětí od dotvarování betonu je odhadnuta na hodnotu 4%. Přesný výpočet nelze provést, není známa přesná receptura použité betonové směsi a podmínky, za kterých byla betonáž a předepnutí provedeno.

$$\Delta\sigma_{p,cr+shr} = 4.00 \%$$

8.1.2.3. Celkové účinky dotvarování

- napětí v průřezu po dlouhodobých ztrátách

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \Delta\sigma_{p,m0} * (1 - \Delta\sigma_{pr,(1)} * 0,01 - \Delta\sigma_{p,cr+shr} * 0,01) = \\ &= 1072.78 * (1 - 21.82 * 0,01 - 4.00 * 0,01) = \\ &= \mathbf{795.84 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

8.2.1. Určení vnitřních sil od předpětí - nad podporou

- počet komor

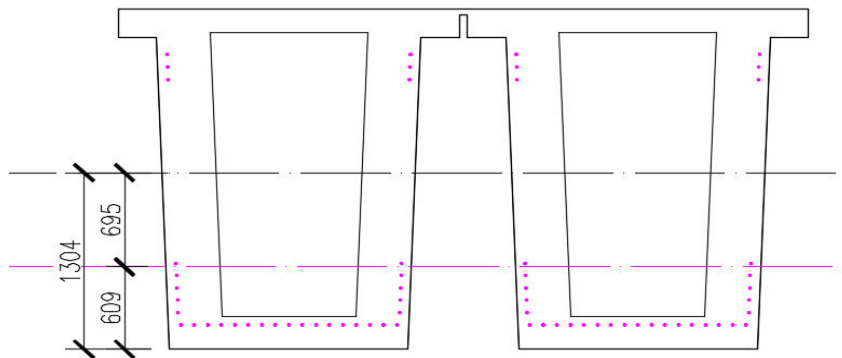
$$n_{kom} = 2$$

- kabelů

$$n_{kabel} = 33$$

- excentricita těžiště kabelů vůči těžišti průřezu

$$e_z = 0.7 \text{ m}$$



- předpínací síla v kabelu

$$\begin{aligned}
 N_p &= n_{\text{kom}} * n_{\text{kabel}} * \sigma_p * A_L = \\
 &= 2 * 33 * 795.84 * 0.000283 = \\
 &= 14.86 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

- staticky určitý moment od předpětí z přímého výpočtu

$$M_{p0,pole} = e_{z,pod} * N_p = 0.7 * 14.86 = 10.3 \text{ MNm}$$

8.2.2. Určení vnitřních sil od předpětí - pole

- počet komor

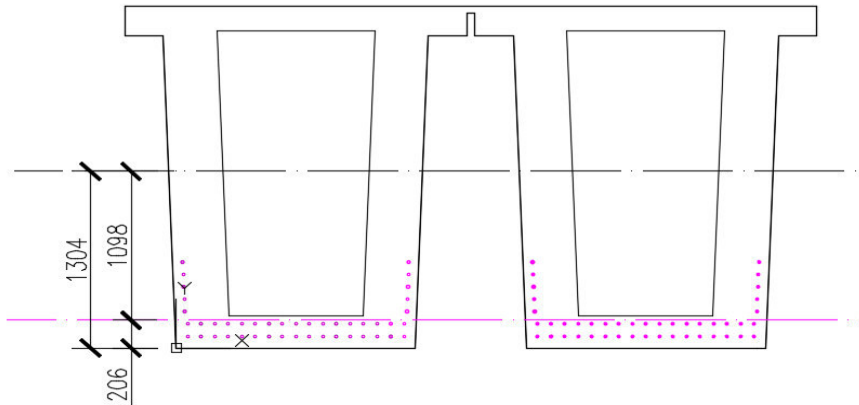
$$n_{\text{kom}} = 2 \text{ ks}$$

- kabelů

$$n_{\text{kabel}} = 44 \text{ ks}$$

- excentricita těžiště kabelů vůči těžišti průřezu

$$e_{z,pole} = 1.1 \text{ m}$$



- předpínací síla v kabelu

$$\begin{aligned}
 N_p &= n_{\text{kom}} * n_{\text{kabel}} * \sigma_p * A_L = \\
 &= 2 * 44 * 795.84 * 0.000283 = \\
 &= 19.82 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

- staticky určitý moment od předpětí z přímého výpočtu

$$M_{p0,pole} = e_{z,pole} * N_p = 1.1 * ##### = 21.8 \text{ MNm}$$

8.3. Mezní stav omezení napětí

Přehled použitých charakteristik konstrukce:

- plocha betonu	A	=	4.6592	m ²
- pružný průřezový modul	W _{y,d}	=	2.5131	m ³
	W _{y,h}	=	2.6972	m ³

7.3.1. Posouzení normálových napětí nad podporou

Přehled použitých vnitřních sil:

M _{char,max}	=	0.00	kNm
N _{p,tr}	=	14 864.67	kN
M _{p0,podpora}	=	10 330.95	kNm
0,45*f _{ck} (7)	=	13.95	MPa

- napětí spodních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{častá,max}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d} \leq 0,45*f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{14\,864.67}{4.6592} + \frac{0.00}{2.5131} - \frac{#####}{2.5131} \leq 13.95$$

$$= | -7.301 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

- napětí horních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} - \frac{M_{častá,max}}{W_h} + \frac{M_{p,tr}}{W_h} \leq 0,45*f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{14\,864.67}{4.6592} - \frac{0.00}{2.6972} + \frac{#####}{2.6972} \leq 13.95$$

$$= | 0.640 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Nutný posudek na TAH.}$$

V průřezu vyšla tahová napětí, nutno posoudit s hodnotou pro pevnost betonu v tahu.

$$\sigma_{c,i,ir}^d = | \sigma_{c,i,ir}^d | \text{ MPa} \leq f_{td} \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

8.3.2. Posouzení normálových napětí v poli

Přehled použitých vnitřních sil:

M _{char,max}	=	36 983.10	kNm
N _{p,tr}	=	19 819.56	kN
M _{p0,pole}	=	21 761.88	kNm
0,45*f _{ck} (7)	=	13.95	MPa

- napětí spodních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{častá,max}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d} \leq 0,45*f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{19\,819.56}{4.6592} + \frac{#####}{2.5131} - \frac{#####}{2.5131} \leq 13.95$$

$$= | 1.803 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Nutný posudek na TAH.}$$

V průřezu vyšla tahová napětí, nutno posoudit s hodnotou pro pevnost betonu v tahu.

$$\sigma_{c,i,ir}^d = | \sigma_{c,i,ir}^d | \text{ MPa} \leq f_{td} \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

- napětí horních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} - \frac{M_{častá,max}}{W_h} + \frac{M_{p,tr}}{W_h} \leq 0,45 \cdot f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{19\,819.56}{4.6592} - \frac{#####}{2.6972} + \frac{#####}{2.6972} \leq 13.95$$

$$= | -9.897 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

8.3.3. Posouzení normálových napětí v poli - bez vlaku

Přehled použitých vnitřních sil:

$$M_{char,max} = 21\,674.35 \text{ kNm}$$

$$N_{p,tr} = 19\,819.56 \text{ kN}$$

$$M_{p0,pole} = 21\,761.88 \text{ kNm}$$

$$0,45 \cdot f_{ck}(7) = 13.95 \text{ MPa}$$

- napětí spodních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{častá,max}}{W_d} - \frac{M_{p,tr}}{W_d} \leq 0,45 \cdot f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^d = - \frac{19\,819.56}{4.6592} + \frac{#####}{2.5131} - \frac{#####}{2.5131} \leq 13.95$$

$$= | -4.289 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

+ přidat omezení pevnosti v tahu

- napětí horních vláken

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{N_{p,tr}}{A_c} - \frac{M_{častá,max}}{W_h} + \frac{M_{p,tr}}{W_h} \leq 0,45 \cdot f_{ck}(7)$$

$$\sigma_{c,i,ir}^h = - \frac{19\,819.56}{4.6592} - \frac{#####}{2.6972} + \frac{#####}{2.6972} \leq 13.95$$

$$= | -4.221 | \text{ MPa} \leq 13.95 \text{ MPa} \quad \textbf{Vyhovuje.}$$

8.4. Stanovení zatížitelnosti

- návrhová pevnost příslušného materiálu $f_{cd} = 27.785 \text{ MPa}$

- návrhové hodnoty napětí od svislého proměnného zatížení železniční dopravou

$$\sigma_{x,LM71} = 11.643 \text{ MPa}$$

- napětí v betonu od ostatních zatížení, které působí současně se zatížením železniční dopravou

$$\sigma_{x,Ed} = 11.898 \text{ MPa}$$

- zatížitelnost betonového průřezu

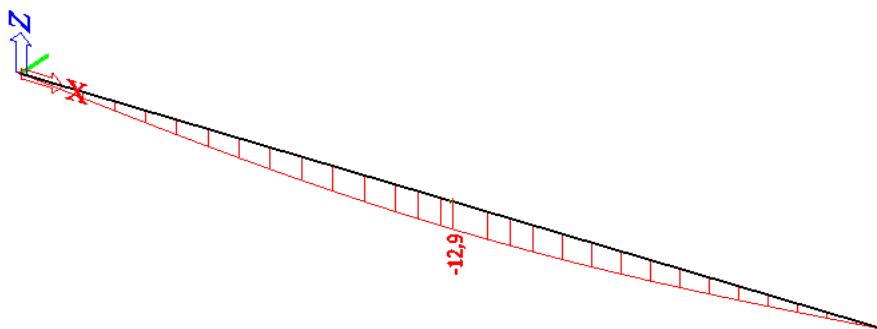
$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= \frac{f_{cd} - \sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,LM71,Ed}} = \\ &= \frac{27.79 - 11.90}{11.64} = \mathbf{1.364} \end{aligned}$$

9. Výpočet průhybu konstrukce

9.1. Výpočet průhybu

Na konstrukci vznikají průhyby od stálého a proměnného zatížení. Průhyb od stálého zatížení byl před stavbou ošetřen výpočtem a návrhem nadvýšení. Při přepočtu konstrukce je posuzován tedy jen průhyb od zatížení proměnného - v tomto případě od zatížení železniční dopravou. Na závěr je pro úplnost uveden průhyb celkový.

- průhyb od zatížení modelem LM71 generovaný programem Scia Engineer



- průhyb od zatížení proměnného - průhyb od zatížení modelem LM71

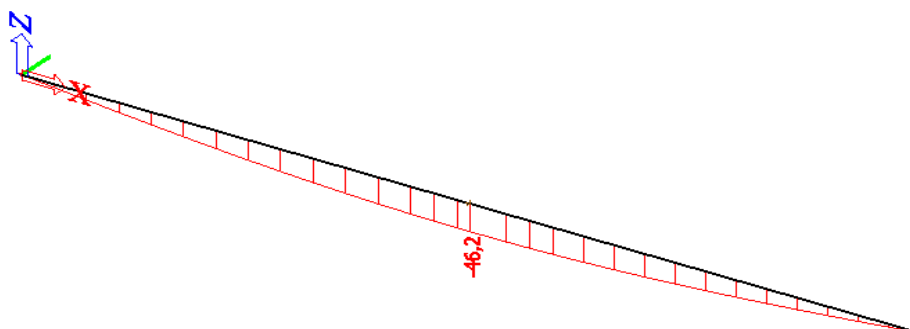
$$\delta_1 = 12 \text{ mm}$$

9.1.1. Posouzení průhybu v poli

$$\begin{array}{rclclcl} \delta_1 & = & 12 \text{ mm} & \leq & L & / & 600 & = \\ & & 12 \text{ mm} & \leq & 30\,000 & / & 600 & = \\ & & 12 \text{ mm} & \leq & 50 & \text{ mm} & & \end{array} \quad \text{Průhyb vyhovuje}$$

9.1.2. Hodnota celkového průhybu

- průhyb od kombinace zatížení generovaný programem Scia Engineer



$$\begin{array}{rclclcl} \delta_2 & = & 46.2 \text{ mm} & \rightarrow & L & / & \delta_2 & = \\ & & & & 30\,000 & / & 46.2 & = 649 \\ & & & \rightarrow & \frac{1}{649} & L & & \end{array}$$

Celkový průhyb je 1/649 rozpětí konstrukce.

9.4. Stanovení zatížitelnosti od průhybu

- maximální přípustný průhyb konstrukce $\delta_{\text{lim}} = 50.0 \text{ mm}$
- průhyb od svislého proměnného zatížení železniční dopravou $\delta_1 = 12.0 \text{ mm}$
- průhyb od ostatních zatížení, které působí současně se zatížením železniční dopravou $\delta_3 = 33.3 \text{ mm}$

- zatížitelnost betonového průřezu

$$\begin{aligned} Z_{\text{LM71}} &= \frac{\delta_{\text{lim}} - \delta_3}{\delta_1} = \\ &= \frac{50.00 - 33.30}{12.00} = \mathbf{1.392} \end{aligned}$$

10. Posouzení smykové únosnosti mostovky

10.1. Výpočet smykové únosnosti

- redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$$\begin{aligned} v &= 0.6 \quad [1 - f_{ck} / 250] = \\ &= 0.6 \quad [1 - 49.0 / 250] = 0.48 \end{aligned}$$

- šířka stojen

$$b_w = 4 * b = 4.00 * 360 = 1.44 \text{ m}$$

- vzdálenost od těžiště předpínacích kabelů k hornímu povrchu betonové konstrukce - nad podporou

$$d = 1.909 \text{ m}$$

- zaručená nejmenší pevnost v tahu lan

$$\begin{aligned} V_{Ed,cell} &\leq 0.5 * b_w * d * v * f_{cd} \\ &0.5 * 1.4 * 1.91 * 0.48 * 49.033 = 32.506 \text{ MN} \\ 6.51 \text{ MN} &\leq 32.506 \text{ MN} \quad \textbf{Vyhovuje} \end{aligned}$$

10.4. Stanovení zatížitelnosti

- návrhová hodnota $0,5*b_w*d*v*f_{cd} = 32.506 \text{ MN}$

- návrhové hodnoty síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou

$$V_{Ed,LM71} = 2.527 \text{ MN}$$

- síly v betonu od ostatních zatížení, které působí současně se zatížením železniční dopravou

$$V_{Ed,ost} = 3.988 \text{ MN}$$

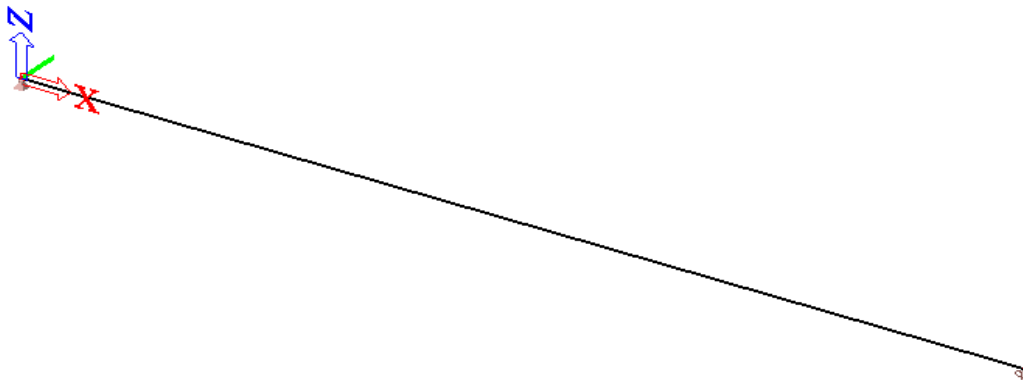
- zatížitelnost betonového průřezu

$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= \frac{0,5*b_w*d*v*f_{cd} - V_{Ed,ost}}{V_{Ed,LM71}} = \\ &= \frac{32.51 - 3.99}{2.53} = 11.286 \end{aligned}$$

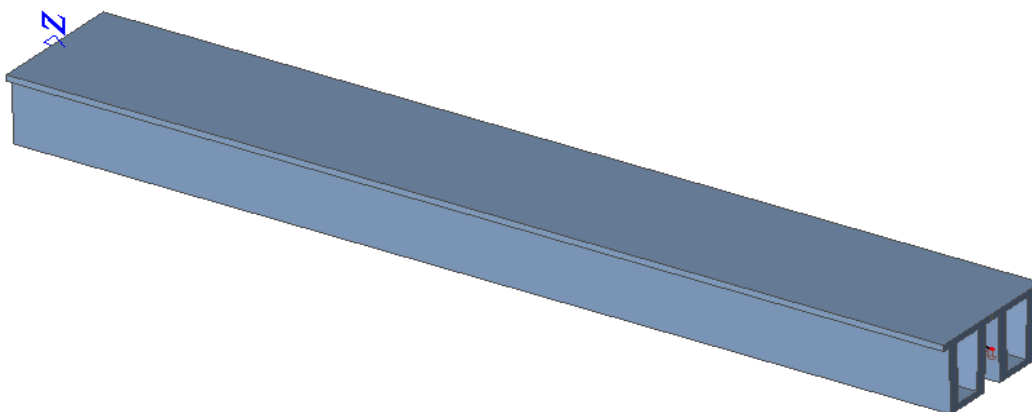
11. Dynamická analýza

11.1 Modální analýza

- statický model konstrukce v programu Scia



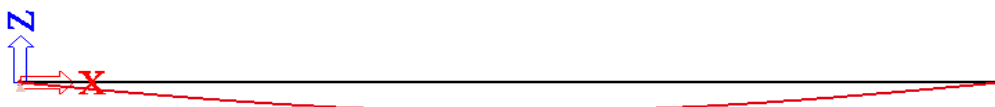
- vizualizace konstrukce v programu Scia



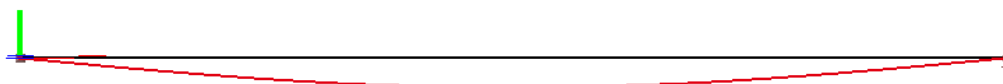
- hmoty pro modální analýzu
 - konstrukce je zatížena vlastní tíhou a ostatními stálými zatíženími v charakteristických hodnotách. Zatížení kolejovým ložem je uvažováno v nominálních hodnotách.
- výsledky modální analýzy
 - modální analýza byla provedena pro kombinaci hmot odpovídající stálému zatížení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

číslo vlastního tvaru	frekvence	Typ vlastní frekvence
1. vlastní tvar	4.10	1. ohybový - rovina xz
2. vlastní tvar	6.21	1. ohybový - rovina xy
3. vlastní tvar	15.81	2. ohybový - rovina xz
4. vlastní tvar	21.09	2. ohybový - rovina xy

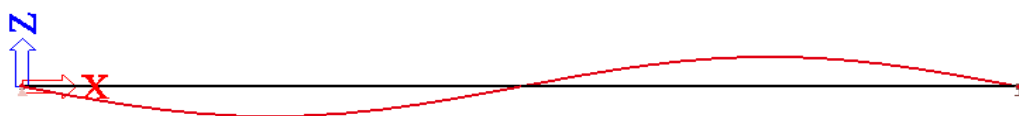
1. vlastní tvar



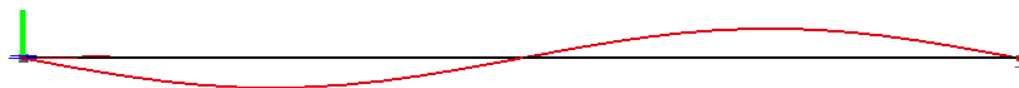
2. vlastní tvar



3. vlastní tvar



4. vlastní tvar



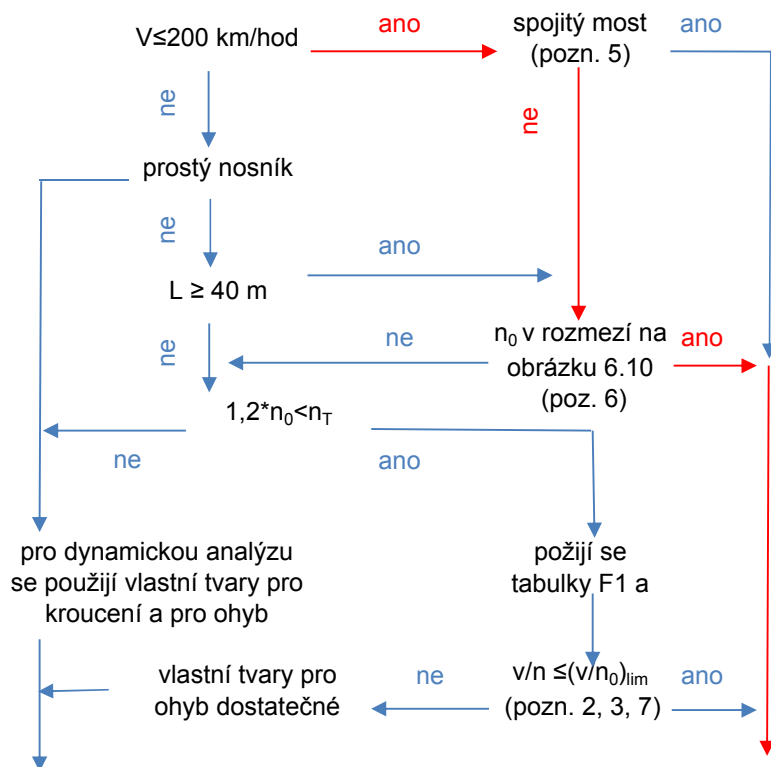
11.2 Dynamická analýza

- posouzení nutnosti dynamické analýzy

- tart'ová rychlost $v = 140$ km/hod $< v_{\max} = 200$ km/hod

- posouzení vlastních frekvencí $1,2 \cdot n_0 < n_T$
 $0 < 0$

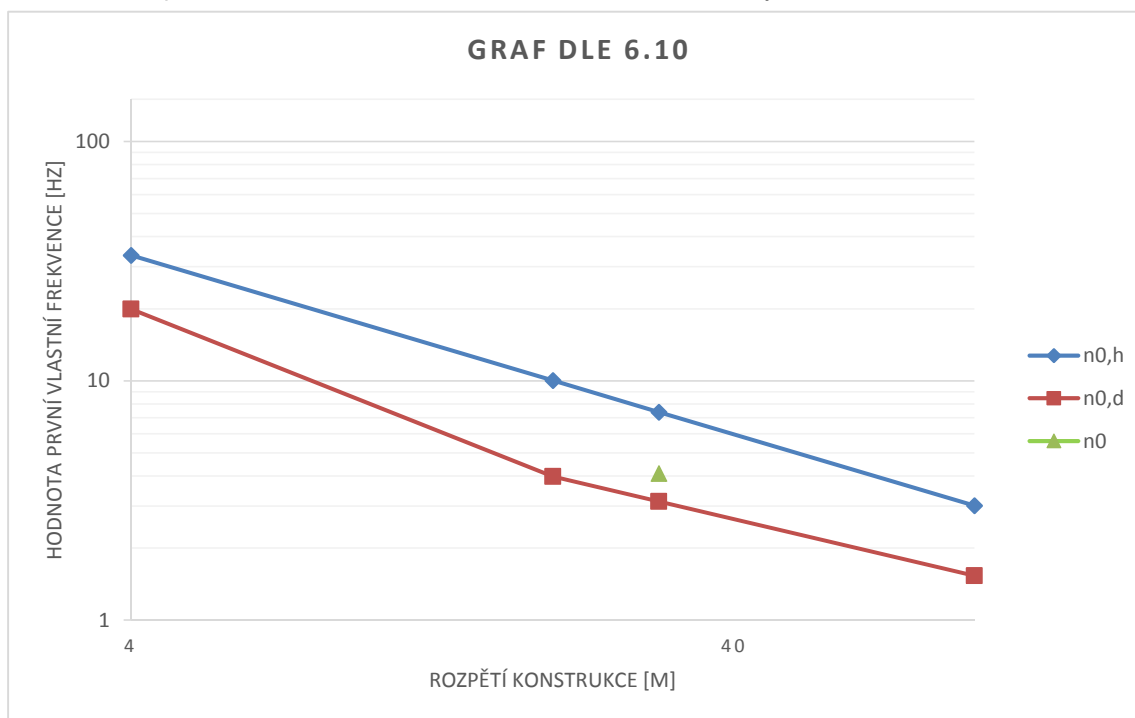
- diagram pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza ČSN EN 1991-2



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 $L = 30 \text{ m}$

- horní mez $n_{0,h} = 94,76 * L^{-0,748}$
 $n_{0,h} = 7.4$ -

- dolní mez $n_{0,d,1} = 80/L$
 $n_{0,d,2} = 23,58 * L^{-0,592}$
 $n_{0,d} = 3.1$ -

- rozpětí je v rozmezí je 4 - 20 m

- rozpětí je v rozmezí je 20 - 100 m

3.1 ≤ 4.10 ≤ 7.4

Dynamická analýza není vyžadována, konstrukce spadá do mezí vlastních frekvencí.

12. Posouzení betonového pilíře

12.1. Geometrie pilíře

- rozměry pilíře

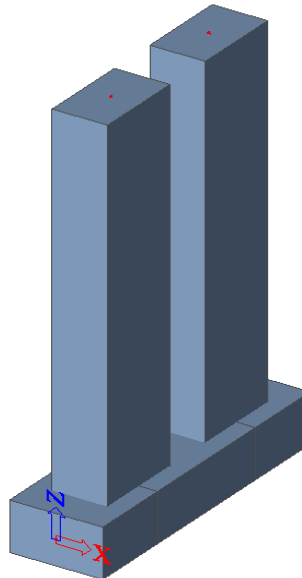
$$b = 4.200 \text{ m}$$

$$h = 2.500 \text{ m}$$

$$A = 10.500 \text{ m}$$

- výška sloupu

$$L_{\text{sloup}} = 15.34 \text{ m}$$



- moment setrvačnosti

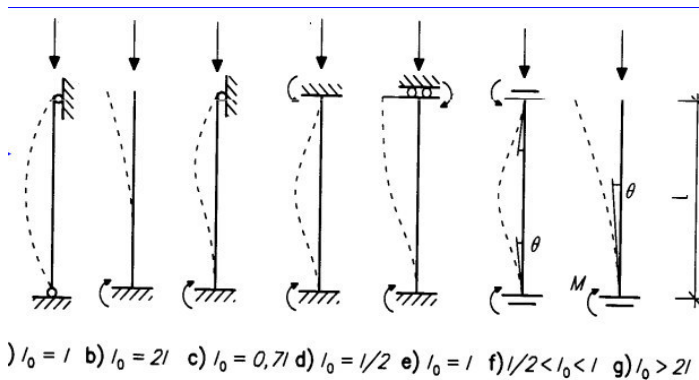
$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 4.2 * 2.5^3 = 5.469 \text{ m}^4$$

- poloměr setrvačnosti průřezu

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5.47}{11}} = 0.722 \text{ m}^2$$

- vzpěrná délka prutu

$$l_0 = 1 * L_{\text{sloup}} = 1 * 15 = 15 \text{ m}$$



12.2. Materiál pilíře

- návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	=	20.00	MPa
- součinitel materiálu	γ_c	=	1.5	-
- redukční součinitel - tlak	α_{cc}	=	0.85	-
	f_{cd}	=	13.33	MPa

12.3. Návrhové síly

č.	zákl. popis	ZS	$M_{y,k}$ kN/m	$M_{x,k}$ kN/m	$M_{z,k}$ kN/m	$V_{z,k}$ kN	$V_{y,k}$ kN	N_k kN
1	Zatíže bez dopravy	g_{ostat}	12 000.00	0.00	0.00	800.00	0.00	15 844.00
2	Zatížení LM71	$g_{Ed,LM71}$	24 000.00	0.00	0.00	1 600.00	0.00	3 484.00
Σ Kombinace zatěžovacích stavů			36 000.00	14 465.00	0.00	2 400.00	0.00	19 328.00

12.4. Výpočet smykové únosnosti

- redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$$v = 0.6 \quad [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 \quad [1 - 20.0 / 250] = 0.55$$

- šířka

$$b_w = 1 * b = 1.00 * 2.5 = 2.5 \text{ m}$$

- vzdálenost od těžiště výztuže k hornímu povrchu pilíře

$$d = 4.134 \text{ m}$$

- zaručená nejmenší pevnost v tahu lan

$$V_{Ed,celk, pilíře} \leq 0.5 * b_w * d * v * f_{cd} = 0.5 * 2.5 * 4.13 * 0.55 * 13.33 = 38.033 \text{ MN}$$

2.40 MN ≤ 38.033 MN **Vyhovuje**

12.5. Stanovení zatížitelnosti pro smyk pilíře

- návrhová hodnota $0.5 * b_w * d * v * f_{cd} = 38.033 \text{ MN}$

- návrhové hodnoty posouvající síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou

$$V_{Ed,LM71} = 1.600 \text{ MN}$$

- síly posouvající v betonu od ostatních zatížení, které působí současně se zatížením železniční dopravou

$$V_{Ed,ost} = 0.800 \text{ MN}$$

- zatížitelnost betonového průřezu

$$Z_{LM71} = \frac{0.5 * b_w * d * v * f_{cd} - V_{Ed,ost}}{V_{Ed,LM71}} = \frac{38.03 - 0.80}{1.60} = 23.271$$

12.6. Zatížení a posouzení štíhlosti

- návrhová síla od zatížení	$N_{Ed} = N_f = 19\,328 \text{ kN}$
- moment $\alpha \text{ ###}$	$M_f = 36\,000 \text{ kNm}$
- zvýšení momentu náhodnou excentricitou	$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{15}{400} = 0.038 \text{ m}$ $M_{Ed} = N_f \cdot e_i + M_f = 19\,328 \cdot 0.038 + 36\,000 = 36\,741 \text{ kNm}$
- celková výstřednost	$e_0 = \max(0.02; l_0/30) = \max(0.02; 0.511) = 0.511 \text{ m}$
- minimální ohybový moment	$M_0 = N_{Ed} \cdot e_0 = 19\,328.00 \cdot 0.511 = 9\,883 \text{ kNm}$
- štíhlost sloupu	$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{15.34}{0.722} = 21.256$
- vliv dotvarování betonu	$A = 0.7$
- vliv výztuže	$B = 1.1$
- vliv zatížení	$C = 0.7$
- poměrná normálová síla	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{19\,328.00}{10.500 \cdot 13\,333.33} = 0.138$
	$\lambda_{lim} = \frac{20}{\sqrt{n}} \frac{A + B + C}{\sqrt{0.138}} = \frac{20}{\sqrt{0.138}} \frac{0.7 + 1.1 + 0.7}{\sqrt{0.138}} = 33.602 \leq 75$

Podmínka pro štíhlost je splněna, není nutná úprava návrhových sil.

$$\lambda = 21.256 < \lambda_{lim} = 33.602$$

Sloup je masivní.

12.7. Vstupní hodnoty pro interakční diagram

• Charakteristiky průřezu

h = 4.2 m
b = 2.5 m

• Materiály

Beton C 20/25
g_C = 1.5
f_{ck} = 20.00 MPa
f_{cd} = 13.33 MPa
a = 1

Ocel V 10 425
g_S = 1.15
f_{yk} = 410 MPa
f_{yd} = 356.52 MPa
E_S = 200 MPa
e_{yd} = 1.78261 ‰

• Výztuž

Podélná tahová výztuž č.1 Ø 28 mm
Podélná tahová výztuž č.2 Ø 28 mm
Třmínky R 12 mm

• Krytí

c_{min} = 40 mm
D_h = 12 mm
D_c = 0 mm
c = c_{min} + Δh + Δc = 52 mm

d₁ = 0.066 m
d = 4.134 m
z₁ = 2.034 m

d₂ = 0.066 m
d' = 4.134 m
z₂ = 2.034 m

• Výztuž

28 × R V 28 A_{s1} = 17241.1008 mm²
28 × R V 28 A_{s2} = 17241.1008 mm²

x_{lim} = 700 / (700 + f_{yd} [Mpa]) = 0.662551
x_{lim,2} = 700 / (700 - f_{yd} [Mpa]) = 2.037975

F_{s1} = A_{s1} f_{yd} = 6146.83 kN
F_{s2} = A_{s2} f_{yd} = 6146.83 kN
DF_s = (A_{s2} - A_{s1}) f_{yd} = 0 kN
s_s = 356.522 MPa

12.8. Výpočet omezujících bodů interakčního diagramu

Bod 0 - dostředný tlak

N_{Rd0} = -(b h α f_{cd} + ΣA_s σ_s) = -152 294 kN
M_{Rd0} = (A_{s2} z₂ - A_{s1} z₁) σ_s = 0 kNm

Bod 0' N_{Rde} = -(0,8 b h α f_{cd} + ΣA_s σ_s) = -124 294 kN

Bod 1 - nulové přetvoření tažené výztuže

N_{Rd1} = -(0,8 b d α f_{cd} + F_{s2}) = -116 387 kN
M_{Rd1} = 0,8 b d α f_{cd} (0,5 h - 0,4 d) + F_{s2} z₂ = 61 714 kNm
d ≥ ξ_{lim,2} d₂ 4.134 † 0.134506 **Vyhovuje**

Bod 2 - napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

N_{Rd,lim} = -(0,8 ξ_{lim} b d α f_{cd} + ΔF_s) = -73 040 kN
M_{Rd,lim} = 0,8 ξ_{lim} b d α f_{cd} (0,5 h - 0,4 ξ_{lim} d) + F_{s2} z_{s2} + F_{s1} z_{s1} = 98 367 kNm
x_{lim} d ≥ ξ_{lim,2} d₁ 2.738987654 † 0.134506 => **Vyhovuje**

Bod 3 - prostý ohyb

x = 1,25 (A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b α f_{cd}) = 0 m
x < ξ_{lim} d 0 < 2.738988 m **Vyhovuje**
s_{s1} = 356.5217391 MPa
x < ξ_{lim2} d₂ 0 < 0.134506 m **Vyhovuje**
As2 - není plně využita => zanedbáme
x = 1,25 F_{s1} / (b α f_{cd}) = 0.230506 m
x < ξ_{lim} d 0.230506022 < 2.738988 m **Vyhovuje**
s_{s1} = 356.5217391 MPa
M_{Rd} = F_{s1} (d - 0,4 x) = 24 844 kNm

Bod 4 - nulové přetvoření tažené výztuže

N_{Rdt,lim} = F_{s1} = 6 147 kN
M_{Rdt,lim} = F_{s1} z₁ = 12 503 kNm

Bod 5 - prostý tah

N_{Rdt0} = F_{s1} + F_{s2} = 12 294 kN
M_{Rdt,lim} = F_{s1} z₁ - F_{s2} z₂ = 0 kNm

Bod 1' $N'_{Rd1} = -(0,8 b d' \alpha f_{cd} + F_{s1}) =$ -116 387 kN
 $M'_{Rd1} = -0,8 b d' \alpha f_{cd} (0,5 h - 0,4 d') - F_{s1} z_1 =$ -61 714 kNm

Bod 2' $N'_{Rd,lim} = -(0,8 \xi_{lim} b d' \alpha f_{cd} - \Delta F_s) =$ -73 040 kN
 $M'_{Rd,lim} = -0,8 \xi_{lim} b d' \alpha f_{cd} (0,5 h - 0,4 \xi_{lim} d') - F_{s2} z_{s2} - F_{s1} z_{s1} =$ -98 367 kNm

$x_{lim} d' \geq \xi_{lim,2} d_1$ 2.738987654 \nless 0.134506 \Rightarrow **Vyhovuje**

Bod 3' $x = 1,25 F_{s2} / (b \alpha f_{cd}) =$ 0.230506 m

$x < \xi_{lim} d$ 0.230506022 $<$ 2.738988 m **Vyhovuje**
 \Rightarrow tažená výztuž plně využita
 $f_{yd} =$ 356.5217391 MPa

$M_{Rd} = - F_{s2} (d' - 0,4 x) =$ -24 844 kNm

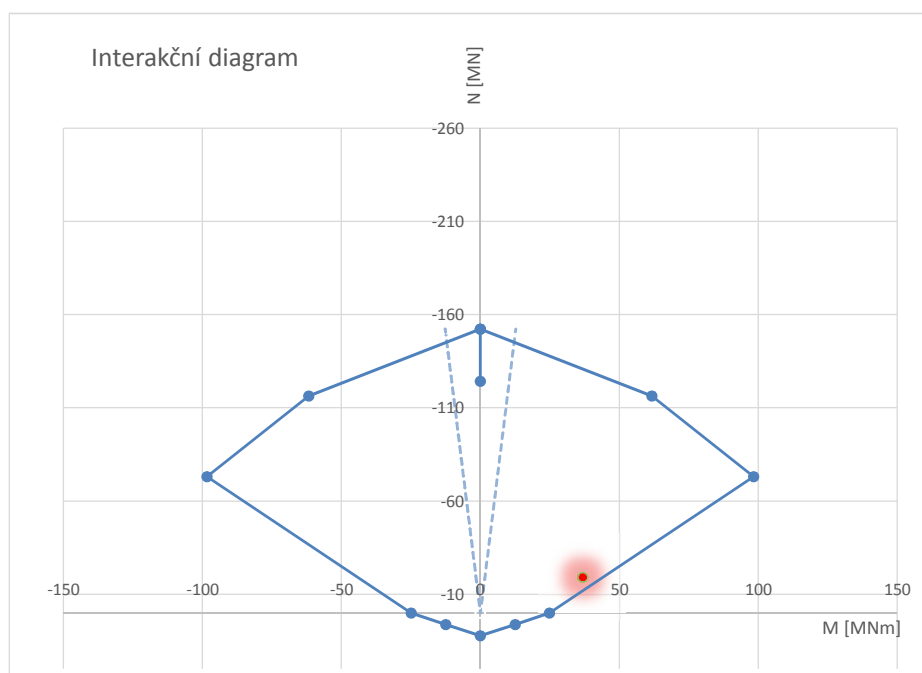
Bod 4' $N'_{Rdt,lim} = F_{s2} =$ 6 147 kN
 $M'_{Rdt,lim} = - F_{s2} z_2 =$ -12 503 kNm

- omezení tlakové únosnosti

$M_0 = \max (h; 20 \text{ mm}) =$ -12 691 kNm

$N_{Rd,0} = \max (h; 20 \text{ mm}) =$ -152 294 kNm

Bod	M [MNm]	N [MN]
Návrhové hodnoty	36.7	-19.3
0'	0	-124
0	0	-152
1	62	-116
2	98	-73
3	25	0
4	13	6
5	0	12
4'	-13	6
3'	-25	0
2'	-98	-73
1'	-62	-116
0	0	-152
	0	0
omezení tlaku	-13	-152
	0	0
omezení tlaku	13	-152



Kombinace namáhání ohybovým momentem a normálovou silou leží uvnitř oblasti interakčního diagramu, NA KOMBINACI ZATÍŽENÍ OHYBOVÝM MOMENTEM A NORMÁLOVOU SILOU PILÍŘ VYHOVUJE.

12. Tabulka zatížitelnosti

A. Identifikace mostu Železniční most v km 57,255

TÚ (číslo, název) :

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

DÚ:

km km 57,255

B. Identifikace části mostu

část mostu:

Nosná konstrukce, spodní stavba

poř. číslo (ve směru staničení):

pod kolejí č.

1

C. Doplnující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti:

D4

Výpočetní model:

-

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

na začátku uprostřed na konci

poloměr oblouku

přímá

[m]

převýšení koleje

0

[mm]

excentricita vůči ose mostu

0

[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	$V_{Q,1,LM71}$	$V_{Q,1,LM71,E}$	viz. str.	Z_{UIC}	$Z_{UIC,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	nosná konstrukce mostu - komora	napětí dolních vláken v poli	σ	-	M	30.00	1.14	-	-	-	-	1.36	-	-
2	nosná konstrukce mostu - komora	průhyb v polovině rozpětí	δ	-	M	30.00	1.14	-	-	-	-	1.39	-	-
3	nosná konstrukce mostu - komora	smykové napětí nad podporou	τ	-	Q	30.00	1.14	-	-	-	-	11.29	-	-
4	betonový pilíř	smykové napětí v místě vetknutí	τ	-	Q	30.00	1.14	-	-	-	-	23.27	-	-

Dne: 25.11.2017

Zatížitelnost určil: Ing. Barbora Mužíková

Dne:

Do databáze zadal: