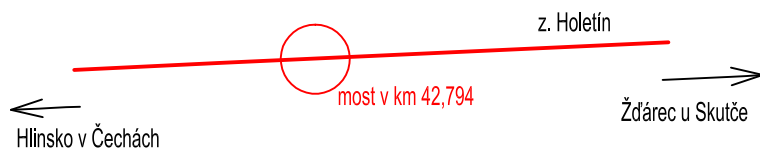


Jiná ověření:

Paré:

Orientační schéma:


Razítko oprávněné osoby:





Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
O01	25.05.2022	Dokumentace po připomínkách	Ing. Martin Chaloupka

Stavebník/Investor:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>	 <b>SPRÁVA ŽELEZNIC</b>
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa východ	
Adresa:	Nerudova 1, 779 00 Olomouc	

Zhotovitel díla:	<b>EXprojekt s.r.o.</b>			
Adresa:	Heršpická 758/13, 619 00 Brno			
Kontakt:	T: +420 533 312 000 E: info@exprojekt.cz			
Zhotovitel objektu:	<b>EXprojekt s.r.o.</b>			
Adresa:	Heršpická 758/13, 619 00 Brno			
Kontakt:	T: +420 533 312 000 E: info@exprojekt.cz			
Hlavní projektant (HIP):		Ing. David Rose   Ing. Ivana Havlíková; Ph.D.	Specialista:	Ing. Martin Chaloupka

Název stavby/akce:	<b>Rekonstrukce mostu v km 42,794 trati Havlíčkův Brod - Pardubice</b>		Označení investora:	S621700174
Název části:	Mosty, propustky a zdi		Označení zhotovitele:	2021-087
Název objektu/díle části:	<b>Most v km 42,794</b>		Označení části:	D.2.1.04
Název přílohy:	Statický výpočet NK mostu		Označení objektu/komplexu:	<b>SO 01</b>
Název díle části přílohy:			Číslo přílohy:	<b>3. 001</b>
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko:	Stupeň dokumentace: <b>DSP</b>	
Ing. Martin Chaloupka	Ing. Martin Chaloupka	Formáty: 96 x A4		
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:	Smluvní datum zpracování: <b>25.5.2022</b>	
Pardubický		1611 10		

STUPEŇ: Dokumentace pro stavební řízení (DSP)

STAVBA: Rekonstrukce mostu v km 42,794 trati

Havlíčkův Brod – Pardubice

OBJEKT: SO 01 Most v km 42,794

## OBSAH STATICKÉHO VÝPOČTU

0. Identifikační údaje stavby .....	1
1. Úvod, okrajové podmínky a použité výpočetní modely .....	3
2. Zatížení .....	8
3. Hlavní nosník .....	26
4. Mostovkový plech .....	42
5. Příčná výztuha – koncová .....	48
6. Mezní stavy použitelnosti .....	65
7. Ložiska .....	73
8. Tabulka zatížitelnosti .....	89
9. Závěr .....	92

## 0. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE, ZÁKLADNÍ INFORMACE

### A) IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Stavba:	Rekonstrukce mostu v km 42,794 trati Havlíčkův Brod – Pardubice
Objekt:	SO 01 Most v km 42,794
Katastrální území:	Holetín [641138]
Obec:	Holetín [571440]
Kraj:	Pardubický
Pověřený stavební úřad:	SÚ Hlinsko
Stupeň dokumentace:	DSP
Investor, objednatel:	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 – Nové Město zastoupena organizační jednotkou: Stavební správa východ Nerudova 1, 779 00 Olomouc
Správce mostního objektu:	Správa mostů a tunelů Oblastní ředitelství Hradec Králové U Fotochemy 259, 501 01 Hradec Králové
Vlastník mostního objektu:	Česká republika, s právem hospodaření Správa železnic, státní organizace, Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 – Nové město
Zpracovatel dokumentace:	EXprojekt s.r.o., Heršpická 758/13, 619 00 Brno
HIP:	Ing. David Rose, ČKAIT 1004785
Zástupce HIPa:	Ing. Ivana Havlíková, Ph.D.
Odpovědný projektant SO:	Ing. Martin Chaloupka, ČKAIT 1006556

---

Trať Správy železnic:	238 Havlíčkův Brod - Pardubice
Traťový úsek:	TÚ 1611 Havlíčkův Brod (mimo) (viaZETOR H.B) – Pardubice - Rosice n. L.
Definiční úsek:	10 Hlinsko v Čechách – Žďárec u Skutče
Staničení:	evidenční km 42,794
Šírá trať / staniční obvod:	šírá trať
Překonávané překážky:	1 mostní otvor: most překonává silnici II/355
Počet kolejí na mostě:	
- stávající stav:	1 kolej
- nový stav:	1 kolej
Směrové poměry:	
- stávající stav:	v přímé
- nový stav:	v přímé
Sklonové poměry:	
- stávající stav:	niveleta klesá ve sklonu 14,5‰
- nový stav:	niveleta klesá ve sklonu 15,0‰
Traťová třída zatížení:	
- stávající:	D4
- výhledová:	D4
Traťová rychlost:	
- mimo most ve stávajícím stavu:	90 km/hod
- mimo most v novém stavu:	90 km/hod

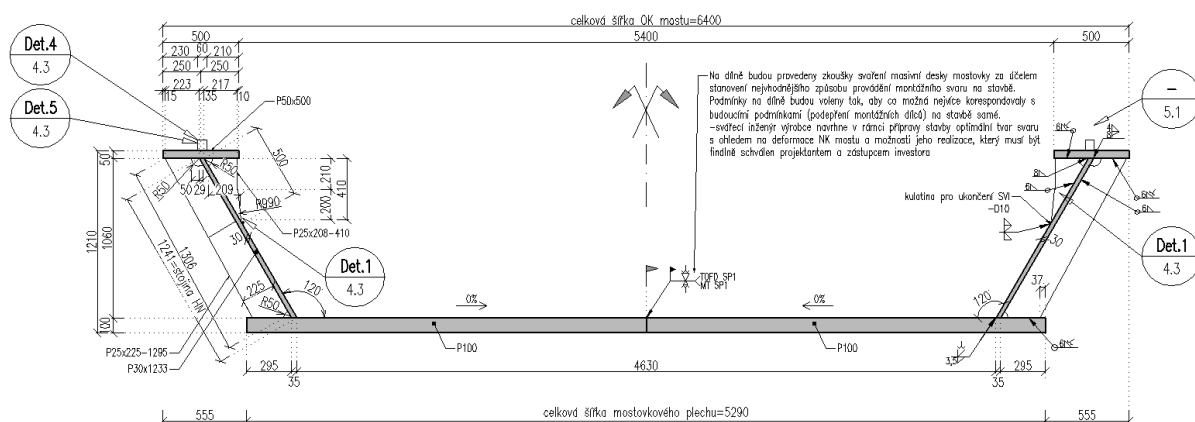
- na mostě ve stávajícím stavu: 50 km/hod
- na mostě v novém stavu: 90 km/hod

Trakce: nezávislá

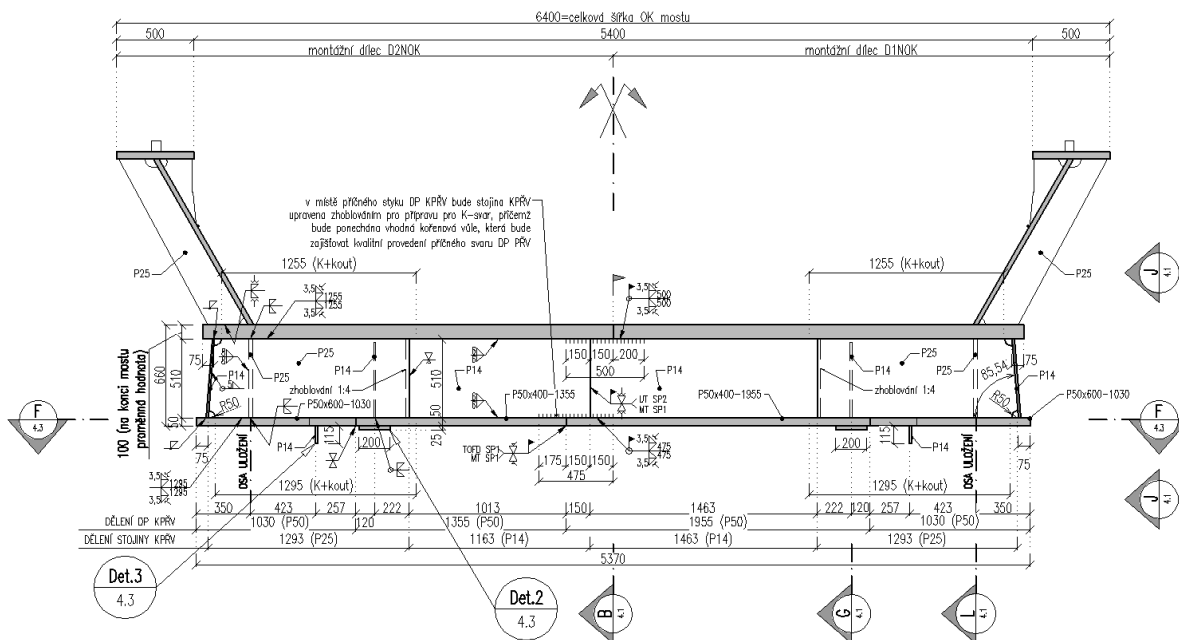
## B) ZÁKLADNÍ INFORMACE

Nová ocelová nosná konstrukce je tvořena prostým nosníkem o teoretickém rozpětí 15,3 m. Jedná se o trámový most se spodní mostovkou a s extrémně sníženou stavební výškou. Hlavní nosníky jsou 2 a jejich stojiny jsou šikmé, svírající s HP HN úhel 120°. Mostovku tvoří mostkový plech o tl. 100 mm. Konstrukční výška OK mostu je 1210 mm. Uložení mostu je kolmé. Uložení železničního svršku na mostní konstrukci je v kolejovém loži.

Nadvýšení hlavních nosníků v podélném směru není touto dokumentací navrženo.



Příčný řez v poli



Příčný řez nad podporou

# 1. ÚVOD, OKRAJOVÉ PODMÍNKY A POUŽITÉ VÝPOČETNÍ MODELY

- OBSAH:

- 1.1 Úvod
- 1.2 Použité výpočetní modely
- 1.3 Okrajové podmínky
- 1.4 Použité podklady a normy
- 1.5 Použité výpočetní software

## 1.1 Úvod

Ve statickém výpočtu budou posouzena hlavní nosná konstrukce mostu a případně její vybrané detaily. Teoretické rozpětí hlavních nosníků činí 15,3 m. NK mostu je ocelová s extrémně stlačenou stavební výškou, se spodní mostovkou tvořenou pouze deskou o tl. 100 mm, která je pouze v oblasti nad osou uložení mostu vyztužena koncovou příčnou výztuhou. Uložení hlavních nosníků je kolmé. Rychlost na mostě je v novém stavu dle tohoto projektu  $v=90$  km/h, avšak v rámci statického výpočtu je uvažována rychlost  $V = 90$  km/hod a  $V_{130} = 100$  km/hod, která může být zavedena v budoucnu dle projektantem žel. svršku a spodku zpracovaného rychlostního profilu trati. Kolej je na NOK v přímé. Statický systém NK mostu = prostý nosník.

Při posuzování únavy byl uvažován roční objem dopravy na dotčené trati hodnotou  $10,0 \cdot 10^6$  t/kolej (k datu zpracování tohoto statického výpočtu záměrně mírně nadhodnocený).

Kromě statického výpočtu bylo provedeno také ověření platnosti dynamického součinitele (kmitání; ověření vlastních frekvencí NK mostu ve svislém směru). Posouzeno bylo také kmitání ve vodorovném směru.

Pro návrh nové ocelové konstrukce mostu byl z hlediska svislé kolejové dopravy použit zatěžovací model LM71 a SW/2 (1. třída trati; SW/2 bez souč.  $\alpha$ ). Klasifikační součinitel je uvažován v hodnotě  $\alpha = 1,21$ .

Konstrukce je navržena s ohledem na zatížitelnost dle předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů (účinnost od 4.3.2021) na hodnoty  $Z_{LM71} > 1,0$ .

**From:** Kudělková Naděžda, Ing. <[Kudelkova@spravazeleznice.cz](mailto:Kudelkova@spravazeleznice.cz)>  
**Sent:** Friday, November 26, 2021 8:05 AM  
**To:** 'Havliková Ivana, Ing. PhD.' <[havlikova@exprojekt.cz](mailto:havlikova@exprojekt.cz)>  
**Subject:** FW: Rekonstrukce mostu v km 42,794 trati Havlíčkův Brod - Pardubice\_žádost o podklady

Dobrý den,  
přeposílám

S pozdravem a přáním příjemného dne

**Ing. Naděžda Kudělková**

**Správa železnic, státní organizace**  
**Stavební správa východ**

Úsek technický

Skladištní 1151/27, 702 00 Ostrava  
Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc  
M 722 811 411  
E [kudelkova@spravazeleznice.cz](mailto:kudelkova@spravazeleznice.cz)  
[spravazeleznice.cz](http://spravazeleznice.cz)

Nedílnou součástí této zprávy je právní doložka, jejíž plné znění naleznete na adrese <http://www.szdc.cz/dolozka>

Hlinsko v Čechách - Holetín

		víkm	hrtkm	cena za použití dráhy jízdou vlaku	poznámka	
2017	ND	242	148 271	12 358 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	
	OD	36 222	2 223 305	313 545 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	8.30E+06 t/kolej
2018	ND	175	19 744	1 853 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	
	OD	36 092	2 124 315	299 102 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	7.50E+06 t/kolej
2019	ND	350	115 189	5 260 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	
	OD	37 559	2 364 933	315 071 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	8.68E+06 t/kolej
2020	ND	602	297 010	11 143 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	
	OD	36 894	2 513 700	314 388 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	9.84E+06 t/kolej
2021 (1-9)	ND	1 197	619 518	16 574 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	
	OD	28 032	1 868 843	237 750 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín 3,5 km	8.71E+06 t/kolej

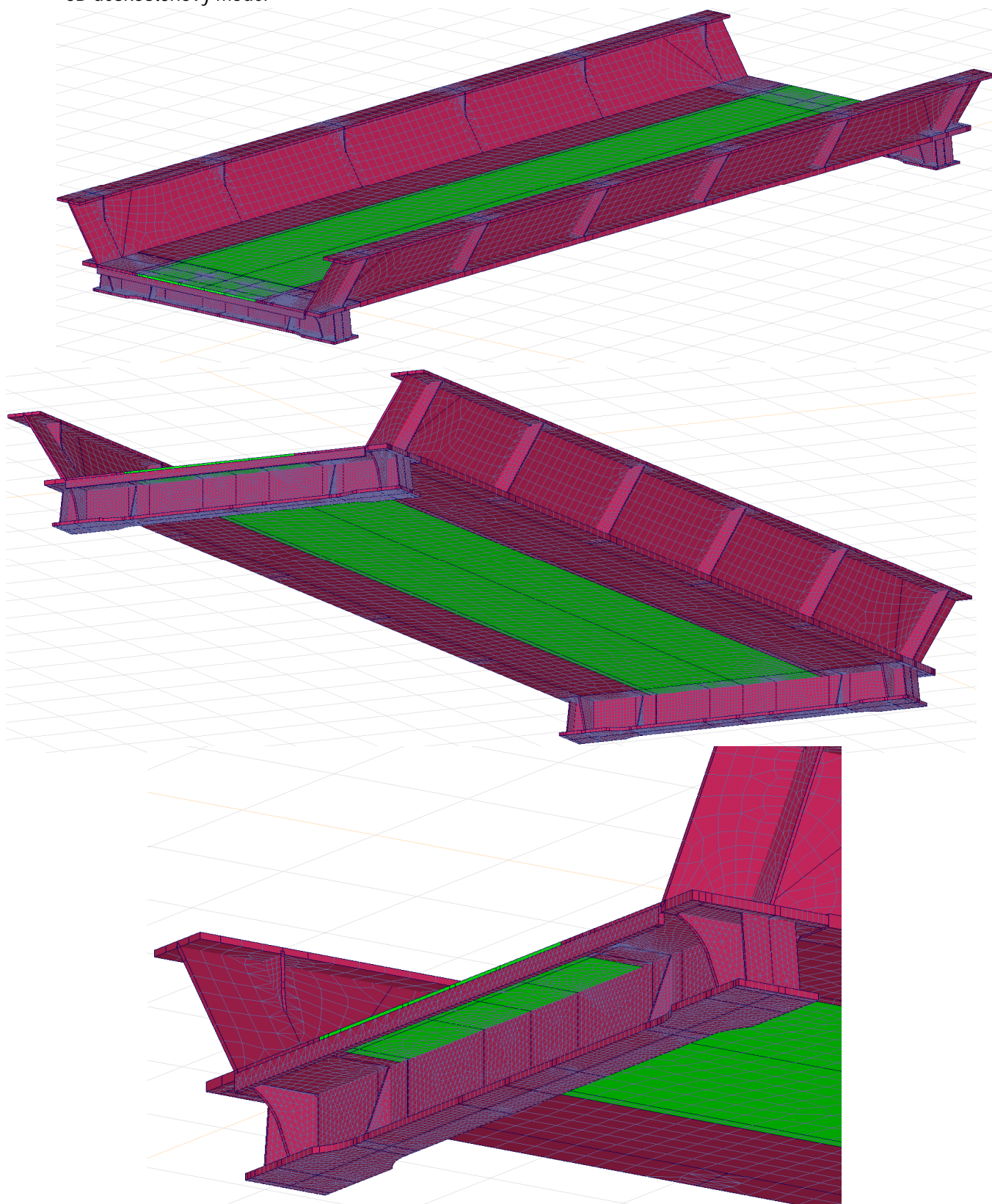
		cena za použití přístupových komunikací pro cestující ve vlaku osobní dopravy	body
2020	OD	4 235 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín
2021	OD	64 740 Kč	Hlinsko v Čechách - Holetín

## 1.2 Použité výpočetní modely

- pro ruční kontrolu a předběžný návrh jednotlivých prvků NK mostu byly použity jednoduché 2D nosníky
- pro globální analýzu konstrukce a stanovení celkových účinků byl použit 3D deskostěnový model celé NK mostu.

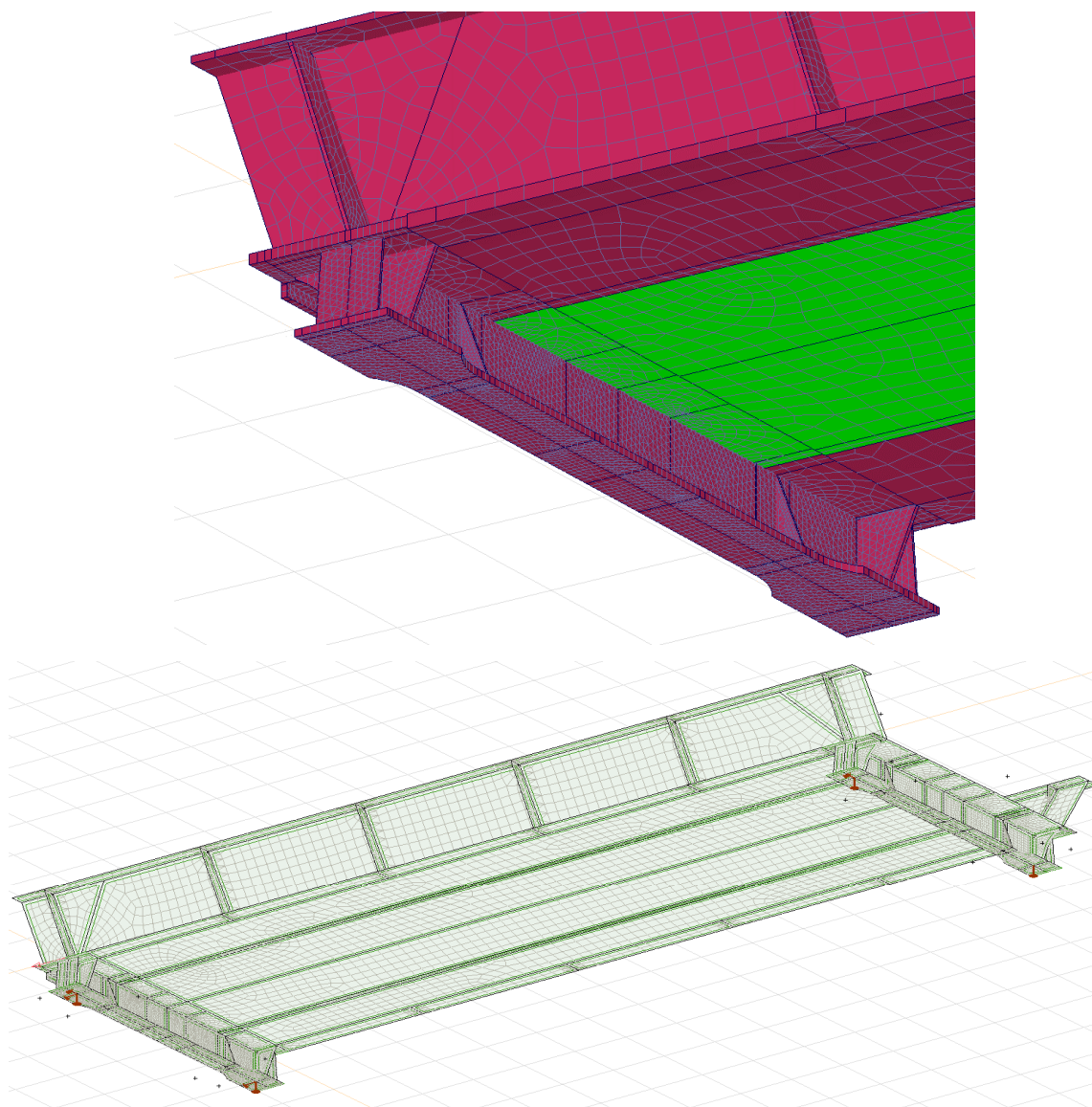
Koncová příčná výztuha byla vyšetřována na globálním modelu, přičemž zjištěné účinky byly v plné výši uvažovány

- 3D deskostěnový model



(Axis VM)

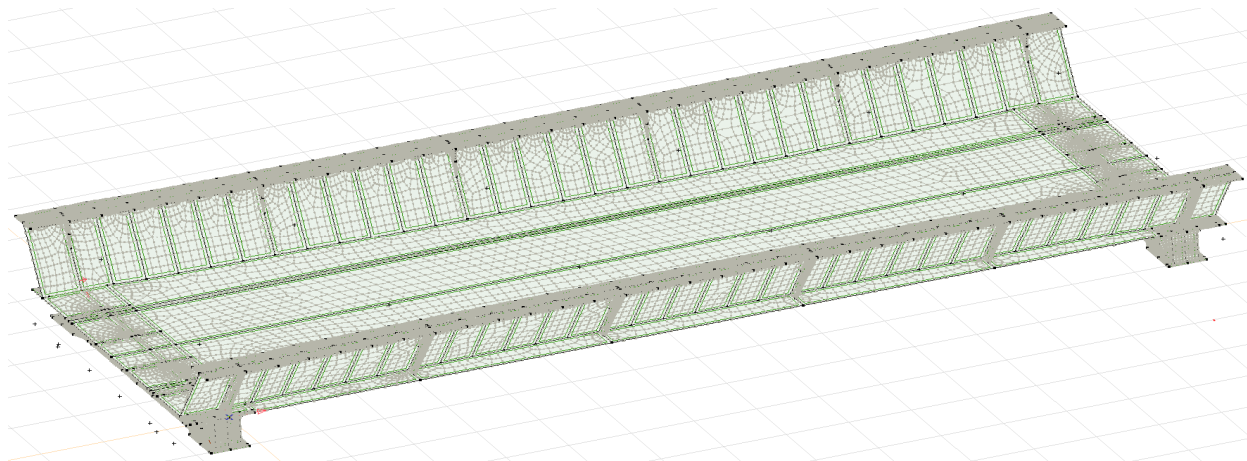


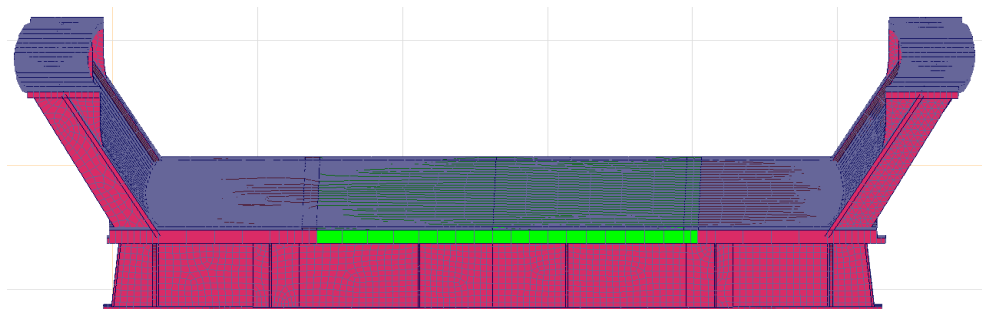
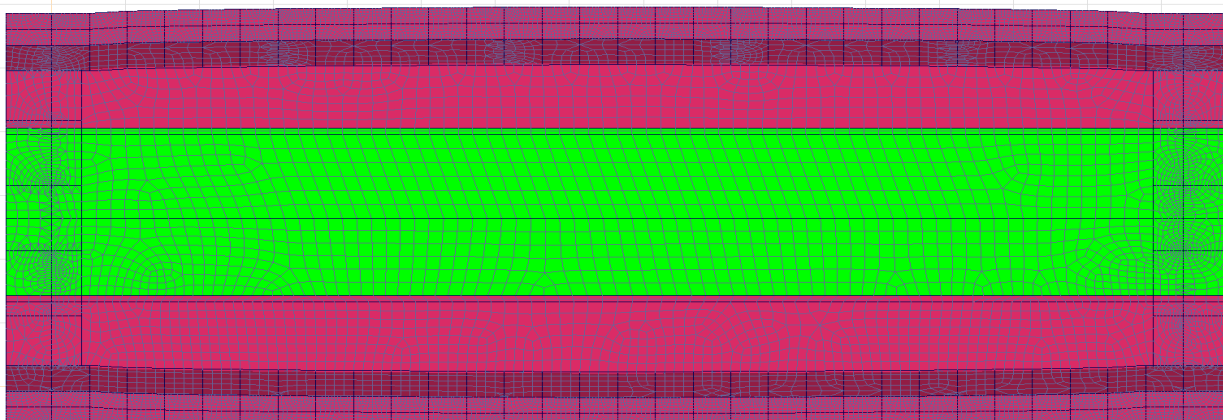
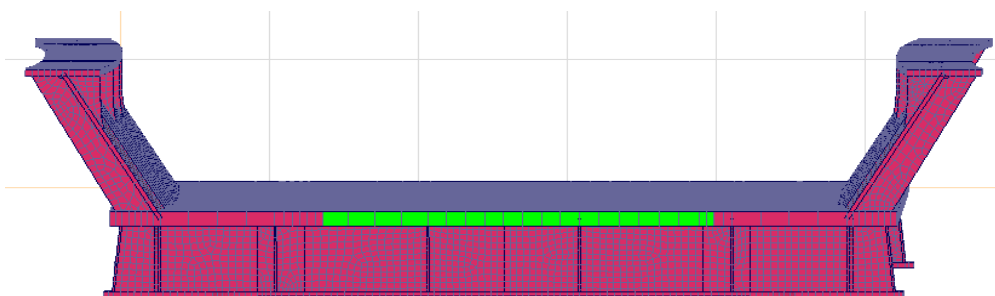
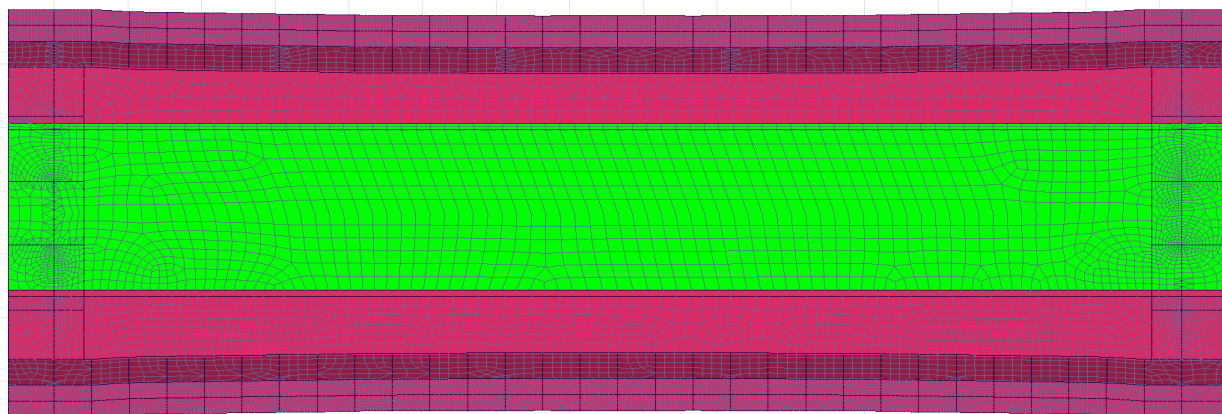


(Axis VM)

- pro posouzení HN, resp. především pro posouzení jeho horní tlačené pásnice, byl použit 3D deskostěnový model, kde všechny prvky byly modelovány deskostěnami. Hlavnímu nosníku byla záměrně přisouzena nereálná imperfekce 100 mm (parabola 2°), aby byla jednoznačně prokázána bezpečnost navržené konstrukce mostu, která dosud nebyla v síti Správy železnic použita.

Použity byly 2 modely se 2 tvary imperfekce - model s imperfekcemi obou HN směrem dovnitř mostu a model s imperfekcemi HN směrem ven z mostu.



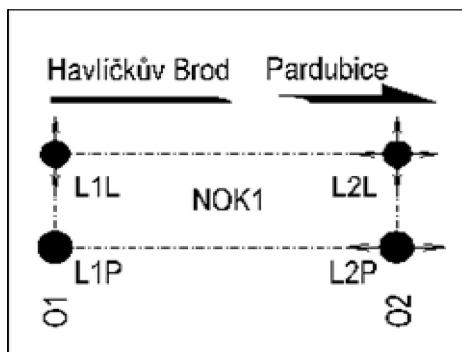


(Axis VM)

- pro analýzu kmitání NK mostu byl použit shodný model jako pro globální analýzu konstrukce



### 1.3 Okrajové podmínky



(pozn.: šipka znázorňuje směr volného pohybu)

- pozn.: podélná tuhost mostních ložisek byla příslušně upravována při působení jednotlivých zatěžovacích stavů tak, aby byly reakce v ložiscích a deformace v souladu s reálným chováním!

### 1.4 Použité podklady a normy

- všechny normové podklady byly použity v platném znění

ČSN EN 1990 ed. 2	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991	Eurokód: Soubor norem pro zatížení
ČSN EN 1993-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
ČSN EN 1993-1-1 ed. 2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-1-5 ed. 3	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn
ČSN EN 1993-1-7	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-7: Deskostěnové konstrukce příčně zatížené
ČSN EN 1993-1-8 ed. 2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků
ČSN EN 1993-1-9 ed. 2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava
ČSN EN 1993-1-10 ed. 2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou

### 1.5 Použitý výpočetní software

Pro zjištění působících vnitřních sil, napětí, deformací, tuhostí a kmitání NK mostu byly použity výpočetní modely modelované v softwaru AxisVM X5 R4d.

## 2. ZATÍŽENÍ

- OBSAH:

- 2.1 Zatížení stálé  $g_0$
- 2.2 Zatížení ostatní stálé  $g_1$
- 2.3 Proměnné zatížení - železniční doprava
- 2.4 Proměnné zatížení - vykolejení a jiná zatížení
- 2.5 Proměnné zatížení - chodci
- 2.6 Proměnné zatížení - zatížení větrem
- 2.7 Proměnné zatížení - zatížení teplotou
- 2.8 Výpočet dynamických součinitelů

- zatížení bude stanoveno dle následujících norem v platném znění (vč. změn a oprav):

ČSN EN 1990 ed. 2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-2 ed. 2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

- součinitelé kombinace pro návrh ocelové konstrukce mostu budou stanoveny na základě tab. A2.3 v ČSN EN 1990 ed.2, kombinace zatížení budou uvažovány dle tab. A2.4(B) (STR/GEO) (Soubor B) a tab. A2.6. Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích budou určeny dle tab. A2.5 téže normy.

### 2.1 Zatížení stálé $g_0$

$Y_{G,sup} = 1.35$  ... pro účinek nepříznivý

$Y_{G,inf} = 1.00$  ... pro účinek příznivý

$\xi = 0.85$

- vlastní tíha NK mostu bude generována výpočetním softwarem

- zatížení nezahrnuté ve vlastní tíze NK mostu bylo ve výpočetním softwaru řešeno součinitelem zatěžovacího stavu (svary, příp. diafragmata, výztuhy, kryty NK...), popřípadě bylo zadáno do modelu doplňujícím zatížením

### 2.2 Zatížení ostatní stálé $g_1$

$Y_{G,sup} = 1.35$  ... pro účinek nepříznivý

$Y_{G,inf} = 1.00$  ... pro účinek příznivý

$\xi = 0.85$

• železniční svršek

$q_k = \boxed{6.0}$  kN/m na 1 kolej (viz také ČSN EN 1991-1-1, tab. A.6)

Pozn.: počítáno je se dvěma kolejnicemi 49 E1 a předpjatými 1-blokovými bet. pražci SB8P (rozd. typu c → vzd. pražců je 674,5 mm) včetně kolej. upevnění. Zatížení 6,0 kN/m je mírně na stranu bezpečnou, protože v tab. A.6 je počítáno s rozd. pražců typu "u".

- kabelové vedení

$$q_k = \boxed{1.0} \text{ kN/m} \quad (\text{zadáno odhadem})$$

Pozn.: vedení je uvažováno podél obou hlavních nosníků

- mostní zábradlí, podlahové konzoly, podlahové nosníky: dle této dokumentace navržených dimenzí jednotlivých konstrukcí

- kolejové lože (KL)

$$\gamma = 20.0 \quad \text{kN/m}^3 \quad (\text{kolejové lože běžné, ve zhuťném stavu, dle ČSN EN 1991-1-1, tab. A.6})$$

Pozn.: obecně je počítáno s max. naplněním žlabu kol. ložem. V případě, pokud je to žádoucí pro konkrétní posouzení, může být počítáno s naplněním žlabu KL až o 30% nižším v souladu s ustanovením dle ČSN EN 1991-1-1, čl. 5.2.3 (2).

- izolace kolejového žlabu (stříkaná bezešvá SVI)

$$\gamma = 22.0 \quad \text{kN/m}^3$$

$$t = 10.0 \quad \text{mm}$$

$$q_k = \gamma \cdot t / 1000 = 22 \cdot 10 / 1000 = 0.22 \text{ kN/m}^2$$

- pojistné úhelníky - NEVYSKYTUJÍ SE
- podlahy na revizních chodnících - NEVYSKYTUJÍ SE
- trolejové vedení - NEVYSKYTUJE SE
- vedení ZOK - NEVYSKYTUJE SE

### 2.3 Proměnné zatížení - železniční doprava

- zatížení uvažováno dle ČSN EN 1991-2

- respektována jsou pravidla použití zatížení dopravou na železničních mostech dle čl. 6.8.1 normy

- počet kolejí na mostě

$$\boxed{1} \text{ kolej}$$

- trať je zařazena do 1. třídy tratí:

$$\alpha = \boxed{1.21} \quad \dots \text{klasifikační součinitel}$$

Klasifikačním součinitelem budou násobena zatížení uvedená v čl. 6.3.2 (3)P normy.

- kombinace zatížení železniční dopravou

- kombinace železničního zatížení budou vyšetřovány 2 způsoby <sup>a), b)</sup>. Použit bude vždy v konkrétním případě ten způsob, který produkuje méně příznivé hodnoty.

- <sup>a)</sup> zatěžovací stavy s jednotlivými složkami kolejové dopravy X <sup>b)</sup> sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2, tab. 6.11, které působí jako jednotlivé proměnné charakteristické zatížení (v tomto případě sestavy gr 11 až gr 15)

- aplikace zatížení

- zatížení bude na výpočetní modely aplikováno dle níže uvedených pravidel pro roznos v podélném a případně příčném směru

- veškerá zatížení budou na výpočetní modely aplikována v charakteristických hodnotách a v případě zatížení, jež se má násobit klasifikačním součinitelem, toto bude zadáváno jako zatížení neklasifikované. Všechny součinitele budou použity až při získávání návrhových hodnot účinků tohoto zatížení (viz výše čl. "kombinace zatížení železniční dopravou").

- použití zatížení dopravou

- dle čl. 6.8.1 v ČSN EN 1991-2

- poloha koleje na mostě a její tolerance jsou stanoveny tímto projektem

- ve statickém výpočtu je uvažováno s maximálním vychýlením osy koleje od osy NK mostu tak, že min. rezerva mezi VMP a pevnou částí mostu (zábradlí) je 125 mm, což je hodnota stanovená normou ČSN 73 6201 čl. 5.2.1 jako rezerva mezi VMP a překážkou na mostních objektech s kolejovým ložem. Při vychýlení osy koleje od osy NK mostu o 125 mm bude stále zachován VMP 2,5 v oblouku (bez rezervy).

• excentricita svislých zatížení (pouze pro LM-71, případně SW/0)

- dle čl. 6.3.5 v ČSN EN 1991-2

- účinek příčného posunutí svislých zatížení se musí uvažovat poměrem kolových zatížení u všech náprav až do poměru 1:25 : 1,00

- excentricita svislých zatížení má být uvažována pouze pro zatěžovací modely LM-71 a SW/0

V našem případě tedy budeme s touto excentricitou počítat pouze u modelu LM-71.

Pro příčnou vzdálenost mezi kolovými zatíženími  $r=1500$  mm činí výsledná excentricita  $e=r/18=1500/18=83$  mm.

Pro posuzování na únavu lze dle normy excentricitu svislých zatížení zanedbat.

$$e = \boxed{0.083} \text{ m}$$

...výsledná excentricita svislých zatížení modelu LM-71

• excentricita osy koleje k ose mostu

- projektované excentricity

$$e_{x\_zač.} = \boxed{0.0} \text{ mm}$$

$$e_{x\_max} = \boxed{0.0} \text{ mm}$$

(pozn.: v 1/5 rozpětí NK mostu)

$$e_{x\_střed} = \boxed{0.0} \text{ mm}$$

$$e_{x\_konec} = \boxed{0.0} \text{ mm}$$

Pozn.: znaménková konvence: - VPRAVO / + VLEVO v pohledu ve směru staničení.

Excentricita bude ve výpočetním modelu aplikována posunem zatížení od kolejové dopravy.

- maximálně přípustná excentricita osy koleje (stanovená tímto projektem) vůči max. projektované excentricitě, v souladu s ČSN EN 1991-2, čl. 6.8.1 (2) o použití zatížení dopravou na železničních mostech

$$e_{\Delta} = \boxed{100} \text{ mm}$$

Pozn.: stanoveno na základě dodržení VMP, dodržení minimální rezervy 125 mm mezi VMP a překážkou.

Maximální excentricita  $e_{max}$  bude ve výpočetním modelu aplikována posunem zatížení od kolejové dopravy. Excentricita bude uvažována konstantní po celé délce NK mostu.

$$e_{max} = \boxed{100} \text{ mm}$$

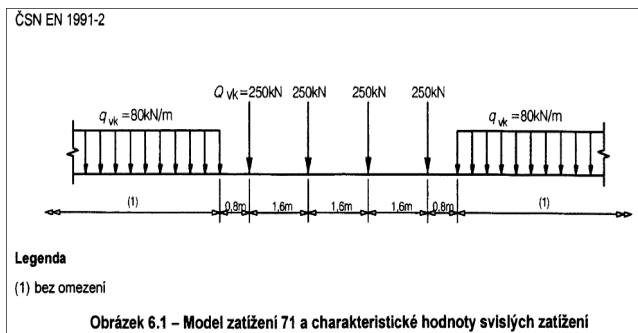
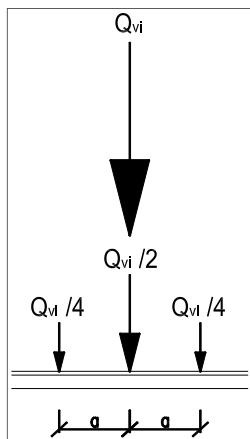
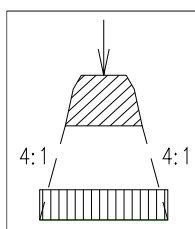
• model zatížení 71 (LM71) a odstředivé síly

$$\gamma_Q = 1.45$$

$$\psi_0 = 0.80$$

$$\alpha = 1.21$$

$$\Phi \dots \text{ANO}$$



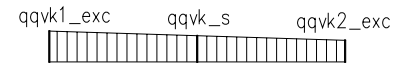
Roznos kolejové zatížení v podélném směru

- podélný směr: osamělá břemena budou roznášena na 3 kolejnicové podpory a při posuzování lokálních prvků mostovky bude zatížení dále rozneseno v podélném směru v poměru 4:1 od krajů ložné plochy pražců v souladu s 6.3.6.2 normy až do středu mostovk. plechu
- příčný směr: zatížení se bude od krajních hran pražců roznášet kol. ložem ve sklonu 4:1 až do středu mostovk. plechu

$$b_{ry} = \boxed{2.63} \text{ m} \quad \dots \text{ roznášecí šířka v příčném směru}$$

- zatížení s vlivem excentricity svislých zatížení

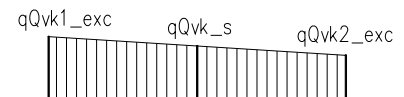
$$\bullet q_{qvk} = \boxed{80.0} \text{ kN/m}$$



$q_{qvk1\_exc}$	$= q_{qvk}/b_{ry} + 6 \cdot q_{qvk} \cdot e/b_{ry}^2$	$= 80/2.63 + 6 \cdot 80 \cdot 0.0833333333333333 =$	$36.2 \text{ kN/m}^2$
$q_{qvk\_s}$	$= q_{qvk}/b_{ry}$	$= 80/2.63$	$30.4 \text{ kN/m}^2$
$q_{qvk2\_exc}$	$= q_{qvk}/b_{ry} - 6 \cdot q_{qvk} \cdot e/b_{ry}^2$	$= 80/2.63 - 6 \cdot 80 \cdot 0.0833333333333333 =$	$24.6 \text{ kN/m}^2$

36.2 kN/m <sup>2</sup>
30.4 kN/m <sup>2</sup>
24.6 kN/m <sup>2</sup>

$$\bullet Q_{Qvk} = \boxed{156.25} \text{ kN/m}$$



$q_{Qvk1\_exc}$	$= Q_{Qvk}/b_{ry} + 6 \cdot Q_{Qvk} \cdot e/b_{ry}^2$	$= 156.25/2.63 + 6 \cdot 156.25 \cdot 0.0833333333333333 =$	$70.7 \text{ kN/m}^2$
$q_{Qvk\_s}$	$= Q_{Qvk}/b_{ry}$	$= 156.25/2.63$	$59.4 \text{ kN/m}^2$
$q_{Qvk2\_exc}$	$= Q_{Qvk}/b_{ry} - 6 \cdot Q_{Qvk} \cdot e/b_{ry}^2$	$= 156.25/2.63 - 6 \cdot 156.25 \cdot 0.0833333333333333 =$	$48.1 \text{ kN/m}^2$

70.7 kN/m <sup>2</sup>
59.4 kN/m <sup>2</sup>
48.1 kN/m <sup>2</sup>

- vliv odstředivé síly (vlak jedoucí na mostě nejvyšší dovolenou rychlostí)

Pozn.: svislý účinek odstředivé síly je bez redukce od převýšení koleje zvýšen příslušným dyn. souč. (v souladu s 6.5.1(3)P v ČSN EN 1991-2)

$$V = \boxed{100} \text{ km/h} \quad \dots \text{ maximální rychlost na trati v daném místě}$$

$$r = \boxed{100000} \text{ m}^* \quad \dots \text{ poloměr oblouku} \quad * \text{ na mostě se nachází kolej v přímé}$$

$$f = \boxed{1.0} \quad \dots \text{ redukční souč. závislý na rychlosti "v" a rozpětí } L_f \text{ v metrech. Pro } L_f < 2,88 \text{ m nebo pro } v < 120 \text{ km/h je hodnota } f=1,0.$$

$$Q_{vk} = \boxed{156.25} \text{ kN/m} \quad \dots \text{ náhradní spojitě zatížení pro 4x nápravu á 250 kN}$$

$$q_{vk} = \boxed{80} \text{ kN/m} \quad \dots \text{ spojitě zatížení mimo 4x nápravu á 250 kN}$$

Odstředivá síla bude rozložena do 2 složek: vodorovná, svislá.

Vodorovná složka pro spojitě zatížení modelu LM71:

$$Q_{tk} = Q_{vk} \cdot V^2 \cdot f / (127 \cdot r) = 156.25 \cdot 100^2 \cdot 1 / (127 \cdot 100000)$$

$$Q_{tk} = 0.1 \text{ kN/m} \rightarrow$$

$$q_{tk} = q_{vk} \cdot V^2 \cdot f / (127 \cdot r) = 80 \cdot 100^2 \cdot 1 / (127 \cdot 100000)$$

$$q_{tk} = 0.1 \text{ kN/m} \rightarrow$$

- podíl vodorovné složky odstředivé vodorovné síly ke svislému zatížení modelu LM71



$$q_t = 0.00 \quad * \quad q_{tk} \quad (\text{tj. } 0\% \quad \text{svislé složky LM71})$$

Pozn.:  $Q_{tk}$  a  $q_{tk}$  působí vodorovně v bodě, který se u žel. vozidel uvažuje v souladu s 6.5.1(2) v ČSN EN 1991-2 ve výšce 1,8 m nad pojezďovým povrchem. Jejich rozdělení po délce mostu odpovídá rozložení svislého pohyblivého zatížení.

- model zatížení SW/2 a odstředivé síly
- model SW/2 reprezentuje statický účinek svislého zatížení těžkou železniční dopravou
- dle NA.2.53 se pro trať 1. třídy má navíc použít model SW/2
- dle NA.2.54 se těžká žel. doprava může provozovat pouze na tratích 1. třídy, kde se musí rovněž uvažovat model zatížení SW/2

$$Y_Q = 1.20$$

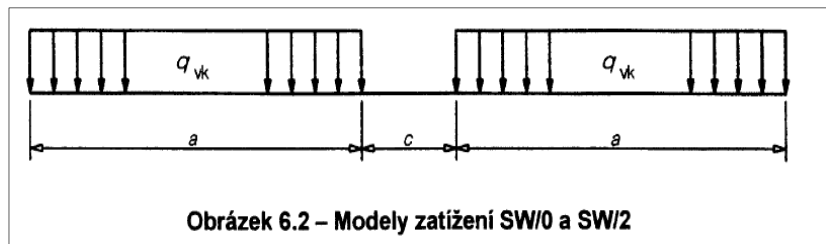
$$\psi_0 = 0.0$$

$\alpha \dots$  NE

$$q_{vk} = 150 \quad \text{kN/m}$$

$$a = 25.0 \quad \text{m}$$

$$c = 7.0 \quad \text{m}$$

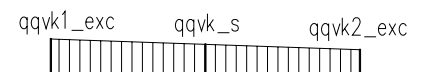


- podélný směr: bez roznosu
- příčný směr: zatížení se bude od krajních hran prahů roznášet kol. ložem ve sklonu 4:1 až do středu mostovk. plechu

$$b_{ry} = 2.80 \quad \text{m} \quad \dots \text{ roznášecí šířka v příčném směru}$$

- zatížení s vlivem excentricity svislých zatížení

$$* q_{qvk} = 150.0 \quad \text{kN/m}$$



$q_{qvk1\_exc}$	$= q_{qvk}/b_{ry} + 6 * q_{qvk} * e/b_{ry}^2$	$=$	$150/2.8 + 6 * 150 * 1/2.8^2$	$=$	$53.6 \text{ kN/m}^2$
$q_{qvk\_s}$	$= q_{qvk}/b_{ry}$	$=$	$150/2.8$	$=$	$53.6 \text{ kN/m}^2$
$q_{qvk2\_exc}$	$= q_{qvk}/b_{ry} - 6 * q_{qvk} * e/b_{ry}^2$	$=$	$150/2.8 - 6 * 150 * 1/2.8^2$	$=$	$53.6 \text{ kN/m}^2$

Pozn.: excentricita svislých zatížení má být uvažována pouze pro zatěžovací modely LM-71 a SW/0. Pro SW/2 tedy tato excentricita uvažována není

- vliv odstředivé síly (vlak jedoucí na mostě nejvyšší dovolenou rychlostí)

Pozn.: svislý účinek odstředivé síly je bez redukce od převýšení koleje zvýšen příslušným dyn. souč. (v souladu s 6.5.1(3)P v ČSN EN 1991-2)

$$V = 80 \quad \text{km/h}$$

... nejedná se o maximální rychlost na trati v daném místě.  
Dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.1 (5)P, POZNÁMKA 2 lze pro SW/2 použít max. rychlost 80 km/h.

$$r = 100000 \quad \text{m}^*$$

$$f = 1.0$$

... poloměr oblouku \* na mostě se nachází kolej v přímé

... redukční souč. závislý na rychlosti "v" a rozpětí  $L_f$  v metrech. Pro  $L_f < 2,88\text{m}$  nebo pro  $v < 120 \text{ km/h}$  je hodnota  $f=1,0$ .

$$q_{vk} = \boxed{80} \text{ kN/m} \quad \dots \text{ spojité zatížení}$$

Odstředivá síla bude rozložena do 2 složek: vodorovná, svislá.

Vodorovná složka pro spojitá zatížení modelu SW/2:

$$q_{tk} = q_{vk} \cdot V^2 \cdot f / (127 \cdot r) = 80 \cdot 80^2 \cdot 1 / (127 \cdot 100000)$$

$$q_{tk} = 0.0 \quad \text{kN/m} \rightarrow$$

- podíl vodorovné složky odstředivé vodorovné síly ke svislému zatížení modelu SW/2

$$q_t = 0.00 \quad * \quad q_{tk} \quad (\text{tj. } 0\% \quad \text{svislé složky SW/2})$$

Pozn.:  $Q_{tk}$  a  $q_{tk}$  působí vodorovně v bodě, který se u žel. vozidel uvažuje v souladu s 6.5.1(2) v ČSN EN 1991-2 ve výšce 1,8 m nad pojezdovým povrchem. Jejich rozdělení po délce mostu odpovídá rozložení svislého pohyblivého zatížení.

• model zatížení "nezatížený vlak"

$$q_k = 10 \quad \text{kN/m} \quad \dots \text{ charakteristická hodnota}$$

$\Phi \dots \text{ NE}$

$\alpha \dots \text{ NE}$

Pozn.: ztráta stability NK (soubor EQU) jejím překlopením v mimořádné návrhové situaci (za provozu) byla ověřena a VYHOVUJE!

• rozjezdové / brzdné síly

- dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.3

$$\gamma_Q = 1.45$$

$$\psi_0 = 0.80$$

$$\alpha = 1.21 \quad \dots \text{ ano, pouze pokud je požadováno (LM71, příp. SW/0)}$$

$\Phi \dots \text{ NE}$

$$L_{a,b} = \boxed{16.540} \text{ m} \quad \dots \text{ odp. přičiňující délka pro LM71 (v našem případě } L_{a,b} = \text{ délka NK mostu)}$$

- rozjezdová síla:

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} = 33 \cdot 16.54$$

$$Q_{lak} = 545.8 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lak} \leq 1000 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lak} = 545.82 \quad \text{kN} \quad \dots \text{ pro LM71, příp. SW/0, příp. SW/2, příp. HSLM}$$

- brzdná síla:

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} = 20 \cdot 16.54$$

$$Q_{lbk} = 330.8 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lbk} \leq 6000 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lbk} = 330.8 \quad \text{kN} \quad \dots \text{ pro LM71, příp. SW/0, příp. HSLM}$$

- brzdná síla:

$$Q_{lbk} = 35 \cdot L_{a,b} = 35 \cdot 16.54$$

$$Q_{lbk} = 578.9 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lbk} \leq 6000 \quad \text{kN}$$

$$Q_{lbk} = 578.9 \quad \text{kN} \quad \dots \text{ pro SW/2}$$

Z rozjezdových a brzdných sil rozhodují síly rozjezdové (absolutně max. návrhová hodnota, tj. vč. souč.  $\alpha$  a  $\gamma_Q$ ).

• kombinovaná odezva kolej / most

- dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4

- jsou splněny meze platnosti pro použití zjednodušené výpočetní metody dle čl. 6.5.4.6.1. Zároveň jsou splněny předpoklady dle čl. 6.5.4.6.1 (1), za kterých není nutno posuzovat namáhání kolejnic. Maximální podélná deformace spodní stavby do 5 mm je ve směru deformace směrem za rub opěry zabezpečena především spolupůsobením opěry se zemínou, směrem do mostního otvoru je také tato deformace splněna, přičemž je významně pozitivně ovlivněna navrženými mikropilotami pro založení spodní stavby.

- účinky vyplývající z kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení budou uvažovány při návrhu hlavní NK, pevných ložisek a spodní stavby

$\gamma_Q$	... dle jednotl. zatížení (avšak pro teplotu platí $\gamma_Q=1,0$ dle čl. 6.5.4.3 (2))
$\psi_0$	... dle jednotl. zatížení (avšak pro teplotu platí $\psi_0=1,0$ dle čl. 6.5.4.3 (2))
$\alpha$	... ano, pokud je požadováno
$\Phi$ ... NE	

- rozjezdové / brzdné síly

$$\xi = 0.60$$

$$Q_{lak} = 545.82 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 330.8 \text{ kN}$$

průběžná (bezstyková) kolej

... redukční souč. pro stanovení podélných sil v pevných ložiscích jednotlivé nosné konstrukce od rozjezdu / brzdění

... rozjezdové síly

... brzdné síly

$$Q_{lak} = \xi \cdot Q_{lak} = 0.6 \cdot 545.82 = 327.5 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = \xi \cdot Q_{lbk} = 0.6 \cdot 330.8 = 198.5 \text{ kN}$$

pozn.: celkově model SW/2 nerozhoduje (viz výše).

- teplotní změny

$$k = <20 \text{ až } 40> \text{ kN/m}$$

$$k = 20 \text{ kN/m}$$

... podélný plastický smykový odpor nezatížené koleje (kolej uložená v kolejovém loži)

$$L_T = 16.54 \text{ m}$$

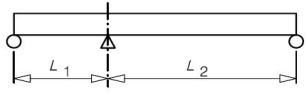
$$L_1 = 0 \text{ m}$$

$$L_2 = 0 \text{ m}$$

... dilatační délka v případě 1 dilatující délky

... dilatační délka  $L_1$  v případě více dilatujících délek

... dilatační délka  $L_2$  v případě více dilatujících délek

<p>A) Most s průběžně svařenými kolejnicemi (bezстыková kolej) na obou koncích NK a s pevnými ložisky na jednom konci NK.</p> <p><math>\pm F_{Tk} = 0.6 \cdot k \cdot L_T</math>  <math>\pm F_{Tk} = 0.6 \cdot 20 \cdot 16.54</math>  <math>\pm F_{Tk} = 198.5 \quad \text{kN}</math></p>	<p>B) Most s průběžně svařenými kolejnicemi (bezстыková kolej) na obou koncích NK a s pevnými ložisky umístěnými ve vzdálenosti <math>L_1</math> od jednoho konce NK a <math>L_2</math> od druhého konce NK.</p> <p><math>\pm F_{Tk} = 0.6 \cdot k \cdot (L_2 - L_1)</math>  <math>\pm F_{Tk} = 0.6 \cdot 20 \cdot (0 - 0)</math>  <math>\pm F_{Tk} = 0.0 \quad \text{kN}</math></p> <div data-bbox="539 566 1145 719"> <p><math>L_1</math> [m] a <math>L_2</math> [m] podle obrázku 6.21;</p>  <p>N.B. (1) Nosná konstrukce v délce buď <math>L_1</math> nebo <math>L_2</math> může obsahovat jedno nebo více polí.</p> <p>Obrázek 6.21 – Nosná konstrukce s pevnými ložisky neumístěnými na jednom konci (1)</p> </div>	<p>C) Most s průběžně svařenými kolejnicemi (bezстыková kolej) na konci NK s pevnými ložisky a kolejnicovými dilatačními zařízeními na volném konci nosné konstrukce (s pohyblivými ložisky).</p> <p><math>\pm F_{Tk} = 20 \cdot L_T</math>  <math>\pm F_{Tk} = 20 \cdot 16.54</math>  <math>\pm F_{Tk} = 330.8 \quad \text{kN}</math></p> <p>D) NK mostu s kolejnicovými dilatačními zařízeními na obou koncích.</p> <p><math>\pm F_{Tk} = 0.0 \quad \text{kN}</math></p>
---	--	--

A
$F_{Tk} = 198.5 \quad \text{kN}$

... situace dle tab. výše

... charakteristická podélná síla na kolej od teplotní změny

- podélné síly v koleji způsobené deformací NK

$L = 16.54 \quad \text{m}$

... délka prvního pole u pevného ložiska

<p>A1) Most s průběžně svařenými kolejnicemi (bezстыková kolej) na obou koncích NK. A2) S pevnými ložisky na jednom konci NK a s kolejnicovými dilatačními zařízeními na volném konci NK.</p> <p><math>F_{Qk} = 20 \cdot L</math>  <math>F_{Qk} = 20 \cdot 16.54</math>  <math>F_{Qk} = 330.8 \quad \text{kN}</math></p>	<p>B) Most s kolejnicovými dilatačními zařízeními na obou koncích NK.</p> <p><math>F_{Qk} = 0.0</math>  <math>F_{Qk} = 0.0</math>  <math>F_{Qk} = 0.0 \quad \text{kN}</math></p>
--	--

A1 / A2
$F_{Qk} = 330.8 \quad \text{kN}$

... situace dle tab. výše

... charakteristická podélná síla na kolej od teplotní změny

- REKAPITULACE účinků kombinované odezvy kolej / most

$Q_{lak} / Q_{lbk} = 327.5 \quad \text{kN}$

... charakteristická podélná síla od brzdných / rozjezdových sil (max.)

$F_{Tk} = 198.5 \quad \text{kN}$

... charakteristická podélná síla od teplotních změn

$F_{Qk} = 6.0 \quad \text{kN}$

... charakteristická podélná síla od deformace NK

$Q_l = 532.0 \quad \text{kN}$

... charakteristická celková podélná síla od kombinované odezvy kolej / most působící na ložiska resp. spodní stavbu

- radiální síly od bezстыkové koleje působící na příčně pevná ložiska mostní konstrukce
- dle ČSN EN 1991-2/Z4, NA.2.76

$$\alpha = 5 \cdot \Delta T_R \cdot A / r \quad [kN \cdot m^{-1}] \quad (6.1)$$

kde,  $r$  - poloměr směřového oblouku v [mm]  
 $A$  - plocha jedné kolejnice [mm<sup>2</sup>] např. UIC 60  $A = 7686$  mm<sup>2</sup>  
 $\Delta T_R$  - změna teploty kolejnice [°C]

Pro kolej s kolejnicovým dilatačním zařízením se příčná síla lineárně zvyšuje od dilatačního zařízení na obě strany. Pro kolej s průběžným kolejovým ložem lze uvažovat, že nárůst příčné síly na plnou hodnotu je na vzdálenosti 50 m od dilatačního zařízení,

Pro použití v ČR lze použít  $\Delta T_{R,MIN} = -53$  °C a  $\Delta T_{R,MAX} = +43$  °C. Tyto hodnoty teplotních rozdílů odpovídají upínací teplotě při zřizování BK +17°C až +23 °C a intervalu teplotních mezí -30°C až +60°C.

Pozn.: v našem případě se tyto radiální síly neuplatní

- boční rázy

$$\gamma_0 = 1.45$$

$$\psi_0 = 1.00$$

$$\alpha \dots \text{ANO (při } \alpha > 1,0) \quad \dots \text{ pro LM71}$$

$$\alpha \dots \text{NE} \quad \dots \text{ pro SW/2}$$

$$\phi \dots \text{NE}$$

$$Q_{sk} = 100.0 \quad \text{kN}$$

... neklasifikovaná charakteristická hodnota bočního rázu

$$\alpha = 1.21$$

... klasifikační součinitel

↓

$$Q_{sk} = Q_{sk} \cdot \alpha$$

$$Q_{sk} = 100 \cdot 1.21$$

$$Q_{sk} = 121.0 \quad \text{kN}$$

... klasifikovaná charakteristická hodnota bočního rázu

- zatížení bude rozneseno obdobně jako osamělá břemena u modelu zatížení LM71, viz výše (podélný a příčný směr)

(pozn.:  $b_{rx} \times b_{ry}$  = roznášecí obdélníková plocha pod 1 ks pražce)

$$b_{rx} = 0.565 \quad \text{m}$$

... roznášecí délka v podélném směru (1 pražec)

$$b_{ry} = 2.632 \quad \text{m}$$

... roznášecí šířka v příčném směru

$$r_{BR} = 0.80 \quad \text{m}$$

... rameno od působíště bočního rázu k povrchu mostovky

$$Q_{sk} = 100.0 \quad \text{kN}$$

... neklasifikovaná charakteristická hodnota bočního rázu

↓↓↓ roznos na 1 pražec ↓↓↓

$$q_{BR} = 6 \cdot Q_{sk} \cdot r_{BR} / (b_{rx} \cdot b_{ry}^2)$$

$$q_{BR} = 6 \cdot 100 \cdot 0.8 / (0.565 \cdot 2.632^2)$$

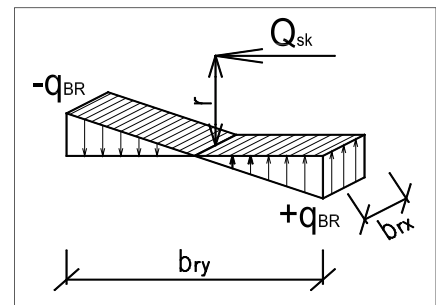
$$q_{BR} = 122.6 \quad \text{kN/m}^2$$



↓↓↓ roznos na 3 pražce v poměru 25% - 50% - 25% ↓↓↓

$\pm q_{BR\_25\%} =$	30.7 kN/m <sup>2</sup> ↓	svislá složka
$\pm q_{BR\_50\%} =$	61.3 kN/m <sup>2</sup> ↓	
$\pm q_{BR\_25\%} =$	30.7 kN/m <sup>2</sup> ↓	

$\pm q_{BR\_25\%} =$	16.8 kN/m <sup>2</sup> →	vodorovná složka
$\pm q_{BR\_50\%} =$	33.6 kN/m <sup>2</sup> →	
$\pm q_{BR\_25\%} =$	16.8 kN/m <sup>2</sup> →	



## 2.4 Proměnné zatížení - vykolejení a jiná zatížení

- zatížení uvažováno dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.7

### • vykolejení železniční dopravy (mimořádné zatížení)

Vykolejení vlakové soupravy na mostě se musí uvažovat jako mimořádná návrhová situace (rov. 6.11a + kombinační součinitelé dle tab. A2.3).

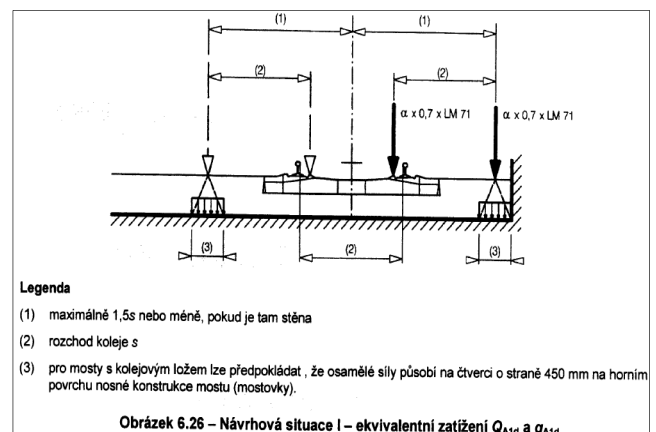
Dle normy ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí- zatížení mostů dopravou, čl. 6.7 (1) a (2) se musí uvažovat 2 návrhové situace. Při návrhových situacích vykolejení se pro kolej zatíženou vykolejením mají jiná zatížení železniční dopravou zanedbat.

- návrhová situace 1

- v této návrhové situaci nesmí dojít ke zřícení hlavní nosné části konstrukce. Místní poškození lze tolerovat.

$$\alpha = 1.21$$

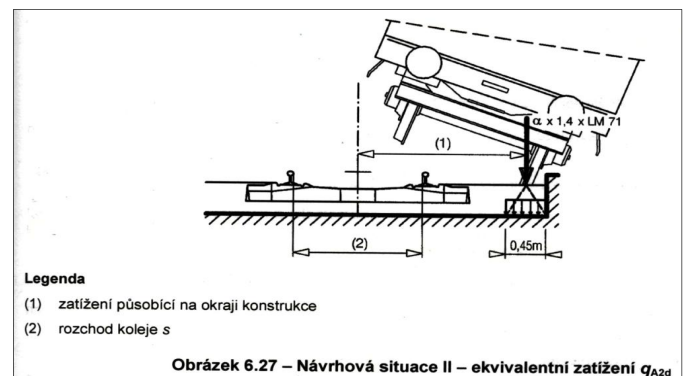
$\Phi \dots NE$  (dle čl. 6.7.1 (7))



- návrhová situace 2

- při této návrhové situaci se most nemá převrátit nebo zřítit

- pro určení celkové stability se musí na maximální délce 20 m uvažovat  $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$  jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce



• jiná zatížení

V tomto projektu nejsou žádná další zatížení (např. přetržení trolejových drátů,...) uvažována.

## 2.5 Proměnné zatížení - chodci, obecná údržba

- zatížení uvažováno dle ČSN EN 1991-2, čl. 5 resp. dle čl. 6.3.

- bude použito rovnoměrné zatížení  $q_{fk}$  definované odst. 5.3.2.1 a odst. 6.3.7 normy

$$\gamma_Q = 1.35$$

$$\psi_0 = 0.80$$

V případě zatížení údržbou mostu bude uvažováno rovnoměrné plošné zatížení  $q_{fk}$ .

$$q_{fk} = 5.0 \quad \text{kN/m}^2$$

... charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení  
chodci / obecnou údržbou

$$l_T = \boxed{0.60} \text{ m}$$

... šířka drážní stezky podél mostu vlevo

$$q_{fk\_lin} = q_{fk} \cdot l_T$$

$$q_{fk\_lin} = 5 \cdot 0.6$$

$$q_{fk\_lin} = 3.0 \quad \text{kN/m}$$

$$l_T = \boxed{0.60} \text{ m}$$

... šířka drážní stezky podél mostu vpravo

$$q_{fk\_lin} = q_{fk} \cdot l_T$$

$$q_{fk\_lin} = 5 \cdot 0.6$$

$$q_{fk\_lin} = 3.0 \quad \text{kN/m}$$

Pro návrh lokálních prvků bude uvažováno soustředěné zatížení plošné zatížení  $Q_k$  působící na ploše 200 x 200 mm.

$$Q_k = 2.0 \quad \text{kN}$$

... charakteristická hodnota soustředěného zatížení

(pozn.: v tomto případě nebude toto zatížení použito)

## 2.6 Proměnné zatížení - zatížení větrem

- OBSAH:

2.6.1 Výpočet jednotlivých parametrů

2.6.2 Zatížení větrem NK mostu

2.6.3 Zatížení větrem na vozidla pohybující se po mostě

- zatížení bude stanoveno dle ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 v platném znění

- v následujícím textu určíme hodnoty zatížení na mostní konstrukci

$$Y_Q = 1.50$$

$$\psi_0 = 0.75 \rightarrow \text{pro } F_{w,k} \quad (\text{dle ČSN EN 1990, tab. A2.3; dále viz poznámka níže})$$

$$\psi_0 = 1.00 \rightarrow \text{pro } F_w^{**} \quad (\text{dle ČSN EN 1990, tab. A2.3; dále viz poznámka níže})$$

### 2.6.1 Výpočet jednotlivých parametrů

- vstupní hodnoty

obec:	Holetín
	intravilán
oblast:	II

... větrová oblast dle ČSN EN 1991-1-4, (1)P

pozn.: most se nachází v intravilánu

obce Holetín, která se nachází ve větrné oblasti IV, avšak s ohledem na omezení síly větru v kombinaci s působením zatížení od žel. dopravy

budeme uvádět oblast II., které odpovídá právě hodnota  $v_{b,0}=25$  m/s

s uvažováním souč. kombinace  $\psi_0$  viz text níže v poznámce !!!

$$v_{b,0} = 25 \quad \text{m/s}$$

$$c_{dir} = 1.0$$

$$c_{season} = 1.0$$

... výchozí základní rychlost větru

... součinitel směru větru (doporučená hodn. dle NA 2.6.)

... součinitel ročního období (doporučená hodn. dle NA 2.7)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 25$$

$$v_b = 25.0 \quad \text{m/s}$$

... základní rychlost větru

**poznámka:** Dle ČSN EN 1991-1-4, čl.8.1 (5), který řeší současné působení zatížení větrem a zatížení od železniční dopravy, se má omezit kombinační hodnota  $\psi_0 \cdot F_{wk}$  na hodnotu  $F_w^{**}$  ( $\psi_0=1,0$ ), která se má určit pro rychlost  $v_{b,0}^{**}=25\text{m/s}$  (dle NA.2.44) nahrazující rychlost  $v_{b,0}$ . Most je situován v intravilánu obce Holetín. Dle mapy větrných oblastí se jedná o IV. oblast (viz pozn. výše u stanovení větrové oblasti), tedy s hodnotou výchozí základní rychlosti větru  $v_{b,0}=30,0$  m/s. Z tohoto důvodu v tomto případě musíme kombinační hodnotu  $F_{wk}$  omezovat hodnotou  $F_w^{**}$  a tudíž v kombinacích použijeme součinitel kombinace  $\psi_0=1,0$  pro sílu větru v hodnotě  $F_w$  (pozn.: závěr vychází z porovnání maximálních dynamických tlaků ve výše "z").

- střední rychlost větru

$c_0(z) =$	1.0
terén:	III

... součinitel orografie

... kategorie terénu

pozn.: kategorie terénu byla zvolena jako kategorie terénu III, tj. oblast rovnoměrně pokrytá vegetací, pozemními stavbami nebo izolovanými překážkami (vesnice, předměstský terén, souvislý les)

$$z_0 = 0.3 \quad \text{m}$$

... parametr drsnosti terénu

$$z_{\min} = 5.0 \quad \text{m}$$

... minimální výška def. v tab. 4.1 v ČSN EN 1991-1-4

$$z_{\max} = 200 \quad \text{m}$$

... maximální výška definovaná čl. 4.3.2

$$z = \boxed{7.5} \quad \text{m}$$

... výška nad zemí (uvažujeme cca vzd. od terénu ke středu vzdálenosti mezi dolní hranou HN k horní hraně vozidla na mostě)

$$z_{0_{II}} = 0.05 \quad \text{m}$$

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0_{II}})^{0.07}$$

$$k_r = 0.19 \cdot (0.3/0.05)^{0.07}$$

$$k_r = 0.215$$

... součinitel terénu

$$\rightarrow \text{pro } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$$

$$c_r(z) = 0.215 \cdot \ln(7.5/0.3)$$

$$c_r(z) = 0.692$$

$$\rightarrow \text{pro } z \leq z_{\min}$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_{\min}/z_0)$$

$$c_r(z) = 0.215 \cdot \ln(5/0.3)$$

$$c_r(z) = 0.605$$

$$z > z_{\min}$$

$$z < 200$$

a proto

$$c_r(z) = 0.692$$

... součinitel drsnosti

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

$$v_m(z) = 0.692 \cdot 1 \cdot 25$$

$$v_m(z) = 17.3 \quad \text{m/s}$$

... střední rychlost větru ve výšce "z" nad terénem

- intenzita turbulence větru

$$k_l = 1.0$$

... součinitel turbulence (doporučená hodnota dle NA 2.16)

$$\rightarrow \text{pro } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = k_l / (c_0(z) \cdot \ln(z/z_0))$$

$$I_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(7.5/0.3))$$

$$I_v(z) = 0.311$$

$$\rightarrow \text{pro } z \leq z_{\min}$$

$$I_v(z) = k_l / (c_0(z) \cdot \ln(z_{\min}/z_0))$$

$$I_v(z) = 1 / (1 \cdot \ln(5/0.3))$$

$$I_v(z) = 0.355$$

$$z > z_{\min}$$

$$z < 200$$

a proto

$$I_v(z) = 0.311$$

... intenzita turbulence ve výšce "z"

- maximální dynamický tlak

$$\rho = 1.25 \quad \text{kg/m}^3$$

... měrná hmotnost vzduchu

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2$$

$$q_b = 391 \quad \text{N/m}^2$$

... základní dynamický tlak větru

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0.311) \cdot 0.5 \cdot 1.25 \cdot 17.3^2$$

$$q_p(z) = 594 \quad \text{N/m}^2$$

... maximální dynamický tlak ve výšce "z"

$$c_e = q_p(z) / q_b$$

$$c_e = 594 / 391$$

$$c_e = 1.52$$

... součinitel expozice

- součinitel síly, součinitel zatížení větrem

$$b = \boxed{6.40} \text{ m}$$

$$d_{\text{tot}} = \boxed{4.90} \text{ m}$$

$$b/d_{\text{tot}} = 6.4/4.9 = 1.31$$

a proto

$$c_{f_x,0} = \boxed{2.20}$$

... od spodní hrany HN po horní hranu vozidla na mostě (vitr budeme při návrhu OK mostu a ložisek používat pouze v kombinaci s kolejovou dopravou na mostě)

... součinitel síly pro mosty dle obr. 8.3 nebo čl. 8.3.1, pozn. 2

$$C = c_e \cdot c_{f_x,0}$$

$$C = 1.52 \cdot 2.2$$

$$C = 3.34$$

... součinitel zatížení větrem

## 2.6.2 Zatížení větrem NK mostu

V níže uvedeném textu jsou uvedeny výpočty zatížení na jednotlivé prvky OK mostu a pro jednotlivé směry působení větru na konstrukci, a to v pořadí ve směru:

X

... směr kolmo na podélnou osu NK mostu

Y

... směr rovnoběžný s podélnou osou NK mostu

Z

... směr kolmý k rovině mostovkového plechu NK mostu

• síly na kci mostu ve směru kolmém na podélnou osu NK mostu (X)

- síla větru na návětrný HN (vni / vně) ve směru kolmém na osu konstrukce mostu (X)

$$A_{\text{ref}} = \boxed{1.00} \text{ m}^2$$

... referenční plocha

$$C = 3.34$$

... součinitel zatížení větrem

$$f_{w,x} = (0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref},x}) / 10^3$$

$$f_{w,x} = (0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 3.34 \cdot 1) / 10^3$$

$$\boxed{f_{w,x} = 1.3 \quad \text{kN/m}}$$

... charakteristický tlak větru na HN ve směru kolmém na osu kce

- síla větru na závětrný HN (vni / vně) ve směru kolmém na osu konstrukce mostu (X)

$$A_{\text{ref}} = \boxed{0.00} \text{ m}^2$$

... referenční plocha na 1 m délky prvku

$$C = 3.34$$

... součinitel zatížení větrem



$$f_{w,x} = (0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}) / 10^3$$

$$f_{w,x} = (0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 3.34 \cdot 0) / 10^3$$

$$f_{w,x} = 0.0 \quad \text{kN/m}$$

... charakteristická síla větru na HN ve směru kolmém na osu kce

- síly na kci mostu ve směru rovnoběžném s osou mostu (Y)

pozn.: pokud je to nutné, mají se uvažovat podélné síly od větru ve směru Y

plnostěnný nosník

podíl = 25 % sil od větru ve směru X (kolmo na ose kce)

V tomto případě není nutné uvažovat podélné síly od větru ve směru Y.

- síly na mostovku ve směru svislém na mostovku kce (Z)

pozn.: v souladu s čl. 8.1 (3) normy bude v případě nepříznivých a významných účinků počítáno se současným působením větru ve směru X nebo Y

$$b = 1.0 \quad \text{m}$$

$$L = 1.0 \quad \text{m}$$

... šířka návětrné plochy kce pro vítr ve směru Z (1,0 m šířky kce)

... uvažovaná délka (1,0 m délky konstrukce)

$$A_{ref,z} = b \cdot L$$

$$A_{ref,z} = 1 \cdot 1$$

$$A_{ref,z} = 1.00 \quad \text{m}^2$$

... referenční plocha na 1 m délky prvku

$$C_{fz,0} = 0.9$$

... součinitel síly ve směru Z pro mosty dle NA 2.49

$$C = C_e \cdot C_{fz,0}$$

$$C = 1.52 \cdot 0.9$$

$$C = 1.37$$

... součinitel zatížení větrem

$$f_{w,z} = (0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}) / 10^3$$

$$f_{w,z} = (0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 1.37 \cdot 1) / 10^3$$

$$f_{w,z} = 0.5 \quad \text{kN/m}^2$$

... charakteristický tlak větru ve směru +/-Z

### 2.6.3 Zatížení větrem na vozidla pohybující se po mostě

- dle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.1 (5) b), je dána výška vozidla 4,0 m od spojnice temene kolejnic

- uvažujeme, že na vozidlo působí v příčném směru vítr od spojnice TK po horní hranu vozidla

- zatížení větrem na vozidla vyskytující se na mostě

$$A_{ref,x} = 4.00 \quad \text{m}^2/1 \text{ mb}$$

... větrem je zatížena celá plocha vozidla

$$f_{w,y} = (0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}) / 1000$$

$$f_{w,y} = (0.5 \cdot 1.25 \cdot 25^2 \cdot 3.34 \cdot 4) / 1000$$

$$f_{w_y} = 5.2 \quad \text{kN/m}$$

... vodorovné zatížení působící na vozidlo na mostě

- svislá složka větru na vozidla ↓↓↓

$$h_v = 2.80 \quad \text{m}$$

$$b_y = 2.63 \quad \text{m}$$

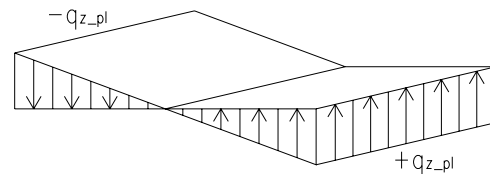
... vzdál. mezi těžištěm návětrnné plochy vozidla a mostovk. plechem

... roznosová šířka pod prážcem v příčném směru Y

$$\pm q_{z_{pl}} = 6 \cdot f_{w_y} \cdot h_v / b_y^2$$

$$\pm q_{z_{pl}} = 6 \cdot 5.2 \cdot 2.8 / 2.63^2$$

$$\pm q_{z_{pl}} = 12.6 \quad \text{kN/m}^2 \quad \downarrow \downarrow \downarrow$$

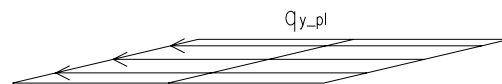


- vodorovná složka větru na vozidla →→→→

$$q_{y_{pl}} = f_{w_y} / b_y$$

$$q_{y_{pl}} = 5.2 / 2.63$$

$$q_{y_{pl}} = 2.0 \quad \text{kN/m}^2 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow$$



... vodorovné zatížení roznesené na plochu (roznášecí plocha pod prážcem

## 2.7 Proměnné zatížení - zatížení teplotou

- zatížení bude stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5 v platném znění

- NK mostu je vystavena klimatickým změnám během dne a ročních období a provozním změnám teploty, proto budeme zatížení teplotou při návrhu OK mostu uvažovat

- reprezentativní hodnoty zatížení teplotou se mají stanovit pomocí rovnoměrné složky teploty a rozdílových složek teploty

$$Y_Q = 1.50$$

$$\psi_0 = 0.60 \quad (\text{dle ČSN EN 1990, tab. A2.3})$$

- pro přehlednost je zatížení teplotou členěno na níže uvedené články

### 2.7.1 Rovnoměrná složka teploty

#### 2.7.2 Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky

#### 2.7.3 Rozdílová složky teploty ve svislém směru

#### 2.7.4 Rozdílová složky teploty ve vodorovném směru

#### 2.7.5 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

### 2.7.1 Rovnoměrná složka teploty

- dle čl. 6.1.3 normy

- rovnoměrná složka teploty nevyvoluje v NK mostu napětí. Tato složka bude použita pro určení dilatací NK mostu a pro návrh ložisek.

- maximální a minimální teploty vzduchu ve stínu

$$\text{obec: Holetín}$$

$$T_{\max} = 38 \quad ^\circ\text{C}$$

... maximální teplota vzduchu ve stínu dle obr. NA.1  
pro oblast obce Holetín (36,1 až 38°C)

$$T_{\min} = -30 \quad ^\circ\text{C}$$

... minimální teplota vzduchu ve stínu dle obr. NA.2  
pro oblast obce Holetín (-28,1 až -30°C)

		$T_{e,max} [^{\circ}C]$	
1. typ	$T_{max}+16$	54.0	(pro $30^{\circ}C \leq T_{max} \leq 50^{\circ}C$ )
2. typ	$T_{max}+4.5$	42.5	
3. typ	$T_{max}+1.5$	39.5	

		$T_{i,max} [^{\circ}C]$	
1. typ	$T_{min}-3$	-33.0	(pro $-50^{\circ}C \leq T_{min} \leq 0^{\circ}C$ )
2. typ	$T_{min}+4.5$	-25.5	
3. typ	$T_{min}+8$	-22.0	

- 1. typ ... typ konstrukce (ocelová nosná konstrukce)
- ANO ... uplatnění snížení maximální hodnoty  $T_{e,max}$  pro 1. typ konstrukce
- $T_{e,max} = 51^{\circ}C$  ... maximální rovnoměrná složka teploty
- $T_{e,min} = -33^{\circ}C$  ... minimální rovnoměrná složka teploty

- rozsah rovnoměrné složky teploty mostu (dle čl. 6.1.3.3 normy)

$T_0 =$  10  $^{\circ}C$  ... výchozí teplota mostu, ve kterém je konstrukce zabudována

Pozn.: Konstrukce mostu bude pravděpodobně na ložiska uložena v období začátku 5. měsíce. Průměrná teplota vzduchu ve stínu v dané oblasti v těchto měsících se pohybuje mezi  $7,3^{\circ}C$  až  $19^{\circ}C$ . Uvažovat budeme s teplotou  $10^{\circ}C$ .

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - (T_{e,min})$$

$$\Delta T_{N,con} = 10 - (-33)$$

$$\Delta T_{N,con} = 43.0^{\circ}C$$

- rozsah pro ložiska a dilatační spáry:

$$\Delta T_{N,con}^* = \Delta T_{N,con} + 10$$

$$\Delta T_{N,con}^* = 43 + 10$$

$$\Delta T_{N,con}^* = 53.0^{\circ}C$$

(přesná hodnota teploty při provádění ložisek / dilatací bude známa - bude probíhat měření teploty NK před uložením na ložiska)

... charakt. hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet ZKRÁCENÍ mostu

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

$$\Delta T_{N,exp} = 51 - 10$$

$$\Delta T_{N,exp} = 41.0^{\circ}C$$

- rozsah pro ložiska a dilatační spáry:

$$\Delta T_{N,exp}^* = \Delta T_{N,exp} + 10$$

$$\Delta T_{N,exp}^* = 41 + 10$$

(přesná hodnota teploty při provádění ložisek / dilatací bude známa - bude probíhat měření teploty NK před uložením na ložiska)

$\Delta T_{N,exp}^* =$	51.0 °C	... charakt. hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet PRODLOUŽENÍ mostu
------------------------	---------	--

$$\Delta T_N = T_{e,max} - (T_{e,min})$$

$$\Delta T_N = 51 - (-33)$$

$$\Delta T_N = 84.0 \text{ °C}$$

... celkový ROZSAH rovnoměrné složky teploty mostu

### 2.7.2 Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky

- dle čl. 6.1.6 normy

- tyto účinky se mají uvažovat jako přídavné k účinkům vyvolaným ve všech prvcích rovnoměrnou složkou teploty

Pozn.: tato složka teploty se v tomto případě neuplatní

### 2.7.3 Rozdílová složka teploty ve svislém směru

- dle čl. 6.1.4 normy

- v souladu dle NA.2.8 bude uvažována svislá složka teploty s nelineárními účinky ("postup 2" dle čl. 6.1.4.2 normy)

- při stanovení účinků svislých rozdílů teplot se mají zahrnout nelineární rozdílové složky teploty ( $\Delta T_E$ )

typ konstrukce: 1. typ - ocelová nosná konstrukce

- teplotní rozdíl  $\Delta T$  obsahuje  $\Delta T_M$  a  $\Delta T_E$  společně s malou částí složky  $\Delta T_N$ . Většina  $\Delta T_N$  je zahrnutá v rovnom. složce teploty mostu.

- základní pojmy

$\Delta T$

... součet lineární rozdílové složky teploty a nelineární části rozdílové složky teploty

$\Delta T_M$

... lineární rozdílová složka teploty

$\Delta T_E$

... nelineární část rozdílové složky teploty

$\Delta T_N$

... celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

oteplení

... vztahuje se k podmínkám, kdy sluneční záření a další účinky účinky způsobí nárůst tepla na horním povrchu NK

ochlazení

... vztahuje se k podmínkám, kdy se ztrácí teplo z horního povrchu NK vyzařováním a dalšími vlivy

**Pozn.:** Dle NA.2.8 se má na území ČR použít "postup 2". Čl. 6.1.4.2 Svislé složky teploty s nelineárními účinky - návod stanovený na obrázcích 6.2a až 6.2b je zjevně platný pouze pro silniční mosty. V našem případě se jedná o železniční most s kolejovým ložem - uvedené hodnoty teplot tak nelze pro mostovku použít.

Při srovnání postupu při určení svislé složky teploty s nelineárními účinky s dnes již neplatnou normou

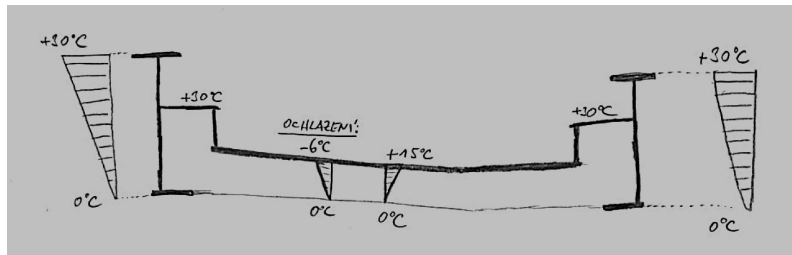
ČSN 73 6203 lze říci, že filosofie návrhu je shodná s ČSN EN 1991-1-5. Uvedená schémata i hodnoty teplot

(viz také ČSN EN 1991-1-5, Příloha B) se shodují. V ČSN 73 6203 však je v tabulce 18. A uvedena navíc poznámka,

že v případě kolejového lože lze hodnoty ( $\Delta t_1$  až  $\Delta t_4$  pro oteplení) uvedené pro konstrukci bez krycí vrstvy snížit o polovinu a  $\Delta t_1$  (pro ochlazení) o třetinu.

Na základě faktů uvedených výše budeme uvažovat následující:

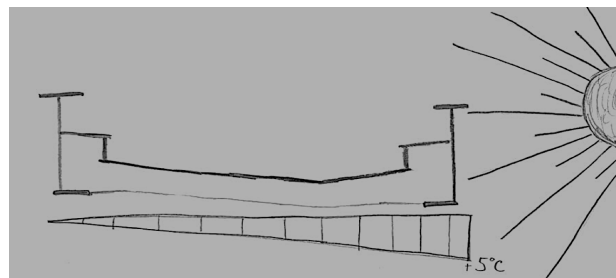
- pro oteplení: snížení hodnot uvedených v příloze B, tab. B.1 platné pro situaci "bez svršku" o 50%
- pro ochlazení: snížení hodnoty uvedené v příloze B, tab. B.1 platné pro situaci "bez svršku" o 33%



(schéma je pouze ilustrační)

#### 2.7.4 Rozdílová složka teploty ve vodorovném směru

- dle čl. 6.1.4.3 normy
- vzhledem k uspořádání mostu ke světovým stranám (SSZ-JJV) zvažíme také vodorovnou rozdílovou složku teploty. V průběhu dne bude levý / pravý hlavní nosník více vystaven slunečnímu záření více než pravý / levý hlavní nosník.
- teplotní rozdíl budeme uvažovat na hlavním nosníku postupně vlevo a vpravo
- dle čl. 6.1.4.3 normy činí lineární rozdíl mezi vnějšími stranami mostu 5°C (uvažováno +5 a -5°C), aniž se uvažuje jeho šířka
- tento zatěžovací stav budeme uvažovat jako přídavný k účinkům rozdílové složky teploty ve svislém směru



(schéma je pouze ilustrační)

#### 2.7.5 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

- dle čl. 6.1.5 normy
- návrh OK mostu: vzhledem k tomu, že rovnom. složka teploty nevyvodí v konstrukci napětí, uvažujeme 100% působení rozdílové složky teploty (tzn. bez použití redukčních součinitelů  $\omega$ )
- dilatace mostu, návrh ložisek: budou uvažovány kombinace dle čl. 6.1.5 (s úpravou dle POZNÁMKA 2 v čl. 6.1.5)

oteplení:  $\Delta T + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$  nebo  $\omega_M \cdot \Delta T + \Delta T_{N,exp}$

ochlazení:  $\Delta T + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$  nebo  $\omega_M \cdot \Delta T + \Delta T_{N,con}$

$\omega_N = 0.35$

... redukční součinitel rovnoměrné složky teploty pro kombinaci s rozdílovou složkou teploty

$\omega_M = 0.75$

... redukční součinitel rozdílové složky teploty pro kombinaci s rovnoměrnou složkou teploty

- uvedené vztahy jsou považovány za kombinace zatížení



## 2.8 Výpočet dynamických součinitelů

- výpočet dle ČSN EN 1991-2

### • zásady používání dynamických součinitelů

$\Phi_2$	... dyn. souč. pro pečlivě udržovanou kolej
$\Phi_3$	... dyn. souč. pro standardně udržovanou kolej

Používání dynamických součinitelů ve statickém výpočtu:

$\Phi_2$	... pro mezní stav únavy
$\Phi_3$	... pro mezní stavy únosnosti (MSÚ) a mezní stavy použitelnosti (MSP)

### • vstupní údaje

$L_{HN} =$	<input type="text" value="15.30"/>	m	... teoretické rozpětí hlavních nosníků
------------	------------------------------------	---	---

### • koncová příčná výztuha (KPŘV)

$L_\Phi =$	<input type="text" value="3.60"/>	m	... náhradní délka
------------	-----------------------------------	---	--------------------

$$\Phi_2 = 1.44 / ((L_\Phi)^{0.5} - 0.2) + 0.82$$

$$\Phi_2 = 1.44 / ((3,6)^{0.5} - 0.2) + 0.82$$

$$\Phi_2 = 1.67 \quad (1,0 \leq 1,67)$$

$$\Phi_2 = 1.67$$

$$\Phi_3 = 2.16 / ((L_\Phi)^{0.5} - 0.2) + 0.73$$

$$\Phi_3 = 2.16 / ((3,6)^{0.5} - 0.2) + 0.73$$

$$\Phi_3 = 2.00 \quad (1,0 \leq 2,0)$$

$$\Phi_3 = 2.00$$

### • hlavní nosník

$L_\Phi =$	15.30	m	... náhradní délka (délka příčinkové čáry průhybu)
------------	-------	---	--

$$\Phi_2 = 1.44 / ((L_\Phi)^{0.5} - 0.2) + 0.82$$

$$\Phi_2 = 1.44 / ((15,3)^{0.5} - 0.2) + 0.82$$

$$\Phi_2 = 1.21 \quad (1,0 \leq 1,67)$$

$$\Phi_2 = 1.21$$

$$\Phi_3 = 2.16 / ((L_\Phi)^{0.5} - 0.2) + 0.73$$

$$\Phi_3 = 2.16 / ((15,3)^{0.5} - 0.2) + 0.73$$

$$\Phi_3 = 1.31 \quad (1,0 \leq 2,0)$$

$$\Phi_3 = 1.31$$

### • shrnutí dynamických součinitelů

	dynamický součinitel	
	$\Phi_2$	$\Phi_3$
KPŘV	1.67	2.00
hlavní nosník; bude uvažováno také pro desku mostovky	1.21	1.31

### 3. HLAVNÍ NOSNÍK

- OBSAH:

- 3.1 Základní informace
- 3.2 Zatřídění průřezu
  - 3.2.1 Hlavní nosník v L/2 (řez 1)
- 3.4 Posouzení mezilehlých příčných výztuh stojiny HN
- 3.5 Boulení stojiny od smyku
  - 3.5.1 Hlavní nosník v L=0 (řez 2)
- 3.6 Dimenze hlavního nosníku
- 3.7 MSÚ - Hlavní nosník
  - 3.7.1 Hlavní nosník - řez pro max. Vz (řez 2)
  - 3.7.2 Hlavní nosník - řez pro max. My (řez 1); posouzení stojiny HN
  - 3.7.3 Hlavní nosník - řez pro max. My (řez 1); posouzení HP HN
- 3.8 Posouzení svaru v přípoji stojin na pásnici trámu
- 3.9 Posouzení boulení od ohybu pásnic
- 3.10 Nadvýšení hlavního nosníku
- 3.11 Ověření platnosti dynamického součinitele
- 3.12 Únava - HN
  - 3.12.1 Mostovkový plech - příčný tupý svar stojiny
  - 3.12.2 Mostovkový plech - příčně navařená příčná výztuha

#### 3.1 Základní informace

Hlavní nosník byl vyšetřován na prostorovém 3D deskostěnovém modelu (bez imperfekcí / s imperfekcemi).

Teoretické rozpětí HN činí 15,3 m. Účinkům svislé kolejové dopravy byl přisouzen globální dynamický součinitel pro HN.

Hlavní nosník je navržen z oceli pevnostní třídy S355.

$f_{yk} =$	335	MPa
$f_{yk} =$	345	MPa
$f_{yk} =$	355	MPa

... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro  $40 < t \leq 63$  mm

... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro  $16 < t \leq 40$  mm

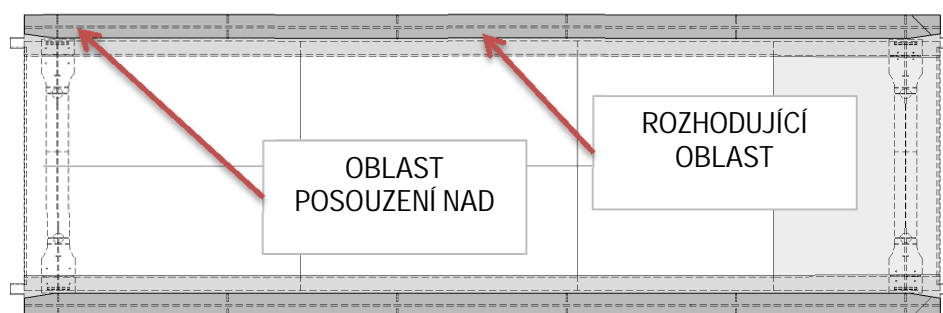
... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro  $t \leq 16$  mm

$$Y_{M0} = 1.00$$

$$Y_{M1} = 1.10$$

←Havlíčkův Brod

Pardubice→



#### 3.2 Zatřídění průřezu

- dle ČSN EN 1993-1-1, čl. 5.5

##### 3.2.1 Hlavní nosník v L/2 (řez 1)

- tlačená a ohybaná část (stojina):

$$f_{yk} = 345 \text{ MPa}$$

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$$

$$\epsilon = (235/345)^{0.5}$$

$$\varepsilon = 0.825$$

$c_w =$	1220	mm
$t_w =$	30	mm
$\alpha =$	0.89	
$\psi =$	-0.20	

$c_w/t_w =$	1220/30	=	40.67	
$\leq$	$(396\varepsilon)/(13\alpha-1)$	=	30.91	→ 1. třída
$\leq$	$(456\varepsilon)/(13\alpha-1)$	=	35.59	→ 2. třída
$\leq$	$(42\varepsilon)/(0.67+0.33\psi)$	=	57.37	→ 3. třída (pro $\psi > -1$ )
	$62\varepsilon(1-\psi)((-\psi))^{0.5}$	=	-	→ 3. třída (pro $\psi \leq -1$ )
				→ 4. třída

Tlačená a ohýbaná stojina je

3 . třída průřezu.

- závěr klasifikace průřezu hlavního nosníku

Celkově se jedná o 3 . třídu průřezu.

### 3.4 Posouzení mezilehlých příčných výztuh stojiny HN

- dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 9

- materiál

$$f_y = 345 \text{ MPa} \quad (= f_{yw})$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$E = 210.0 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon = (235/f_y)^{0.5} = (235/345)^{0.5}$$

$$\varepsilon = 0.825$$

- rozměry

$$a = 3.060 \text{ m}$$

... délka subpanelu (vzdálenost výztuh)

$$t_w = 0.030 \text{ m}$$

... tloušťka panelu / subpanelu

$$h_w = 1.220 \text{ m}$$

... výška subpanelu (pro posouzení tuhosti výztuhy)

$$h_{w\_únosnost} = 1.220 \text{ m}$$

... výška subpanelu (pro posouzení pevnosti výztuhy)

$$b_s = 0.190 \text{ m}$$

... šířka příčné výztuhy

$$t_s = 0.025 \text{ m}$$

... tloušťka příčné výztuhy

- efektivní průřez výztuhy

$$15 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 15 \cdot 0.825 \cdot 0.03$$

$$15 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 0.371 \text{ m}$$

... účinná část subpanelu

$$A_1 = 0.00475 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.02301 \text{ m}^2$$

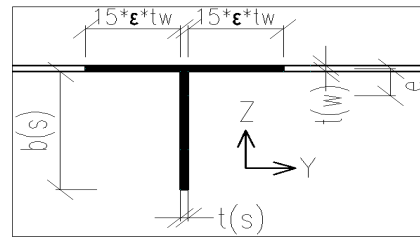
$$A = 0.02776 \text{ m}^2$$

$$z_1 = 0.125 \text{ m}$$

$$z_2 = 0.015 \text{ m}$$

$$S_{y1} = 0.00059375 \text{ m}^3$$

$S_{y2} =$	0.00034515 m <sup>3</sup>
$S_y =$	0.0009389 m <sup>3</sup>
$e =$	0.019 m
$Z_{1\_stoj.} =$	0.091 m
$Z_{2\_pás.} =$	0.019 m
$I_{y1\_stoj.} =$	5.36243E-05 m <sup>4</sup>
$I_{y2\_stoj.} =$	1.00324E-05 m <sup>4</sup>
$i_z =$	0.202 m
$i_y =$	0.048 m
$I_{s\_z} =$	1.1283E-03 m <sup>4</sup>
$I_{s\_y} =$	6.3657E-05 m <sup>4</sup>
$A_s =$	0.02776 m <sup>2</sup>



... moment setrvačnosti kolmo k Z-Z

... moment setrvačnosti kolmo k Y-Y

... plocha příčné výztuhy a účinné části subpanelu

- vnitřní výztuhy působící jako tuhé podpory pro vnitřní panely stojiny je třeba posoudit na TUHOST a ÚNOSNOST (dle ČSN EN 1993-1-5, čl.9.3.3)

• ověření dostatečné tuhosti

- účinný průřez vnitřních výztuh působících jako tuhé podpory pro panely stojiny má mít minimálně  $I_{st\_y\_min}$

$$a/h_w = 3.06/1.22$$

$$a/h_w = 2.508$$

$$2^{0.5} = 1.414$$

$$I_{st\_y\_min} = 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2 = 1,5 \cdot 1.22^3 \cdot 0.03^3 / 3.06^2 = 7.8540E-06 \text{ (pro } a/h_w < 2^{0.5})$$

$$I_{st\_y\_min} = 0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 0.75 \cdot 1.22 \cdot 0.03^3 = 2.4705E-05 \text{ (pro } a/h_w \geq 2^{0.5})$$

a proto

$I_{s\_y}$	>	$I_{st\_y\_min}$
------------	---	------------------

... základní podmínka

6.3657E-05	>	2.4705E-05 m <sup>4</sup>
Jedná se o tuhou výztuhu.		

- podmínka pro vyloučení ztráty stability příčné výztuhy zkroucením (dle 9.2.1 (8) v ČSN EN 1993-1-5):

$$I_T = 1/3 \cdot b_s \cdot t_s^3 = 1/3 \cdot 0.19 \cdot 0.025^3$$

$$I_T = 9.90E-07 \text{ m}^4$$

... Saint Venantův moment v prostém kroucení příčné výztuhy

$$I_P = (1/12 \cdot b_s \cdot t_s^3) + (1/12 \cdot t_s \cdot b_s^3 + t_s \cdot b_s \cdot (0.5 \cdot b_s)^2)$$

$$I_P = (1/12 \cdot 0.19 \cdot 0.025^3) + (1/12 \cdot 0.025 \cdot 0.19^3 + 0.025 \cdot 0.19 \cdot (0.5 \cdot 0.19)^2)$$

$$I_P = 5.7406E-05 \text{ m}^4$$

... polární moment setrvačnosti příčné výztuhy k okraji připojenému ke stěně

$$I_T/I_P = 0.00000099/0.000057406$$

$$I_T/I_P = 0.0172$$

$$5.3 \cdot f_y / (E \cdot 10^3) = 5.3 \cdot 345 / (210 \cdot 10^3)$$

$$5.3 \cdot f_y / (E \cdot 10^3) = 0.0087$$

$$0.0172 > 0.0087$$

Vyhovuje.

... základní podmínka

• ověření únosnosti

- příčná výztuha má přenést případnou výslednou osovou sílu  $N_{Ed} = Q_{Ed} + N_{St} + \Delta N_{St}$

$$Q_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

... místní příčná síla působící v místě příčné výztuhy

$$\Delta N_{St} = 0 \text{ kN}$$

... přírůstek k osově síle zahrnující přidavné účinky odchýlených sil

$$N_{St} = (V_{Ed} \cdot 10^3 - ((h_w \cdot t_w \cdot f_y \cdot 10^6) / (\lambda_w^2 \cdot 3^{0.5} \cdot V_{M1}))) / 10^3$$

$$N_{St} = (2100 \cdot 10^3 - ((1.22 \cdot 0.03 \cdot 345 \cdot 10^6) / (0.539^2 \cdot 3^{0.5} \cdot 1.1))) / 10^3$$

$$N_{St} = -20712 \text{ kN} < 0 \quad (\text{pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!})$$

a proto

$$N_{St} = 0 \text{ kN}$$

... zmenšená hodnota pos. síly o část, kterou přenesou stojiny HN

(tlaková síla vyvolaná pokritickým působením stojiny ve smyku), dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 9.3.3 - poznámka

$$N_{Ed} = Q_{Ed} + N_{St} + \Delta N_{St}$$

$$N_{Ed} = 0 + 0 + 0$$

$$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$$

... výsledná osová síla

(pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!)

$$\lambda_w = 0.539$$

... poměrná štíhlost stěny

$$L_{cr} = 0.75 \cdot h_{w\_únosnost}$$

... dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 9.4

$$L_{cr} = 0.75 \cdot 1.22$$

$$L_{cr} = 0.915 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = 2100 \text{ kN}$$

... návrhová svislá posouvající síla

(v tomto případě v místě 1. příčné výztuhy stojiny HN od ložiska)

$$f_{yw} = 345 \text{ MPa}$$

- mezilehlou příčnou výztuhu posoudíme na vzpěr (na působení případné osově síly  $N_{Ed}$ ), uvažujeme vybočení kolmo k ose Y (vybočení z roviny panelu / subpanelu)

$$N_{cr} = (\pi^2 \cdot (E \cdot 10^9 \cdot I_{s\_y}) / L_{cr}^2) / 10^3$$

$$N_{cr} = (\pi^2 \cdot ((210 \cdot 10^9 \cdot 0.000063657) / (0.915^2))) / 10^3$$

$$N_{cr} = 157588 \text{ kN}$$

... pružná kritická síla

$$\lambda = ((A_s \cdot f_y \cdot 10^6) / (N_{cr} \cdot 10^3))^{0.5}$$

$$\lambda = ((0.02776 \cdot 345 \cdot 10^6) / (157588 \cdot 10^3))^{0.5}$$

$$\lambda = 0.247$$

... poměrná štíhlost

$$\alpha_1 = 0.49$$

... součinitel imperfekce pro křivku "c"

(dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 9.4)

$$\Phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha_1 \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.247 - 0.2) + 0.247^2)$$

$$\Phi = 0.542$$

$$\chi_y = 1/(\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}) = 1/(0.542 + (0.542^2 - 0.247^2)^{0.5})$$

$$\chi_y = 0.976$$

... součinitel vzpěrnosti (z roviny panelu / subpanelu)

$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot A_s \cdot f_y \cdot 10^{-3} / \gamma_{M1} = 0.976 \cdot 0.02776 \cdot 345 \cdot 10^{-3} / 1.1$$

$N_{b,Rd} = 8498$	kN
>	
$N_{Ed} = 0$	kN ... tlak
Vyhovuje	

... návrhová únosnost ve vzpěru

... návrhová osová síla v posuzované výztuze

$\sigma_{1,N} =$	0.0 MPa	0%
------------------	---------	----

(pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!)

$\sigma_{2,N} =$	0.0 MPa	0%
------------------	---------	----

(pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!)

- případný vliv normálového napětí ve výztuze vlivem ohybového momentu plynoucího z případné excentricity působení  $N_{Ed}$

$$e_z = 0.019 \text{ m}$$

... případná excentricita působení  $N_{Ed}$  (v případě nesymetrické výztuhy panelu / subpanelu)

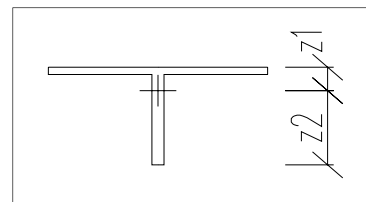
$$M_{yEd} = N_{Ed} \cdot e_z$$

$$M_{yEd} = 0 \cdot 0.019$$

$$M_{yEd} = 0.0 \text{ kNm}$$

$$z_1 = -0.034 \text{ m}$$

$$z_2 = 0.186 \text{ m}$$



$$\sigma_{1,M} = (M_{yEd} \cdot 10^{-3} / I_{s_y} \cdot z_1) / 10^{-6}$$

$$\sigma_{1,M} = (0 \cdot 10^{-3} / 0.000063657 \cdot -0.034) / 10^{-6}$$

$\sigma_{1,M} =$	0.0 MPa
------------------	---------

$$\sigma_{2,M} = (M_{yEd} \cdot 10^{-3} / I_{s_y} \cdot z_2) / 10^{-6}$$

$$\sigma_{2,M} = (0 \cdot 10^{-3} / 0.000063657 \cdot 0.186) / 10^{-6}$$

$\sigma_{2,M} =$	0.0 MPa
------------------	---------

- napětí ve výztuze celkem

$\sigma_1 =$	0.0 MPa	0%
--------------	---------	----

(pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!)

$\sigma_2 =$	0.0 MPa	0%
--------------	---------	----

(pozn.: minimální únosnost panelu je dostatečná!)

### 3.5 Boulení stojiny od smyku

#### 3.5.1 Hlavní nosník v L=0 (řez 2)

- dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 5

- materiál

$$f_{yw} = 345 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

... mez kluzu oceli posuzovaného panelu

... dílčí součinitel materiálu při posuzování stability

- parametry průřezu

$$h_w = 1.220 \text{ m}$$

... výška stojiny

$$t_w = \boxed{0.030} \text{ m} \quad \dots \text{tloušťka stojiny}$$

- součinitel kritického napětí ve smyku  $k_T$  pro stěny s tuhými příčnými výztuhami (případ bez nebo s více než dvěma podélnými výztuhami)

$$a = \boxed{3.06} \text{ m} \quad \dots \text{vzdálenost TUHÝCH příčných výztuh stojiny}$$

$$k_{TSI} = \boxed{0.0} \quad \dots \text{pro stěnu nevyztuženou podélnými výztuhami } k_{TSI}=0,0$$

$$k_T = 4 + 5.34 \cdot (h_w/a)^2 + k_{TSI} = 4 + 5.34 \cdot (1.22/3.06)^2 + 0 \quad (\text{Pozn.: netuhé příčné výztuhy se ve vztahu neuvažují})$$

$$k_T = 4.85 \quad \dots \text{pro } a/h_w < 1,0$$

$$k_T = 5.34 + 4 \cdot (h_w/a)^2 + k_{TSI} = 5.34 + 4 \cdot (1.22/3.06)^2 + 0 \quad (\text{Pozn.: netuhé příčné výztuhy se ve vztahu neuvažují})$$

$$k_T = 5.98 \quad \dots \text{pro } a/h_w \geq 1,0$$

$$a/h_w = 3.06/1.22$$

$$a/h_w = 2.508 \text{ m}$$

a proto

$$k_T = 5.98 \quad \dots \text{součinitel kritického napětí ve smyku}$$

- vyztužené stěny s poměrem  $h_w/t_w > 31 \cdot \epsilon \cdot k_T^{0.5} / \eta$  se mají posoudit na únosnost při boulení ve smyku a opatří se příčnými výztuhami nad podporami

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5} = (235/345)^{0.5}$$

$$\epsilon = 0.825$$

$$\eta = 1.2$$

... hodnota pro oceli do třídy S460 včetně

$$h_w/t_w = 1.22/0.03$$

$$h_w/t_w = \frac{40.7}{<}$$

$$31 \cdot \epsilon \cdot k_T^{0.5} / \eta = 31 \cdot 0.825 \cdot 5.98^{0.5} / 1.2$$

$$31 \cdot \epsilon \cdot k_T^{0.5} / \eta = \underline{52.1} \quad \dots \text{pro stěny vyztužené příčnými výztuhami}$$

a proto stojina neboulí ve smyku

- součinitel příspěvku stojiny  $\chi_w$  k únosnosti v boulení při smyku (ČSN EN 1993-1-5, tab. 5.1)

koncová příčná výztuha: **NETUHÁ**

$$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t_w \cdot \epsilon \cdot k_T^{0.5}) = 1.22 / (37.4 \cdot 0.03 \cdot 0.825 \cdot 5.98^{0.5})$$

$$\lambda_w = 0.539$$

... upravená štíhlost pro výpočet součinitele příspěvku stojiny  $\chi_w$  pro stojiny, jež jsou vyztuženy podporovou příčnou výztuhou a mezilehlými příčnými výztuhami

$$0.83/\eta = 0.83/1.2$$

$$0.83/\eta = 0.692$$

MEZ	hodnota $\chi_w$	
	TUHÁ V.	NETUHÁ V.
$\lambda_w < 0.83/\eta$	1.2	1.2
$0.83/\eta \leq \lambda_w \leq 1.08$	1.5399	1.5399
$\lambda_w \geq 1.08$	1.1057	1.5399

... tab. 5.1

$$(\chi_w = 1.2 \quad \dots \text{pro tuhou koncovou výztuhou})$$

$$(\chi_w = 1.2 \quad \dots \text{pro netuhou koncovou výztuhou})$$

a proto

$$\boxed{\chi_w = 1.20}$$

... součinitel příspěvku stojiny k únosnosti při boulení ve smyku

- únosnost stojiny ve smyku

$$V_{bw,Rd} = (\chi \cdot f_{yw} \cdot 10^6 \cdot h_w \cdot t_w) / (3^{0.5} \cdot V_{M1}) / 10^3$$

$$V_{bw,Rd} = (1.2 \cdot 345 \cdot 10^6 \cdot 1.22 \cdot 0.03) / (3^{0.5} \cdot 1.1) / 10^3$$

$$V_{bw,Rd} = 7953 \text{ kN}$$

$$V_{bf,Rd} = \boxed{0} \text{ kN}$$

... příspěvek pásnic k únosnosti průřezu ve smyku

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

$$V_{b,Rd} = 7953 + 0$$

$$V_{b,Rd} = \boxed{7953 \text{ kN}}$$

... návrhová únosnost ve smyku

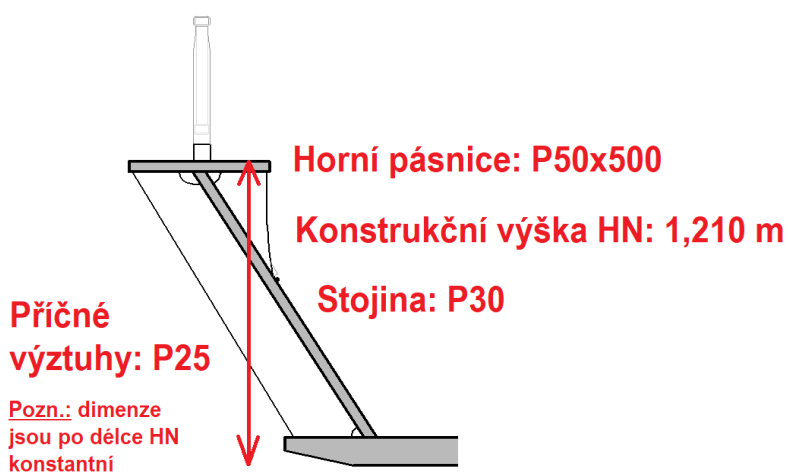
$$< (\eta \cdot f_{yw} \cdot 10^6 \cdot h_w \cdot t_w) / (3^{0.5} \cdot V_{M1}) / 10^3$$

=

$$7953 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

### 3.6 Dimenze hlavního nosníku



Stojina je v úklonu 120°.

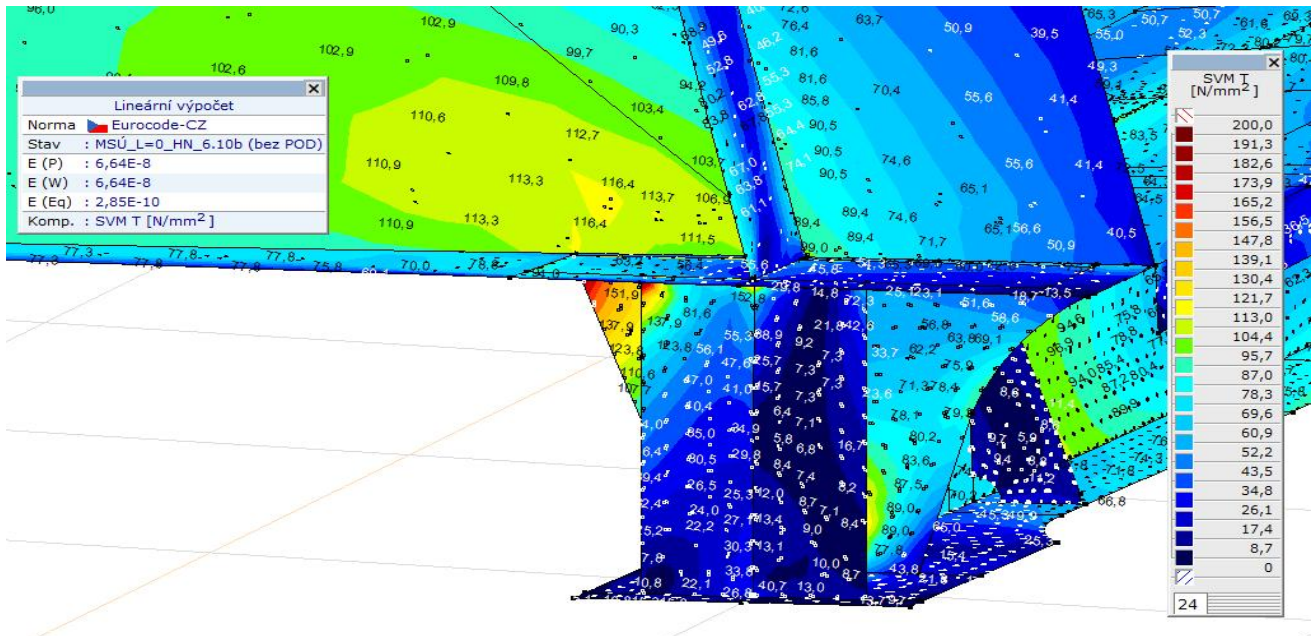


### 3.7 MSÚ - Hlavní nosník

Ve všech následujících posouzeních rozhoduje kombinace zatížení s modelem LM71. SW/2 není rozhodující.

#### 3.7.1 Hlavní nosník - řez pro max. $V_z$ (řez 2)

Stojina nebouli vlivem smyku. Nadpodporová oblast HN bude níže posouzena na 3D deskotěnovém modelu porovnáním srovnávacího napětí Von Misses, kdy musí platit  $\sigma_{VMS} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$  (stabilitní jevy se neuplatňují). Lineární výpočet.



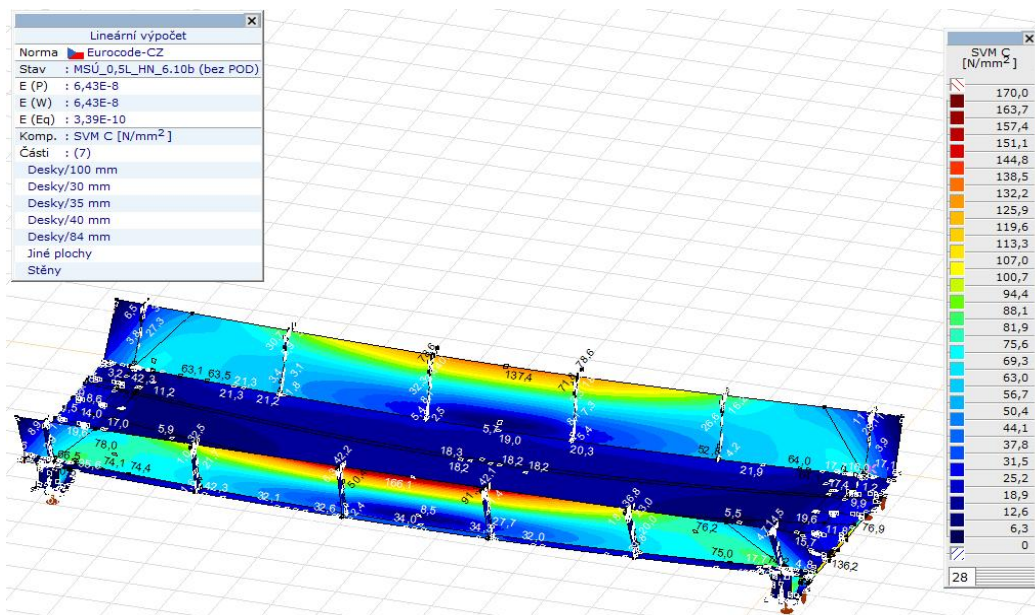
Max.  $\sigma_{VMS\_Ed} = 113 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$  (lineární výpočet; vyhovuje; využití 33 %). Nadpodp. oblast HN je staticky

Zatížitelnost  $Z_{LM71} > 2,0$ .

Dimenze HN jsou navrženy s ohledem na svislou deformaci NK mostu.

#### 3.7.2 Hlavní nosník - řez pro max. $M_y$ (řez 1); posouzení stojiny HN

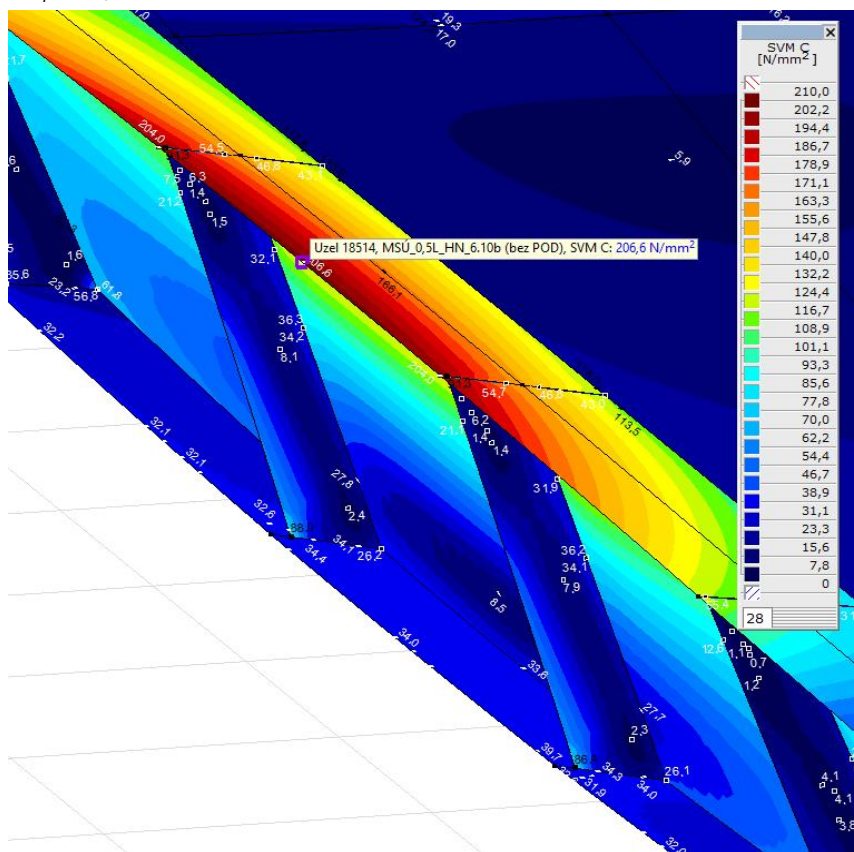
Stojina HN bude níže posouzena na 3D deskotěnovém modelu porovnáním srovnávacího napětí Von Misses, kdy musí platit  $\sigma_{VMS} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$  (stabilitní jevy se neuplatňují). Lineární výpočet.



Dimenze HN jsou navrženy s ohledem na svislou deformaci NK mostu.

### 3.7.3 Hlavní nosník - řez pro max. $M_y$ (řez 1); posouzení HP HN

Horní pásnice HN byla posouzena na 3D deskostěnovém modelu pomocí geometricky nelineární analýzy s imperfekcemi GNIA (použity byly 2 modely se 2 imperfekcemi s imperfekcí hlavních nosníků dovnitř a ven z mostu, viz čl. 1.). Mírně větší význam má imperfekce HN směrem ven z mostu. Posouzení pomocí porovnání srovnávacího napětí Von Mises, kdy musí platit  $\sigma_{VMS} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$ .



Max.  $\sigma_{VMS\ Ed} = 206,6 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa}$  (lineární výpočet; vyhovuje; využití 60 %). HP HN je staticky vyhovující.

Pozn.: také s ohledem ke konstrukčnímu uspořádání HN a přirozenému tvaru deformace NK mostu je napětí srovnatelné s napětím zjištěným na 3D deskostěnovém modelu bez imperfekcí vycházející z lineárního výpočtu.

Zatížitelnost  $Z_{LM71} > 2,0$ .

### 3.8 Posouzení svaru v přípoji stojin na pásnici trámu

- dle ČSN EN 1993-1-8

- svar bude posouzen na HN v místě maximální smykové síly. Dimenze posuzovaného svaru byly určeny z konstrukčních důvodů.

- materiál

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

... mez kluzu oceli

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

... mez pevnosti oceli

$$\beta_w = 0.90$$

... korelační součinitel

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

... součinitel materiálu

- koutový svar

$$a = 8.0 \text{ mm}$$

... účinná výška koutového svaru

$$n = 2 \text{ ks}$$

... počet svarových rovin

Pozn.: účinná výška svaru  $a=8 \text{ mm}$  je navržena z konstrukčních důvodů

- průřezové charakteristiky

$$h = 1.240 \text{ m}$$

... výška průřezu

$$b_{fh} = 0.500 \text{ m}$$

... šířka pásnice

$$t_{fh} = 0.040 \text{ m}$$

... tloušťka pásnice

$$A_f = 0.0200000 \text{ m}^2$$

... plocha pásnice

$$I_y = 3.585776 \text{E-}02 \text{ m}^4$$

... moment setrvačnosti průřezu kolmo k Y-Y

$$Z_c = 0.976 \text{ m}$$

$$S_y = 1.952000 \text{E-}02 \text{ m}^3$$

... statický moment setrvačnosti odříznuté části

- posouzení

$$V_{zEd} = 2100.0 \text{ kN}$$

... návrhová smyková síla v rozhodující kombinaci

$$\tau_{rov} = ((V_{zEd} \cdot 10^3 \cdot S_y) / (I_y \cdot (n \cdot a / 10^3))) / 10^6$$

$$\tau_{rov} = ((2100 \cdot 10^3 \cdot 0.01952) / (0.03585776 \cdot (2 \cdot 8 / 10^3))) / 10^6$$

$$\tau_{rov} = 71.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{kol} = 0.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{kol} = 0.0 \text{ MPa}$$

<

$$367.2 \text{ MPa}$$

Vyhovuje.

- využití:

$$0.0\%$$

$$\sigma_N = (\sigma_{kol}^2 + 3 \cdot (\tau_{kol}^2 + \tau_{rov}^2))^{0.5}$$

=

$$(0^2 + 3 \cdot (0^2 + 71.4^2))^{0.5}$$

$$\sigma_N = 123.7 \text{ MPa}$$

<

$$453.3 \text{ MPa}$$

Vyhovuje.

- využití:

$$27.3\%$$

### 3.9 Posouzení boulení od ohybu pásnic

- dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 8

- bude proveden posudek k zabránění vybočení tlačené pásnice v rovině stojiny

$$h_w = 1.230 \text{ m}$$

... výška stojiny HN

$$t_w = 0.030 \text{ m}$$

... tloušťka stojiny HN

$$A_w = 3.6900 \text{E-}02 \text{ m}^2$$

... plocha stojiny HN

$$b_{fh} = 0.500 \text{ m}$$

... šířka tlačené pásnice

$$t_{fh} = 0.040 \text{ m}$$

... tloušťka tlačené pásnice

$$A_{fc} = 2.0000 \text{E-}02 \text{ m}^2$$

... plocha tlačené pásnice HN

$$f_{yf} = 355 \text{ MPa}$$

... mez kluzu oceli pásnice HN

$$E = 210 \text{ GPa}$$

... Youngův modul pružnosti oceli

$$k = 0.55$$

... součinitel při využití pružné momentové únosnosti průřezu

- posouzení

$$h_w/t_w \leq X$$

$$X = k \cdot (E \cdot 10^3 / f_{yf}) \cdot (A_w / A_{fc})^{0.5} = 0.55 \cdot (210 \cdot 10^3 / 355) \cdot (0.0369 / 0.02)^{0.5}$$

$$X = 442$$

$$41 < 442$$

Vyhovuje, k boulení od ohybu pásnic nedojde.

### 3.10 Nadvýšení hlavního nosníku

Nadvýšení hlavního nosníku nebude provedeno.

### 3.11 Ověření platnosti dynamického součinitele

• svislé kmitání

- dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.4.4

$$L = 15.30 \text{ m} \quad \dots \text{teoretické rozpětí hlavního nosníku}$$

Pro ověření platnosti dynamického souč. musí být splněny následující meze 1. vlastní svislé frekvence hlavní NK mostu. Modální analýza byla provedena pro charakteristickou kombinaci zatížení  $G_0$  a  $G_1$  (vč. zohlednění spodní a horní hranice tíhy kolejového lože).

- meze 1. vlastní frekvence dle ČSN EN 1991-2

$$n_0 = 94.76 \cdot L^{(-0.748)} = 94.76 \cdot 15.3^{(-0.748)}$$

$$n_0 = 12.32 \text{ Hz} \quad \dots \text{horní mez}$$

$$n_0 = 80/L = 80/15.3$$

$$n_0 = 5.23 \text{ Hz} \quad \dots \text{dolní mez pro } 4,0 \text{ m} \leq L \leq 20,0 \text{ m}$$

$$n_0 = 23.58 \cdot L^{(-0.592)} = 23.58 \cdot 15.3^{(-0.592)}$$

$$n_0 = 4.69 \text{ Hz} \quad \dots \text{dolní mez pro } 20,0 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$$

a proto

$$n_0 = 12.32 \text{ Hz} \quad \dots \text{horní mez}$$

$$n_0 = 5.23 \text{ Hz} \quad \dots \text{dolní mez}$$

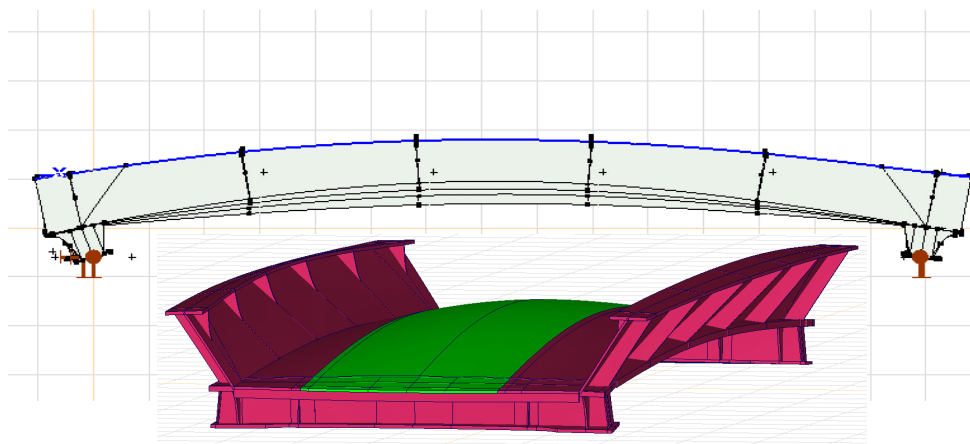
- vyhodnocení

$$f_{0\_KL 70\%} = 6.2 \text{ Hz} \quad \dots 1. \text{ vlastní } f_0 \text{ ve svislém směru, kolejové lože 70\%}$$

$$f_{0\_KL 100\%} = 5.8 \text{ Hz} \quad \dots 1. \text{ vlastní } f_0 \text{ ve svislém směru, kolejové lože 100\%}$$

$$f_{0\_KL 130\%} = 5.4 \text{ Hz} \quad \dots 1. \text{ vlastní } f_0 \text{ ve svislém směru, kolejové lože 130\%}$$

Výpočet kmitání	
Norma	Eurocode-CZ
Stav	Kmitání_KL 130%_Ek
Vlastní tvar	1 / 20
f	5,38 Hz
T	0,186 s
$\omega$	33,81 rad/s
Vl. číslo	1143,15
Chyba	2,06E-9
Iterace	22
Modální součinitele	
$\epsilon_x$	0,066
$\epsilon_y$	0
$\epsilon_z$	0,600
$\epsilon_{xx}$	0,002
$\epsilon_{yy}$	0
$\epsilon_{zz}$	0
Stav	Aktivní
$\Sigma_i \epsilon_x$	0,997
$\Sigma_i \epsilon_y$	0,905
$\Sigma_i \epsilon_z$	0,820
$\Sigma_i \epsilon_{xx}$	0,798
$\Sigma_i \epsilon_{yy}$	0,553
$\Sigma_i \epsilon_{zz}$	0,573
Komp.	eZ



1. vlastní frekvence ve svislém směru,  $f=5,38$  Hz (AxisVM X5 R4d)

1. vlastní ohybová frekvence ve svislém směru se nachází ve stanoveném rozsahu, není tedy nutné provádět podrobnou dynamickou analýzu. Pro zatížení kolejovou dopravou bude používán dynamický součinitel  $\Phi_2$ ,  $\Phi_3$  stanovený v ČSN EN 1991-2.

#### • závěr

Závěrem konstatujeme, že nosná konstrukce mostu vyhovuje požadavkům normy ČSN EN 1991-2 z hlediska kmitání ve svislém směru, a není tedy potřeba provádět podrobný dynamický výpočet. Dynamické účinky kolejové dopravy budou zahrnuty v dynamických součinitelech  $\Phi_2$  a  $\Phi_3$  stanovených v 6.4.5 ČSN EN 1991-2.



### 3.12 Únava - HN

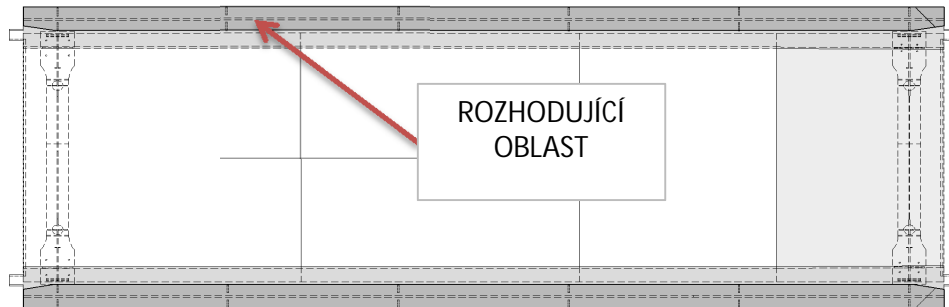
- dle ČSN EN 1993-1-9 a ČSN EN 1993-2, čl. 9
  - hodnoty účinků zatížení jsou v charakteristické hodnotě a pochází z globálního působení. Jako únavové zatížení byl použit v souladu s ČSN EN 1993-2, čl. 9.2.3 neklasifikovaný model zatížení LM-71, včetně dynamického součinitele.
- Pro posouzení únavy budeme používat dynamický součinitel  $\Phi_2$ .

#### 3.12.1 Mostovkový plech - příčný tupý svar stojiny

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující oblast na mostovkovém plechu

Posouzen bude příčný tupý svar stojiny HN, provedený oboustranně, s bezvrubými přechody. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí ve stojině HN. Jedná se o dílenský styk. Na 100% délky svaru bude provedena kontrola NDT.

- tab. v normě:

8.3
1

- označení detailu:

$$\gamma_{MF} = 1.35$$

$$\gamma_{FF} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)  
... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 0.00$$

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro lokální účinky

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 0.00 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.000$$

$$\lambda_2 = 0.830$$

$$\lambda_3 = 1.000$$

$$\lambda_4 = 1.000$$

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.000$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

... souč. objemu dopravy

... souč. návrhové životnosti mostu

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

$$\lambda_2 = 0.830$$

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

... souč. objemu dopravy

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000 \quad \dots \text{souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí}$$

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625 \quad \dots \text{souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez}$$

- posouzení

$$\sigma_{\max} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.} \quad \sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.}$$

$$\sigma_{\max} = 39.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.} \quad \sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\Delta\sigma_{loc} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{glo} = 39.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{loc} * \Phi_{2loc} * \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} * \Phi_{2glo} * \Delta\sigma_{glo}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0 * 0 * 0 + 0.625 * 1.21 * 39$$

$$\Delta\sigma_E = 29.5 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů}$$

(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 112

$$k_s = 0.96 \quad \dots \text{součinitel velikosti}$$

$$\Delta\sigma_c = 107.5 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů}$$

$$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

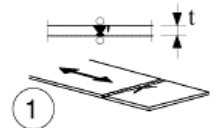
$$29.5 \leq 79.6$$

jednotkový posudek:  $0.37 \leq 1.0$  37.0%

Detail vyhovuje.

112

součinitel  
velikosti pro  
 $t > 25 \text{ mm}$ :  
 $k_s = (25/t)^{0.2}$



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{FF} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (107.5 / 1.15) / (1 * 29.5)$$

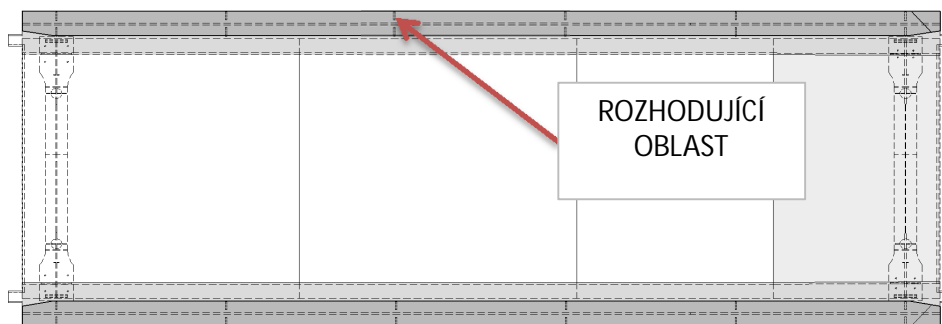
$$Z_{LM71} = 3.17$$

### 3.12.2 Mostovkový plech - příčně navařená příčná výztuha

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující oblast na mostovkovém plechu

Posouzen bude detail připojení příčného prvku na stojinu HN, konkrétně připojení příčné výztuhy HN poblíž poloviny rozpětí HN. Připojení výztuhy je realizováno koutovým svařem kolem dokola, přičemž v přípoji na HP HN je svar navržen s bezvrubými přechody. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí na spodním povrchu HP HN. Jedná se o dílenský styk.

- tab. v normě:

8.4

- označení detailu:

7

$$Y_{Mf} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$Y_{Ff} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 0.00$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 0.00 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.000$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.000$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$$\sigma_{max} = 0.0 \text{ MPa} \quad \dots \text{ lok.}$$

$$\sigma_{min} = 0.0 \text{ MPa} \quad \dots \text{ lok.}$$



$$\sigma_{\max} = 57.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.} \quad \sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{loc}} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{\text{glo}} = 57.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{\text{loc}} \cdot \phi_{2\text{loc}} \cdot \Delta\sigma_{\text{loc}} + \lambda_{\text{glo}} \cdot \phi_{2\text{glo}} \cdot \Delta\sigma_{\text{glo}}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0 \cdot 0 + 0.625 \cdot 1.21 \cdot 57$$

$$\Delta\sigma_E = 43.1 \quad \text{MPa}$$

... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 80

$$k_s = \text{1.00}$$

... součinitel velikosti

$$\Delta\sigma_c = 80.0 \quad \text{MPa}$$

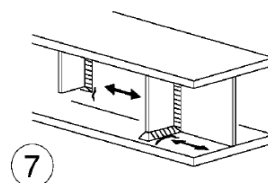
... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$43.1 \leq 59.3$$

$$\text{jednotkový posudek: } \boxed{0.73} \leq \boxed{1.0} \quad \boxed{73.0\%}$$

Detail vyhovuje.



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = \text{1.15}$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (80 / 1.15) / (1 \cdot 43.1)$$

$$\boxed{Z_{LM71} = 1.61}$$

## 4. MOSTOVKOVÝ PLECH

- OBSAH:

- 4.1 Základní informace
- 4.2 MSÚ - mostovkový plech
- 4.3 Posouzení zvolené tloušťky mostovkového plechu z hlediska ČSN EN 1993-1-10
- 4.4 Únava - mostovkový plech

### 4.1 Základní informace

Mostovkový plech byl vyšetřován na 3D deskostěnovém modelu celé OK mostu.

Uvedeny budou výsledky z 3D deskostěnového modelu.

Účinkům svislé kolejové dopravy byl přisouzen globální dynamický součinitel pro HN.

Mostovkový plech je navržen z plechu P100. V oblasti nad O02 je navrženo postupné zhoblování plechu až na min. 70 mm vně KPR.

Mostovkový plech je navržen z oceli pevnostní třídy S355.

$$f_{yk} = 315 \text{ MPa}$$

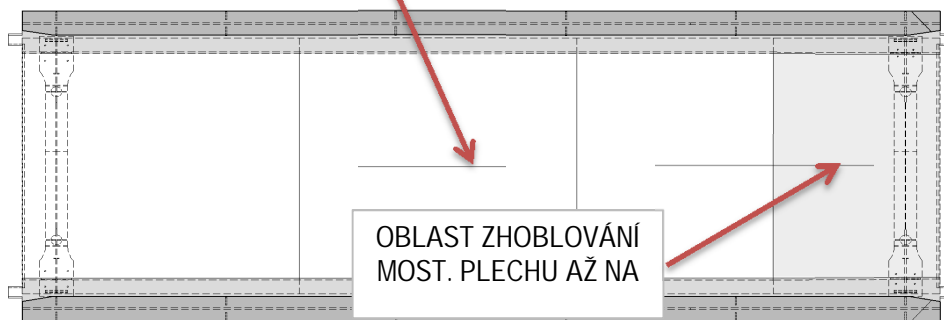
... charakteristická mez kluzu oceli S355 (pro  $80 < t \leq 100 \text{ mm}$ )

$$\gamma_{M0} = 1.00$$

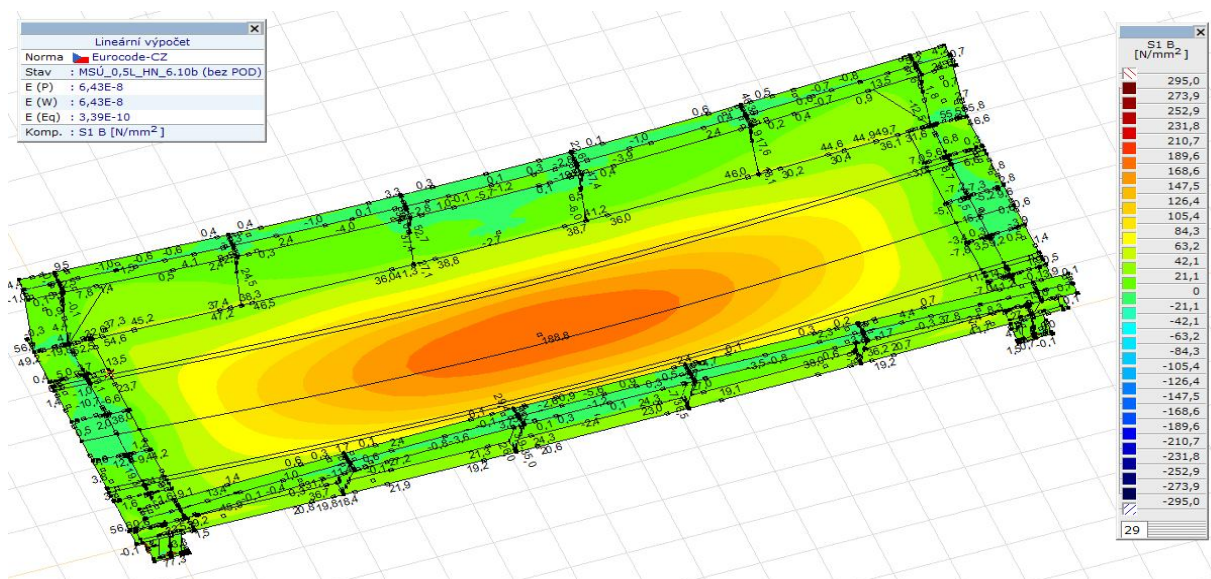
← Havlíčkův Brod

ROZHODUJÍCÍ  
OBLAST

Pardubice →



### 4.2 MSÚ - mostovkový plech



Max.  $\sigma_{1\_Ed} = 189 \text{ MPa} < 315 \text{ MPa}$  (vyhovuje; využití 60 %). Mostovkový plech byl navržen s ohledem na povolené deformace OK mostu. Tomu odpovídá míra využití mostovkového plechu v MSÚ.

- zatížitelnost z hlediska MSÚ

$$\begin{aligned} Y_G &= 1.20 \\ Y_{Q,LM71} &= 1.39 \\ Y_Q &= 1.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{LM71} &= 121.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{RS} &= 35.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{M0} &= 1.00 \\ f_{yk} &= 315 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 315 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= (f_{yd} - \sigma_{RS}) / \sigma_{LM71} \\ Z_{LM71} &= (315 - 35.6) / 121.5 \end{aligned}$$

$$Z_{LM71} = 2.30$$

#### 4.3 Posouzení zvolené tloušťky mostovkového plechu z hlediska ČSN EN 1993-1-10

- dle ČSN EN 1993-1-10

- uvažované zatížení pro stanovení  $\sigma_{Ed}$

(pozn.: pro SW/2 je  $\psi_0 = 0,0$ ; pro MSP se tento model neuplatní)

$$f_y(t) = 315 \text{ MPa}$$

ČSN EN 1993-1-10 ed. 2

(4) Má se použít následující návrhová podmínka:

(i) Zatížení mají splňovat následující kombinaci:

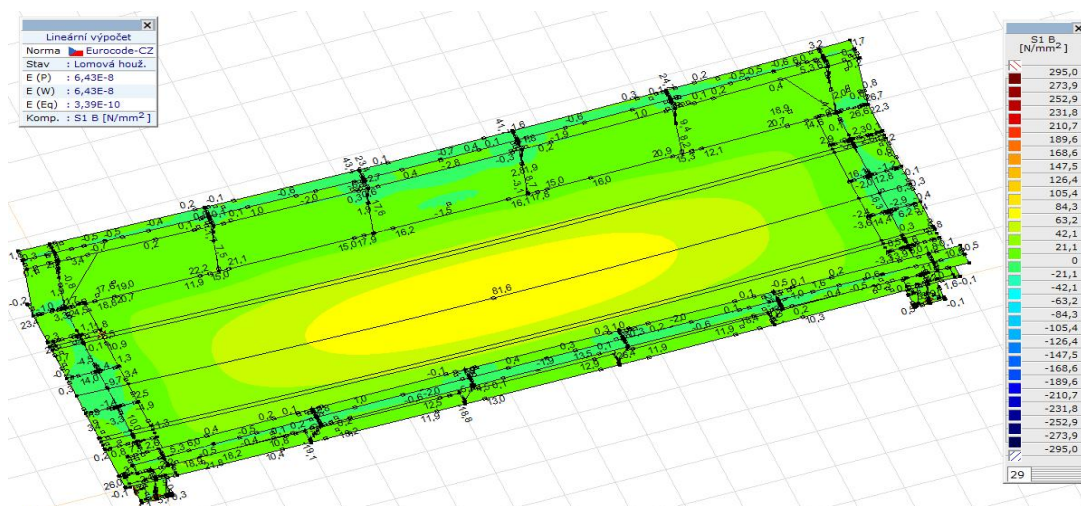
$$E_d = E \{ A [T_{Ed}] "+" \sum G_K "+" \psi_1 Q_{K1} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{Ki} \} \quad (2.1)$$

kde rozhodujícím zatížením A je referenční teplota  $T_{Ed}$ , jež ovlivňuje houževnatost materiálu uvažovaného prvku a může zároveň vést k napětí vzniklému omezením pohybu.  $\sum G_K$  jsou stálá zatížení,  $\psi_1 Q_{K1}$  je častá hodnota proměnného zatížení a  $\psi_{2,i} Q_{Ki}$  jsou kvazistálé hodnoty vedlejších proměnných zatížení, které určují hladinu napětí v materiálu.

(ii) Součinitel kombinace  $\psi_1$  a  $\psi_2$  má být ve shodě s EN 1990.

(iii) Maximální použité napětí  $\sigma_{Ed}$  má být jmenovité napětí v místě potenciálního vzniku trhliny.  $\sigma_{Ed}$  má být vypočteno pro mezní stav použitelnosti s uvažováním všech kombinací stálých a proměnných zatížení, jak jsou definovány v příslušné části EN 1991.

- jmenovité napětí  $\sigma_{Ed}$



Max.  $\sigma_{Ed} = 81,6 \text{ MPa}$ , tzn.  $\sigma_{Ed} \approx 0,25 f_y(t)$  ... pro svislé zatížení železniční dopravou byl použit model LM71

Tabulka 2.1– Největší přípustné tloušťky části v mm

Třída oceli	Jakovitní stupeň	Nárazová práce KV		Referenční teplota $T_{Ed}$ [°C]																											
				$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$												$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$												$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$			
		při $T$ [°C]	$J_{min}$	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60							
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75							
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100							
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55							
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70							
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95							
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110							
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145							
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10	5	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45							
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60							
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80							
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95							
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130							

Závěr: navržená tloušťka mostkového plechu 100 mm z oceli S355NL s REZERVOU VYHOVUJE maximální možné tloušťce stanovené dle ČSN EN 1993-1-10 s ohledem na lomovou houževnatost

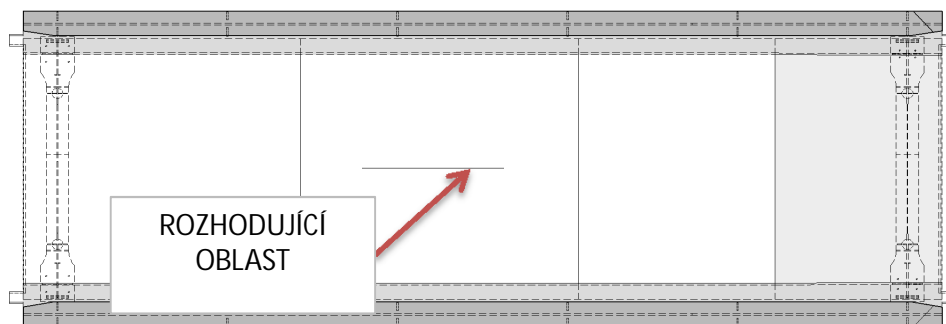
#### 4.4 Únava - mostkový plech

##### 4.4.1 Mostkový plech - podélný tupý svar

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující oblast na mostkovém plechu

Posouzen bude podélný tupý svar mostkového plechu, provedený oboustranně, s bezvrubými přechody. Je dovoleno přerušení svaru. Horní část bude pravděpodobně provedena automaticky, avšak spodní část svaru bude provedena ručně. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí na spodní hraně mostkového plechu. Jedná se o montážní styk. Na 100% délky svaru bude provedena NDT.

- tab. v normě:	8.2
- označení detailu:	10

$$Y_{Mr} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$Y_{Ff} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 0.00$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 0.00 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$\lambda_1 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.000</div>	... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)
$\lambda_2 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.830</div>	... souč. objemu dopravy
$\lambda_3 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</div>	... souč. návrhové životnosti mostu
$\lambda_4 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</div>	... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí
$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$0 * 0.83 * 1 * 1$	
$\lambda_{loc} =$	0.000	... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$L_{krit.} =$ 

15.30

 m ... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$\lambda_1 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.753</div>	... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)
$\lambda_2 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0.830</div>	... souč. objemu dopravy
$\lambda_3 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</div>	... souč. návrhové životnosti mostu
$\lambda_4 =$	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1.000</div>	... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí
$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$	$0.753 * 0.83 * 1 * 1$	
$\lambda_{glo} =$	0.625	... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$\sigma_{max} =$	0.0	MPa	... lok.	$\sigma_{min} =$	0.0	MPa	... lok.
$\sigma_{max} =$	66.7	MPa	... glob.	$\sigma_{min} =$	0.0	MPa	... glob.

$\Delta\sigma_{loc} =$	0.0	MPa	... referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání
$\Delta\sigma_{glo} =$	66.7	MPa	... referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{loc} * \Phi_{2loc} * \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} * \Phi_{2glo} * \Delta\sigma_{glo}$   
 $\Delta\sigma_{E,2} = 0 * 0 * 0 + 0.625 * 1.21 * 66.7$   
 $\Delta\sigma_E = 50.4$  MPa ... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
 (pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 

90

 (pozn.: na stranu bezpečnou zvolen KD 90)

$k_s =$ 

1.00

 ... součinitel velikosti

$\Delta\sigma_c = 90.0$  MPa ... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů

$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$

$50.4 \leq 66.7$

jednotkový posudek: 


0.76

 $\leq$ 

1.0

76.0%

Detail vyhovuje.

125		10) Podélný tupý svar oboustranně do roviny zabroušený, rovnoběžný se směrem namáhání, 100 % NDT
112		10) Nezabroušený svar bez míst přerušení svařování.
90		10) Svar s místy přerušení svařování.

- zatížitelnost z hlediska únavy

$\gamma_{Ff} =$ 

1.0

$\gamma_{Mf} =$ 

1.15

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2})$

$Z_{LM71} = (90 / 1.15) / (1 * 50.4)$

$Z_{LM71} = 1.55$

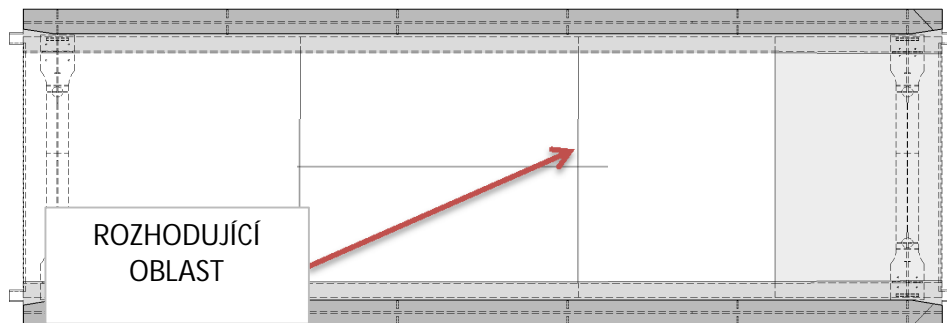


#### 4.4.2 Mostovkový plech - příčný tupý svar

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující oblast na mostovkovém plechu

Posouzen bude příčný tupý svar mostovkového plechu, provedený oboustranně, s bezvrubými přechody. Je dovoleno přerušení svaru. Horní část bude pravděpodobně provedena automaticky, avšak spodní část svaru bude provedena ručně. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí na spodní hraně mostovkového plechu. Jedná se o montážní styk. Na 100% délky svaru bude provedena NDT.

- tab. v normě:

8.3

- označení detailu:

1

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$\gamma_{Ff} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 0.00$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 0.00 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.000$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.000$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$$\begin{array}{llll} \sigma_{\max} = 0.0 & \text{MPa} & \dots \text{lok.} & \sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.} \\ \sigma_{\max} = 66.7 & \text{MPa} & \dots \text{glob.} & \sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \Delta\sigma_{\text{loc}} = 0.0 & \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání} \\ \Delta\sigma_{\text{glo}} = 66.7 & \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání} \end{array}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{\text{loc}} \cdot \Phi_{2\text{loc}} \cdot \Delta\sigma_{\text{loc}} + \lambda_{\text{glo}} \cdot \Phi_{2\text{glo}} \cdot \Delta\sigma_{\text{glo}}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0 \cdot 0 + 0.625 \cdot 1.21 \cdot 66.7$$

$$\Delta\sigma_E = 50.4 \quad \text{MPa}$$

... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 112

$$k_s = 0.76$$

... součinitel velikosti

$$\Delta\sigma_c = 85.1 \quad \text{MPa}$$

... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$50.4 \leq 63.0$$

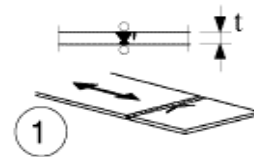
jednotkový posudek:

$$0.80 \leq 1.0 \quad 80.0\%$$

Detail vyhovuje.

112

součinitel  
velikosti pro  
 $t > 25 \text{ mm}$ :  
 $k_s = (25/t)^{0.2}$



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný  
důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (85.1 / 1.15) / (1 \cdot 50.4)$$

$$Z_{LM71} = 1.47$$

## 5. PŘÍČNÁ VÝZTUHA - KONCOVÁ

- OBSAH:

- 5.1 Základní informace
- 5.2 Zatřídění průřezu
  - 5.2.1 KPŘV (řez 1)
  - 5.2.2 KPŘV (řez 2)
- 5.3 Boulení stojiny od smyku
  - 5.3.1 KPŘV - oblast mezi terčí pro zvedání NK (řez 2)
- 5.4 Průřezové charakteristiky
  - 5.4.1 KPŘV (řez 1) - působení v MSÚ, MSP a v MS únavy
  - 5.4.2 KPŘV (řez 2) - působení v MSÚ, MSP a v MS únavy
- 5.5 MSÚ - KPŘV
  - 5.5.1 MSÚ
  - 5.5.2 Zatížitelnost v MSÚ
  - 5.5.3 Statické posouzení KPŘV při zvedání NK
- 5.6 Posouzení koutového svaru v přípoji stojiny na pásnici KPŘV
- 5.7 Únava - KPŘV
  - 5.7.1 KPŘV - svarový spoj DP KPŘV a stojiny KPŘV (napětí v DP)
  - 5.7.2 KPŘV - svarový spoj stojiny KPŘV a mostovkového plechu (napětí ve svaru)
  - 5.7.3 KPŘV - připojení příčné výztuhy ke KPŘV (napětí v DP)
  - 5.7.4 KPŘV - příčný svarový spoj DP KPŘV v polovině jejího rozpětí (napětí v DP)

### 5.1 Základní informace

Koncová příčná výztuha byla vyšetřována na 3D globálním deskostěnovém modelu.

Teoretické rozpětí KPŘV činí 4,67 m. Účinkům svislé kolejové dopravy byl přisouzen lokální dyn. souč. pro KPŘV.

Všechny účinky jsou na stranu bezpečnou uvažovány plně lokálního charakteru. Dimenze spodní pásnice KPŘV byly určeny s ohledem na posouzení únavy!

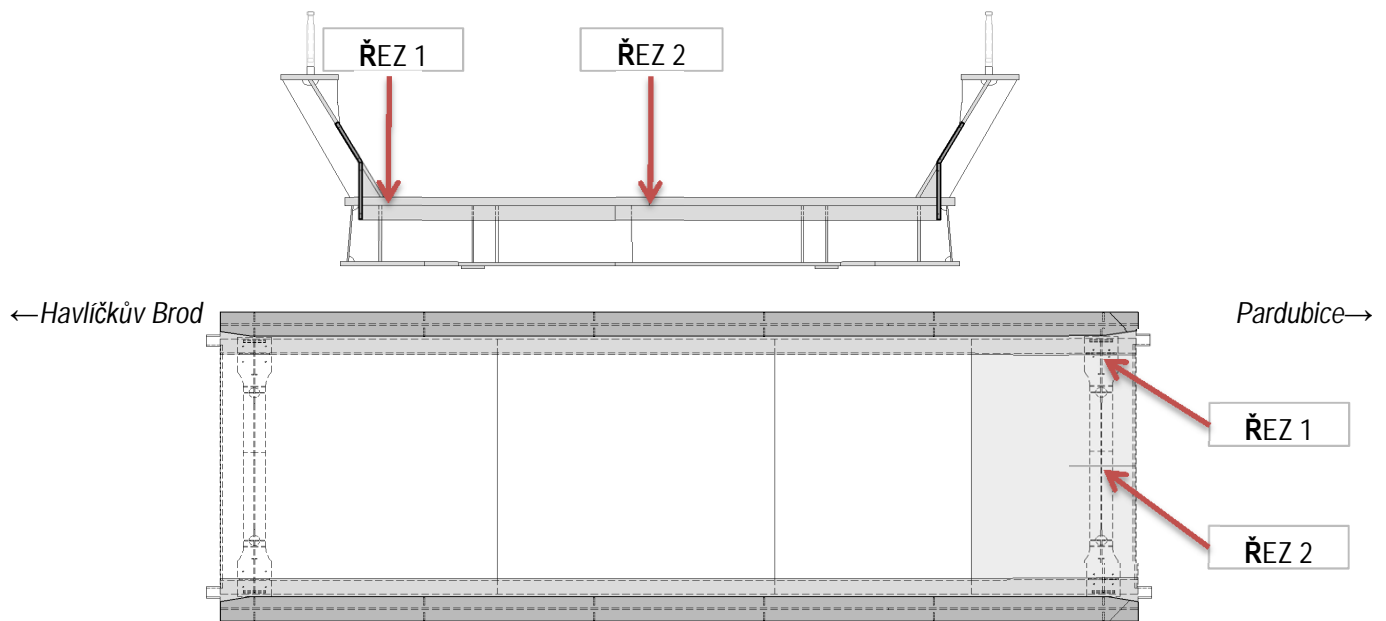
Koncová příčná výztuha je navržena z oceli pevnostní třídy S355.

$f_{yk}$ =	345	MPa	... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro $16 < t \leq 40$ mm
$f_{yk}$ =	335	MPa	... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro $40 < t \leq 63$ mm
$f_{yk}$ =	355	MPa	... charakteristická mez kluzu oceli S355 pro $t \leq 16$ mm

$$Y_{M0} = 1.00$$

$$Y_{M1} = 1.10$$





Umístění posuzovaných řezů na KPRV. V rámci posouzení MS únavy jsou posouzeny další místa na KPRV.

## 5.2 Zatřídění průřezu

- dle ČSN EN 1993-1-1, čl. 5.5

Vlivem tloušťky mostovkovkového plechu je téměř celý průřez KPRV namáhán tahem. Pouze stojina KPRV v její horní části cca na 10 cm začíná být mírně tlačena.

### 5.2.1 KPRV (řez 1)

- tlačená přechýlující pásnice (m. plech):

$$f_{yk} = 345 \text{ MPa}$$

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$$

$$\epsilon = (235/345)^{0.5}$$

$$\epsilon = 0.825$$

$$c_{fh} = 620 \text{ mm}$$

$$t_{fh} = 76 \text{ mm}$$

- tlačená přechýlující pásnice (m. plech):

$c_{fh}/t_{fh} =$	$620/76$	$=$	$8.16$	
$\leq$	$9 \cdot \epsilon$	$=$	$7.43$	$\rightarrow$ 1. třída
$\leq$	$10 \cdot \epsilon$	$=$	$8.25$	$\rightarrow$ 2. třída
$\leq$	$14 \cdot \epsilon$	$=$	$11.55$	$\rightarrow$ 3. třída
$\geq$	$14 \cdot \epsilon$			$\rightarrow$ 4. třída

Tlačená přechýlující pásnice je 2. třída průřezu.

### 5.2.2 KPRV (řez 2)

- tlačená a ohýbaná vnitřní část (stojina):

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$$

$$\epsilon = (235/355)^{0.5}$$

$$\epsilon = 0.814$$

$$c_w = 535 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} t_w &= 14 \text{ mm} \\ \alpha &= 0.21 \\ \psi &= -3.34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_w/t_w &= 535/14 = 38.21 \\ &\leq (396\varepsilon)/(13\alpha-1) = 186.33 \rightarrow 1. \text{ třída} \\ &\leq (456\varepsilon)/(13\alpha-1) = 214.56 \rightarrow 2. \text{ třída} \\ &\leq (42\varepsilon)/(0.67+0.33\psi) = - \rightarrow 3. \text{ třída} \quad (\text{pro } \psi > -1) \\ &\quad 62\varepsilon*(1-\psi)*((- \psi))^{0.5} = 400.29 \rightarrow 3. \text{ třída} \quad (\text{pro } \psi \leq -1) \\ &\rightarrow 4. \text{ třída} \end{aligned}$$

Tlačená a ohybaná stojina je 1. třída průřezu.

Celkově se jedná o 2. třídu průřezu.

→ plastický výpočet

Pozn.: na stranu bezpečnou však bude průřez posouzen pružně

### 5.3 Boulení stojiny od smyku

#### 5.3.1 KPŘV - oblast mezi terči pro zvedání NK (řez 2)

- dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 5

- materiál

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 355 \text{ MPa} && \dots \text{mez kluzu oceli} \\ f_{yw} &= 355 \text{ MPa} && \dots \text{mez kluzu oceli posuzovaného panelu} \\ \gamma_{M1} &= 1.10 && \dots \text{dílní součinitel materiálu při posuzování stability} \end{aligned}$$

- parametry průřezu

$$\begin{aligned} h_w &= 0.510 \text{ m} && \dots \text{výška stojiny} \\ t_w &= 0.014 \text{ m} && \dots \text{tloušťka stojiny} \end{aligned}$$

- souč. kritického napětí ve smyku  $k_T$  pro stěny s tuhými příčnými výztuhami (případ bez nebo s více než dvěma pod. výztuhami)

$$\begin{aligned} a &= 1.025 \text{ m} && \dots \text{vzdálenost TUHÝCH příčných výztuh stojiny} \\ k_{TSI} &= 0.0 && \dots \text{pro stěnu nevyztuženou podélnými výztuhami } k_{TSI}=0,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_T &= 4+5.34*(h_w/a)^2+k_{TSI} = 4+5.34*(0.51/1.025)^2+0 \quad (\text{Pozn.: netuhé příčné výztuhy se ve vztahu neuvažují}) \\ k_T &= 5.32 && \dots \text{pro } a/h_w < 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_T &= 5.34+4*(h_w/a)^2+k_{TSI} = 5.34+4*(0.51/1.025)^2+0 \quad (\text{Pozn.: netuhé příčné výztuhy se ve vztahu neuvažují}) \\ k_T &= 6.33 && \dots \text{pro } a/h_w \geq 1,0 \end{aligned}$$

$$a/h_w = 1.025/0.51$$

$$a/h_w = 2.010$$

a proto

$$k_T = 6.33 \quad \dots \text{součinitel kritického napětí ve smyku}$$

- vyztužené stěny s poměrem  $h_w/t_w > 31*\varepsilon*k_T^{0.5}/\eta$  se mají posoudit na únosnost při boulení ve smyku a opatřit se příčnými výztuhami nad podporami

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5} = (235/355)^{0.5}$$

$$\varepsilon = 0.814$$

$$\eta = 1.2$$

... hodnota pro oceli do třídy S460 včetně

$$h_w/t_w = 0.51/0.014$$

$$h_w/t_w = 36.4$$

<

$$31 \cdot \varepsilon \cdot k_T^{0.5} / \eta = 31 \cdot 0.814 \cdot 6.33^{0.5} / 1.2$$

$$31 \cdot \varepsilon \cdot k_T^{0.5} / \eta = 52.9$$

... pro stěny vyztužené příčnými výztuhami

a proto stojina neboulí ve smyku

- součinitel příspěvku stojiny  $\chi_w$  k únosnosti v boulení při smyku (ČSN EN 1993-1-5, tab. 5.1)

koncová příčná výztuha: **NETUHÁ**

$$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot k_T^{0.5}) = 0.51 / (37.4 \cdot 0.014 \cdot 0.814 \cdot 6.33^{0.5})$$

$$\lambda_w = 0.476$$

... upravená štíhlost pro výpočet součinitele příspěvku stojiny  $\chi_w$  pro stojiny, jež jsou vyztuženy podporovou příčnou výztuhou a mezilehlými příčnými výztuhami

$$0.83/\eta = 0.83/1.2$$

$$0.83/\eta = 0.692$$

MEZ	hodnota $\chi_w$	
	TUHÁ V.	NETUHÁ V.
$\lambda_w < 0.83/\eta$	1.2	1.2
$0.83/\eta \leq \lambda_w \leq 1.08$	1.7437	1.7437
$\lambda_w \geq 1.08$	1.1650	1.7437

... tab. 5.1

$$(X_w = 1.2 \text{ ... pro tuhou koncovou výztuhou})$$

$$(X_w = 1.2 \text{ ... pro netuhou koncovou výztuhou})$$

a proto

$$\chi_w = 1.20$$

... součinitel příspěvku stojiny k únosnosti při boulení ve smyku

- únosnost stojiny ve smyku

$$V_{bw,Rd} = (\chi \cdot f_{yw} \cdot 10^6 \cdot h_w \cdot t_w) / (3^{0.5} \cdot V_{M1}) / 10^3$$

$$V_{bw,Rd} = (1.2 \cdot 355 \cdot 10^6 \cdot 0.51 \cdot 0.014) / (3^{0.5} \cdot 1.1) / 10^3$$

$$V_{bw,Rd} = 1596 \text{ kN}$$

$$V_{bf,Rd} = 0 \text{ kN}$$

... příspěvek pásnic k únosnosti průřezu ve smyku

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

$$V_{b,Rd} = 1596 + 0$$

$$V_{b,Rd} = 1596 \text{ kN}$$

... návrhová únosnost ve smyku

$$< (\eta \cdot f_{yw} \cdot 10^6 \cdot h_w \cdot t_w) / (3^{0.5} \cdot V_{M1}) / 10^3 = 1596 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

Poznámka: boulení a únosnost ve smyku byla také stanovena pro oblast uložení na mostní ložiska.

Stojina z P25 v této oblasti neboulí a její únosnost ve smyku činí  $V_{b,Rd} = 2825 \text{ kN}$ .

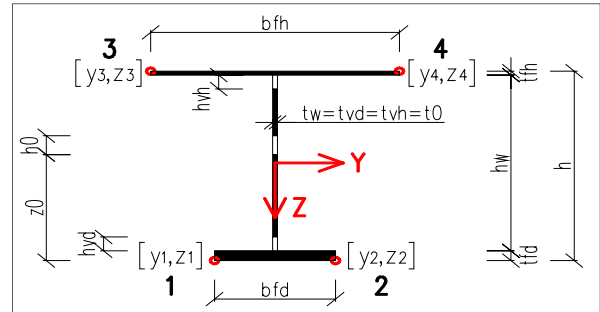
Posouzení KPRV bude provedeno níže ověřením napětí na 3D deskostěnovém modelu.

## 5.4 Průřezové charakteristiky

### 5.4.1 KPŘV (řez 1) - působení v MSÚ, MSP a v MS únavy

Poznámka: Dolní pásnice nosníku smykem ochabuje ( $b_0 < L_e/50$ ), se smykovým ochabnutím u DP tedy bude počítáno. Souč.  $\kappa = 193/4670 = 0,041$ . Potom  $\beta = 0,99$  a smykové ochabnutí se tedy na DP KPŘV neprojeví. Uvedeny jsou průřezové charakteristiky efektivního průřezu.

$h =$	0.636	m (průměrně oslabený most. plech zhotovením)
$b_{fh} =$	1.265	m
$t_{fh} =$	0.076	m (průměrně oslabený most. plech zhotovením)
$h_w =$	0.510	m
$t_w =$	0.025	m
$b_{fd} =$	0.600	m
$t_{fd} =$	0.050	m



$t_{vh} =$	0.025	m ... tloušťka horního výpalu
$h_{vh} =$	0.000	m ... výška horního výpalu

$t_{vd} =$	0.025	m ... tloušťka dolního výpalu
$h_{vd} =$	0.000	m ... výška dolního výpalu

$z_0 =$	0.000	m ... vzdálenost otvoru od spodního povrchu dolní pásnice
$t_0 =$	0.025	m ... tloušťka otvoru ve stojně
$h_0 =$	0.000	m ... výška otvoru ve stojně

Poznámka: na stranu bezpečnou nebudeme v posouzení do průřezu uvažovat svislou ocelovou část v ukončení mostovkového plechu z plechu P40x130

$y_1 =$	-0.300	m	$y_1 =$	-300	mm
$y_2 =$	0.300	m	$y_2 =$	300	mm
$y_3 =$	-0.633	m	$y_3 =$	-633	mm
$y_4 =$	0.633	m	$y_4 =$	633	mm
$z_1 =$	0.447	m	$z_1 =$	447	mm
$z_2 =$	0.447	m	$z_2 =$	447	mm
$z_3 =$	-0.189	m	$z_3 =$	-189	mm
$z_4 =$	-0.189	m	$z_4 =$	-189	mm
$y_g =$	0.000	m	$y_g =$	0	mm
$z_g =$	-0.4473	m	$z_g =$	-447.3	mm

$A =$	0.13889	m <sup>2</sup>	$A =$	138890	mm <sup>2</sup>
$I_y =$	8.1206E-03	m <sup>4</sup>	$I_y =$	8120565293	mm <sup>4</sup>
$I_z =$	1.3721E-02	m <sup>4</sup>	$I_z =$	13721133354	mm <sup>4</sup>
$i_y =$	0.242	m	$i_y =$	242	mm
$i_z =$	0.314	m	$i_z =$	314	mm

### 5.4.2 KPŘV (řez 2) - působení v MSÚ, MSP a v MS únavy

Poznámka: Dolní pásnice nosníku smykem ochabuje ( $b_0 < L_e/50$ ), se smykovým ochabnutím u DP tedy bude počítáno. Souč.  $\kappa = 193/4670 = 0,041$ . Potom  $\beta = 0,99$  a smykové ochabnutí se tedy na DP KPŘV neprojeví. Uvedeny jsou průřezové charakteristiky efektivního průřezu.

$h =$	0.636	m
$b_{fh} =$	1.254	m
$t_{fh} =$	0.076	m
$h_w =$	0.510	m
$t_w =$	0.014	m
$b_{fd} =$	0.400	m
$t_{fd} =$	0.050	m

$t_{vh} =$	0.014	m
$h_{vh} =$	0.000	m

$t_{vd} =$	0.014	m
$h_{vd} =$	0.000	m

$z_0 =$	0.000	m
$t_0 =$	0.014	m
$h_0 =$	0.000	m

$y_1 =$	-0.200	m
$y_2 =$	0.200	m
$y_3 =$	-0.627	m
$y_4 =$	0.627	m
$z_1 =$	0.487	m
$z_2 =$	0.487	m
$z_3 =$	-0.149	m
$z_4 =$	-0.149	m
$y_g =$	0.000	m
$z_g =$	-0.4873	m

$A =$	0.122444	m <sup>2</sup>
$I_y =$	5.8844E-03	m <sup>4</sup>
$I_z =$	1.2756E-02	m <sup>4</sup>
$i_y =$	0.219	m
$i_z =$	0.323	m

... tloušťka horního výpalu

... výška horního výpalu

... tloušťka dolního výpalu

... výška dolního výpalu

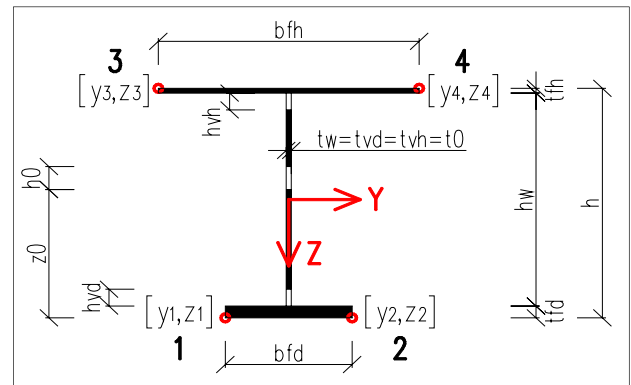
... vzdálenost otvoru od spodního povrchu dolní pásnice

... tloušťka otvoru ve stojně

... výška otvoru ve stojně

$y_1 =$	-200	mm
$y_2 =$	200	mm
$y_3 =$	-627	mm
$y_4 =$	627	mm
$z_1 =$	487	mm
$z_2 =$	487	mm
$z_3 =$	-149	mm
$z_4 =$	-149	mm
$y_g =$	0	mm
$z_g =$	-487.3	mm

$A =$	122444	mm <sup>2</sup>
$I_y =$	5884412564	mm <sup>4</sup>
$I_z =$	12755705359	mm <sup>4</sup>
$i_y =$	219	mm
$i_z =$	323	mm

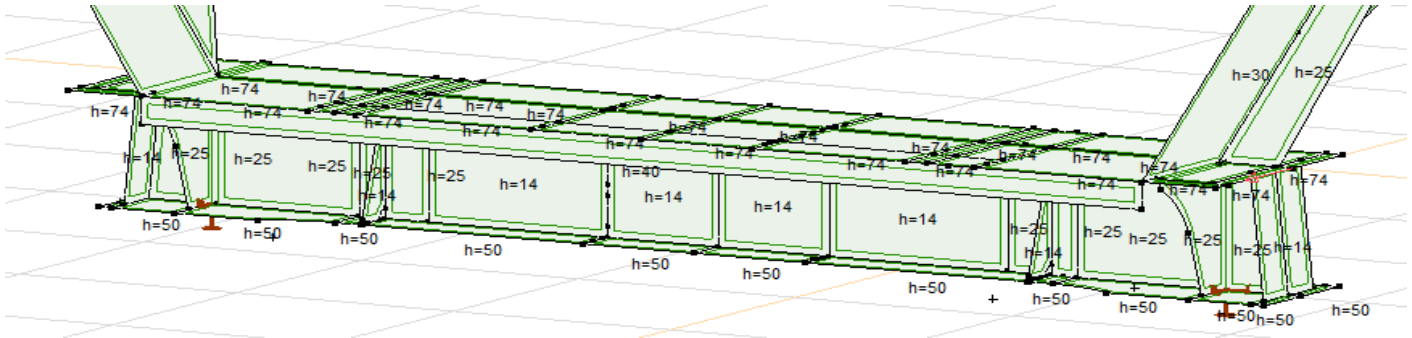


Poznámka: na stranu bezpečnou nebudeme v posouzení do průřezu uvažovat svislou ocelovou část v ukončení mostovkového plechu z plechu P14x150

## 5.5 MSÚ - KPŘV

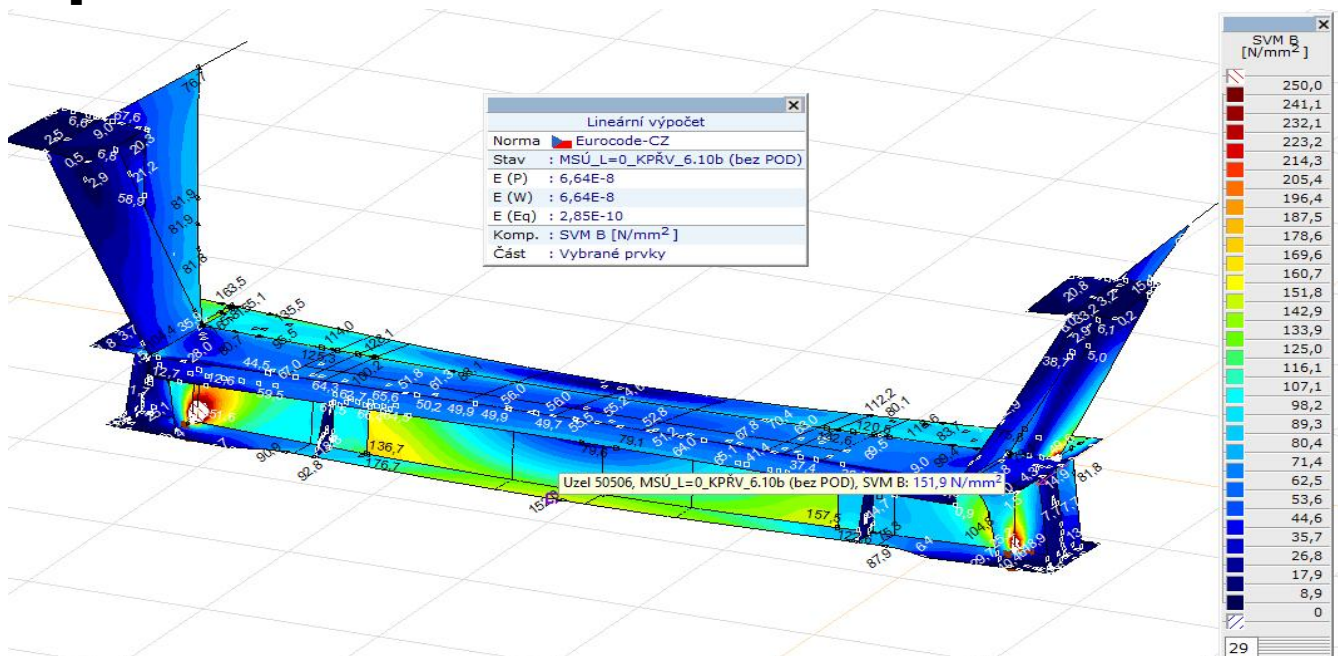
Stojiny KPŘV v krajních částech (u ložisek) jsou z plechu P25, stojiny vnitřních částí KPŘV jsou z plechu P14. Dolní pásnice v oblasti mostních ložisek je z plechu P50 a ve vnitřní části z P50 (dimenze DP vychází z posouzení MS únavy!). Horní pásnice KPŘV tvoří mostovkový plech z P100, avšak v oblasti nad osou KPŘV je jeho tloušťka snížena na 76 mm vlivem jeho navrženého zhotovení za účelem zlepšení podmínek odvodnění nad O02 (pozn.: nad opěrou O01 toto opatření provedeno není). Výška KPŘV činí po spodní povrch mostovkového plechu 0,560 m (platí po celé délce KPŘV).

Mostovkový plech jako horní pásnice KPŘV tlakem nebolí. DP KPŘV smykem neochabuje. Účinky na KPŘV jsou uvažovány plně lokálního charakteru. Rozhoduje model LM71. KPŘV bude v MSÚ níže posouzena na 3D deskostěnovém modelu porovnání napětí Von Misses, kdy musí platit  $\sigma_{VMS} \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$ .



Navržené tloušťky plechů

### 5.5.1 MSÚ



Max.  $\sigma_{VMS\_Ed} = 152 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa}$  (vyhovuje; využití 45 %). Nadpodporová oblast OK mostu je posouzena samostatně v čl. 07. Ložiska. KPRV byla navržena s ohledem na její potřebnou ohybovou tuhost a především na posouzení MS únavy. Tomu odpovídá míra využití KPRV v MSÚ.

### 5.5.2 Zatížitelnost v MSÚ

#### Zatížitelnost z hlediska MSÚ

- dle SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů (účinnost od 12.4.2021), ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9
- bude stanovena zatížitelnost koncové příčné výztuhy v rozhodujícím řezu

$$\gamma_G = 1.20$$

$$\gamma_{Q,LM71} = 1.39$$

$$\gamma_Q = 1.50$$

$$\sigma_{LM71} = 101.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{RS} = 25.4 \text{ MPa}$$



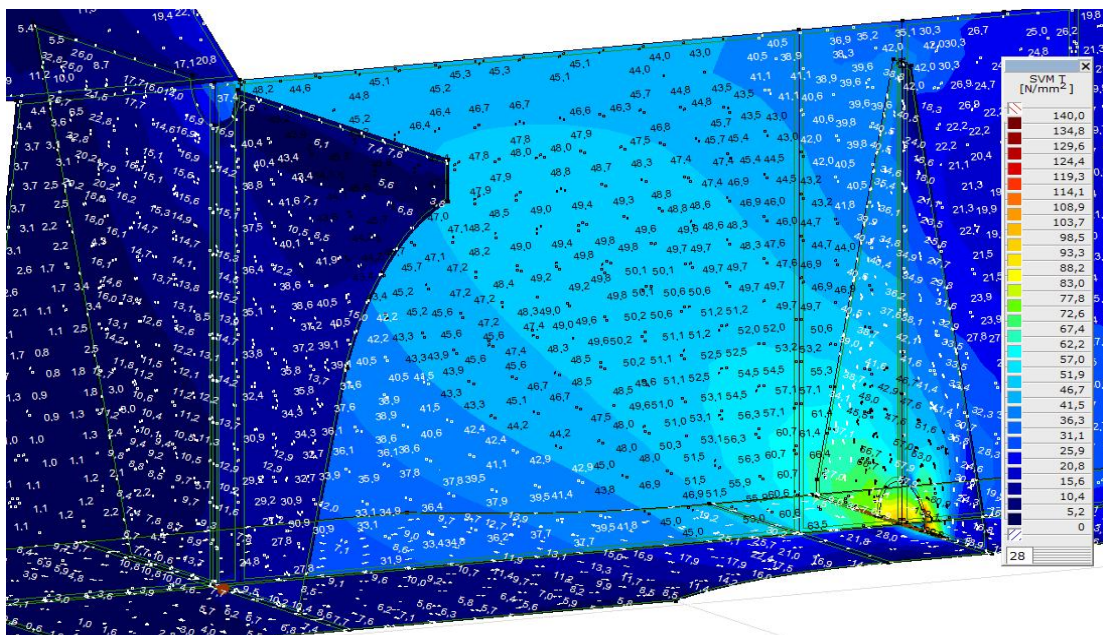
$$\begin{aligned} Y_{M0} &= 1.00 \\ f_{yk} &= 345 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 345 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= (f_{yd} - \sigma_{RS}) / \sigma_{LM71} \\ Z_{LM71} &= (345 - 25.4) / 101.5 \end{aligned}$$

$$Z_{LM71} = 3.15$$

### 5.5.3 Statické posouzení KPRV při zvedání NK

OK mostu byla ověřena pro situaci, kdy bude potřebné NK mostu zvednout např. pro výměnu ložisek. Terč pro zvedání se nachází ve vzdálenosti 0,80 m od teoretického bodu uložení NK mostu. Výztuha je oboustranná, z plechu P14. Tloušťka stěny KPRV v místě výztuhy pro zvedání je 25 mm při výšce stěny 525 mm. OK mostu při jejím zvedání s rezervou vyhovuje.



Izopovrchy srovnávacího napětí  $\sigma_{VMS}$

### 5.6 Posouzení koutového svaru v přípoji stojiny na pásnici KPRV

- dle ČSN EN 1993-1-8

- svar bude posouzen na KPRV v místě maximální smykové síly, v místě počátku oboustranného koutového svaru nejbližší k mostnímu ložisku. Rozhodující svar (stojina / DP KPRV x stojina / HP KPRV) je v přípoji stojiny na horní pásnici

- materiál

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0.90$$

$$Y_{M2} = 1.25$$

... mez kluzu oceli

... mez pevnosti oceli

... korelační součinitel

... součinitel materiálu

- koutový svar

$$a = 6.0 \text{ mm}$$

$$n = 2 \text{ ks}$$

... účinná výška koutového svaru

... počet svarových rovin

- průřezové charakteristiky

$$h = 0.636 \text{ m}$$

$$b_{th} = 1.254 \text{ m}$$

... výška průřezu

... šířka pásnice

$t_{fh} =$	0.076	m	... tloušťka pásnice
$A_f =$	0.0953040	m <sup>2</sup>	... plocha pásnice
$I_y =$	5.884400E-03	m <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti průřezu kolmo k Y-Y
$Z_c =$	0.111	m	
$S_y =$	1.057874E-02	m <sup>3</sup>	... statický moment setrvačnosti odříznuté části

- posouzení

$$V_{zEd} = \boxed{424.0} \text{ kN} \quad \dots \text{ návrhová smyková síla v rozhodující kombinaci}$$

$$\tau_{rov} = ((V_{zEd} * 10^3 * S_y) / (I_y * (n * a / 10^3))) / 10^6$$

$$\tau_{rov} = ((424 * 10^3 * 0.01057874) / (0.0058844 * (2 * 6 / 10^3))) / 10^6$$

$$\tau_{rov} = 63.5 \text{ MPa}$$

$\tau_{kol} =$	$\boxed{0.0}$	MPa				- využití:
$\sigma_{kol} =$	$\boxed{0.0}$	MPa	<	367.2 MPa	Vyhovuje.	$\boxed{0.0\%}$

$\sigma_N$	$(\sigma_{kol}^2 + 3 * (\tau_{kol}^2 + \tau_{rov}^2))^{0.5}$	=	$(0^2 + 3 * (0^2 + 63.5^2))^{0.5}$		- využití:
$\sigma_N =$	110.0 MPa	<	453.3 MPa	Vyhovuje.	$\boxed{24.3\%}$



## 5.7 Únava - KPRV

- dle ČSN EN 1993-1-9 a ČSN EN 1993-2, čl. 9

- hodnoty účinků zatížení jsou v charakteristické hodnotě a pochází z globálního a lokálního působení. Jako únavové zatížení byl použit v souladu s ČSN EN 1993-2, čl. 9.2.3 neklasifikovaný model zatížení LM-71, včetně dynamického součinitele.

Pro posouzení únavy budeme používat dynamický součinitel  $\Phi_2$ .

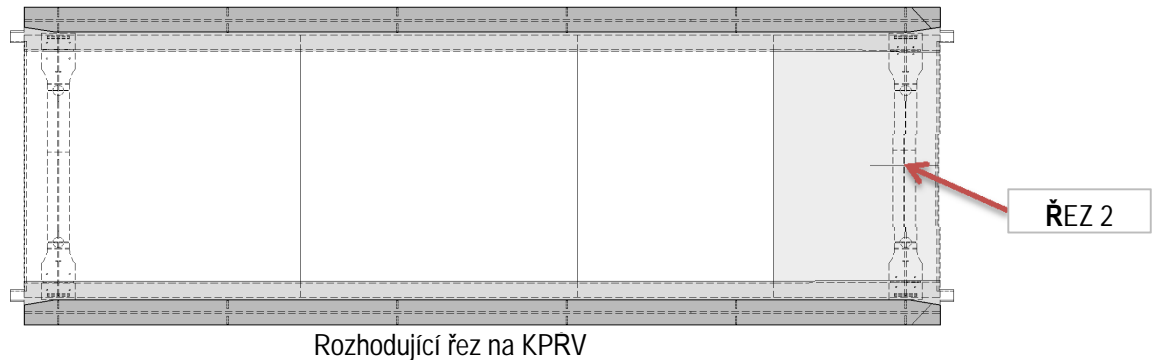
Budou uvedena posouzení rozhodujících únavových detailů na koncové příčné výztuže.

### 5.7.1 KPRV - svarový spoj DP KPRV a stojiny KPRV (napětí v DP)

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Posouzen bude detail připojení stojiny KPRV k DP KPRV uprostřed rozpětí KPRV pomocí průběžného oboustranného koutového svaru. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí v DP KPRV a s ručním provedením svaru. Jedná se o dílenský styk.

- tab. v normě:

8.2

- označení detailu:

5

$$Y_{MF} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.

(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$Y_{FF} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.

konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 1.67$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 4.67 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 1.023$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 =$$

$$1.023 \cdot 0.83 \cdot 1 \cdot 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.849$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\begin{aligned}\lambda_3 &= 1.000 && \dots \text{ souč. návrhové životnosti mostu} \\ \lambda_4 &= 1.000 && \dots \text{ souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí} \\ \lambda_{glo} &= \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.753 * 0.83 * 1 * 1 \\ \lambda_{glo} &= 0.625 && \dots \text{ souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez}\end{aligned}$$

- posouzení

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 27.0 \text{ MPa} && \dots \text{ lok.} && \sigma_{\min} = 0.0 \text{ MPa} && \dots \text{ lok.} \\ \sigma_{\max} &= 0.0 \text{ MPa} && \dots \text{ glob.} && \sigma_{\min} = 0.0 \text{ MPa} && \dots \text{ glob.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{loc} &= 27.0 \text{ MPa} && \dots \text{ referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání} \\ \Delta\sigma_{glo} &= 0.0 \text{ MPa} && \dots \text{ referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{E,2} &= \lambda_{loc} * \phi_{2loc} * \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} * \phi_{2glo} * \Delta\sigma_{glo} \\ \Delta\sigma_{E,2} &= 0.849 * 1.67 * 27 + 0.625 * 1.21 * 0 \\ \Delta\sigma_E &= 38.3 \text{ MPa} && \dots \text{ ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů} \\ &&& \text{(pro kombinaci lok. a glob. účinků)}\end{aligned}$$

kategorie detailu: 100

$$k_s = 1.00$$

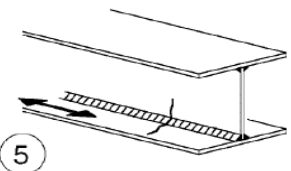
$$\Delta\sigma_c = 100.0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$38.3 \leq 74.1$$

$$\text{jednotkový posudek: } 0.52 \leq 1.0 \quad 52.0\%$$

Detail vyhovuje.



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (100 / 1.15) / (1 * 38.3)$$

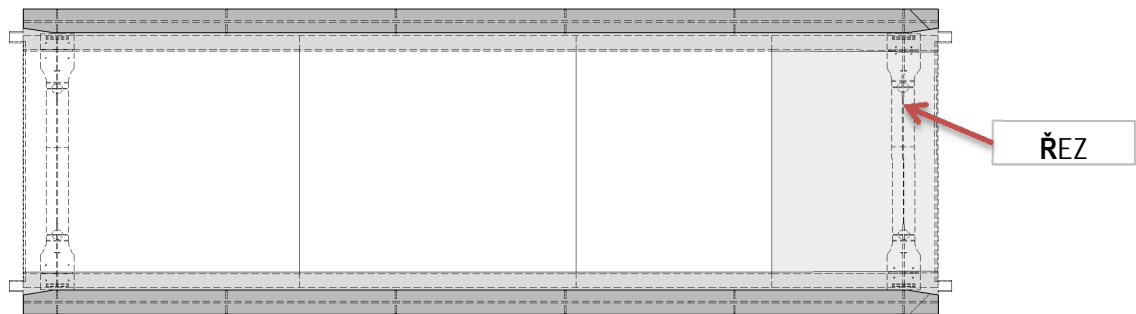
$$Z_{LM71} = 2.27$$

## 5.7.2 KPŘV - svarový spoj stojiny KPŘV a mostovkového plechu (napětí ve svaru)

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující řez na KPŘV

Posouzen bude detail připojení stojiny KPŘV na mostovkový plech (připojení stojiny KPŘV na DP KPŘV není rozhodující). Jedná se o podélný koutový svar přenášející smykový tok. Jedná se o dilenský styk.

- tab. v normě:

8.5

- označení detailu:

8

$$\gamma_{MF} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.

(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$\gamma_{FF} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.

konstantní rozkmít napětí

$$\Phi_{2loc} = 1.67$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 4.67 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 1.023$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 koleji

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$$

$$1.023 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.849$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 koleji

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$$

$$0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$$\tau_{max} = 15.1 \text{ MPa}$$

... lok.

$$\tau_{min} = 0.0 \text{ MPa}$$

... lok.

$$\tau_{max} = 0.0 \text{ MPa}$$

... glob.

$$\tau_{min} = 0.0 \text{ MPa}$$

... glob.

$$\Delta\tau_{loc} = 15.1 \quad \text{MPa}$$

... referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání

$$\Delta\tau_{glo} = 0.0 \quad \text{MPa}$$

... referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_{loc} * \Phi_{2loc} * \Delta\tau_{loc} + \lambda_{glo} * \Phi_{2glo} * \Delta\tau_{glo}$$

$$\Delta\tau_{E,2} = 0.849 * 1.67 * 15.1 + 0.625 * 1.21 * 0$$

$$\Delta\tau_{E,2} = 21.4 \quad \text{MPa}$$

... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 

80
----

$$k_s = \text{table border="1" style="display: inline-table;">|  |
| --- |
| 1.00 |$$

... součinitel velikosti

$$\Delta\tau_c = 80.0 \quad \text{MPa}$$

... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů

$$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf}$$

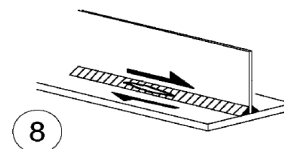
$$21.4 \leq 59.3$$

jednotkový posudek:

$$\text{table border="1" style="display: inline-table;">|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 0.36 | ≤ | 1.0 |$$

$$\text{table border="1" style="display: inline-table;">|  |
| --- |
| 36.0% |$$

Detail vyhovuje.



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = \text{table border="1" style="display: inline-table;">|  |
| --- |
| 1.15 |$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (80 / 1.15) / (1 * 21.4)$$

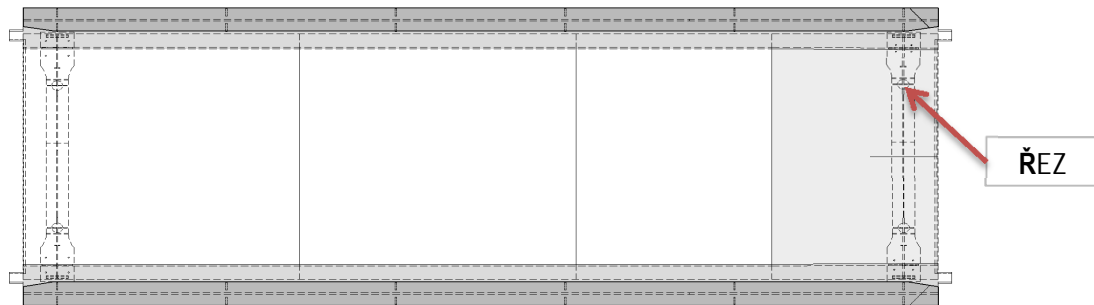
$$\text{table border="1" style="display: inline-table;">|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Z_{LM71} | = | 3.25 |$$

### 5.7.3 KPŘV - připojení příčné výztuhy ke KPŘV (napětí v DP)

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Rozhodující řez na KPŘV

Posouzen bude detail připojení příčného prvku na KPŘV, konkrétně připojení příčné výztuhy KPŘV poblíž poloviny rozpětí KPŘV. Připojení výztuhy je realizováno koutovým svarem kolem dokola, přičemž na DP KPŘV je svar navržen s bezvrubými přechody. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí na horním povrchu DP KPŘV. Jedná se o dílenský styk.

- tab. v normě:

8.4

- označení detailu:

7

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$\gamma_{Ff} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekviv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 1.67$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 4.67 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 1.023$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$$

$$1.023 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.849$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 =$$

$$0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$$\sigma_{\max} = 22.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.}$$

$$\sigma_{\max} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{loc}} = 22.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{\text{glo}} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{\text{loc}} * \Phi_{2\text{loc}} * \Delta\sigma_{\text{loc}} + \lambda_{\text{glo}} * \Phi_{2\text{glo}} * \Delta\sigma_{\text{glo}}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0.849 * 1.67 * 22 + 0.625 * 1.21 * 0$$

$$\Delta\sigma_E = 31.2 \quad \text{MPa}$$

... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 80

$$k_s = 1.00$$

... součinitel velikosti

$$\Delta\sigma_c = 80.0 \quad \text{MPa}$$

... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyk

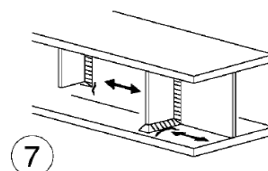
$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$31.2 \leq 59.3$$

jednotkový posudek:

$$0.53 \leq 1.0 \quad 53.0%$$

Detail vyhovuje.



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (80 / 1.15) / (1 * 31.2)$$

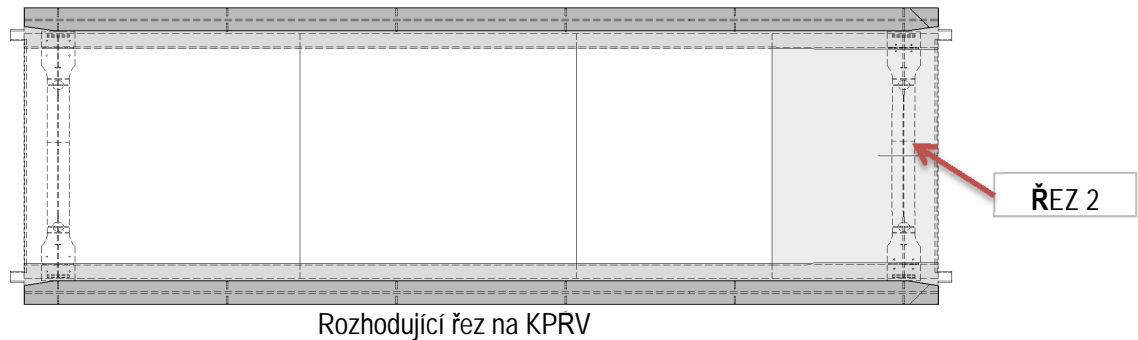
$$Z_{LM71} = 2.23$$

## 5.7.4 KPRV - příčný svarový spoj DP KPRV v polovině jejího rozpětí (napětí v DP)

- posuzovaný řez

← Havlíčkův Brod

Pardubice →



Posouzen bude detail příčného tupého svaru na DP KPRV v polovině jejího rozpětí. Uvažováno bude s rozkmitem normálového napětí v DP KPRV na jejím spodním povrchu. Svar bude proveden bez podložky, svar bude prováděn z obou stran (nesymetrický X-svar), bude provedena kontrola NDT, použity a následně odborně budou odstraněny přílohy pro začátek a výběh svaru. Svar je navržen s přímým zarovnáním a se zabroušením jeho povrchů svaru ve směru namáhání. Jedná se o montážní styk.

- tab. v normě:

8.3

- označení detailu:

1

$$Y_{MF} = 1.35$$

... dílčí souč. spolehlivosti únavové pevn.  
(metoda hodnocení - bezpečná životnost; důsledky porušení - závažné)

$$Y_{Ff} = 1.00$$

... dílčí souč. spolehlivosti pro ekv.  
konstantní rozkmit napětí

$$\Phi_{2loc} = 1.67$$

... pro lokální účinky

$$\Phi_{2glo} = 1.21$$

... pro globální účinky

$$L_{krit.} = 4.67 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 1.023$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{loc} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 1.023 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{loc} = 0.849$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

$$L_{krit.} = 15.30 \text{ m}$$

... kritická délka příčinkové čáry posuzovaného průřezu

$$\lambda_1 = 0.753$$

... souč. ekvivalentního poškození (pro EC Mix)

$$\lambda_2 = 0.830$$

... souč. objemu dopravy

$$\lambda_3 = 1.000$$

... souč. návrhové životnosti mostu

$$\lambda_4 = 1.000$$

... souč. pro konstrukční prvky zatížené více než 1 kolejí

$$\lambda_{glo} = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0.753 * 0.83 * 1 * 1$$

$$\lambda_{glo} = 0.625$$

... souč. ekvivalentního poškození pro posuzovaný průřez

- posouzení

$$\sigma_{\max} = 36.5 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.}$$

$$\sigma_{\max} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{lok.}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{glob.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{loc}} = 36.5 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od lokálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{\text{glo}} = 0.0 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{referenční rozkmit normálového napětí od globálního namáhání}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{\text{loc}} * \Phi_{2\text{loc}} * \Delta\sigma_{\text{loc}} + \lambda_{\text{glo}} * \Phi_{2\text{glo}} * \Delta\sigma_{\text{glo}}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = 0.849 * 1.67 * 36.5 + 0.625 * 1.21 * 0$$

$$\Delta\sigma_E = 51.8 \quad \text{MPa}$$

... ekvivalentní rozkmit napětí pro 2 mil. cyklů  
(pro kombinaci lok. a glob. účinků)

kategorie detailu: 112

$$k_s = 0.87$$

... součinitel velikosti

$$\Delta\sigma_c = 97.4 \quad \text{MPa}$$

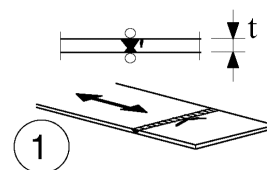
... referenční únavová pevnost pro 2 mil. cyklů

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$51.8 \leq 72.1$$

$$\text{jednotkový posudek: } 0.72 \leq 1.0 \quad 72.0\%$$

Detail vyhovuje.



- zatížitelnost z hlediska únavy

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

(pozn.: 1,15 pro závažný důsledek porušení - hlavní NK; 1,0 pro mírný důsledek porušení - podružné konstrukce)

$$Z_{LM71} = (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) / (\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2})$$

$$Z_{LM71} = (97.4 / 1.15) / (1 * 51.8)$$

$$Z_{LM71} = 1.64$$



## 6. MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

- OBSAH:

- 6.1 Základní informace
- 6.2 Zkroucení hlavní nosné konstrukce
- 6.3 Svislá přetvoření hlavní nosné konstrukce a posouzení mezních hodnot pro deformaci
- 6.4 Příčná přetvoření a vodorovné kmitání hlavní nosné konstrukce
- 6.5 Mezní hodnoty maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících
- 6.6 Omezení napětí
- 6.7 Omezení dýchání stěny
- 6.8 Omezení z hlediska průjezdného průřezu
- 6.9 Omezení z hlediska vzhledu

### 6.1 Základní informace

V následujícím textu budou posouzeny mezní stavy použitelnosti definované v ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.1. Zejména se jedná o ověření s ohledem na přetvoření hlavní nosné konstrukce a jejího kmitání ve vodorovné rovině kolmo k podélné ose mostu.

### 6.2 Zkroucení hlavní nosné konstrukce

- základní informace
- posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.2.2
- dynamický součinitel: uvažujeme pro hlavní nosník
- uvažované zatížení: charakteristické zatížení klasifikovaného LM71 (případně charakteristické zatížení modelu SW/0 nebo SW/2, příp. HSLM, vč. klasifikačního součinitele, pokud se požaduje), vč. dynamických účinků. Dále bude uvažována excentricita svislých zatížení. odstředivé síly

- rozhodující zatížení: LM71

$$\alpha = \boxed{1.21}$$
$$\Phi_2 = \boxed{1.21}$$

... klasifikační součinitel (pouze pro LM71, příp. pro SW/0)

- maximální zkroucení "t" při rozchodu koleje  $s=1,435$  m měřené na délce 3,0 m nesmí přesáhnout hodnoty maximální zkroucení "t<sub>1</sub>" (pro rychlosti do 120 km/h)

• uprostřed NK mostu

$$e_{z1} = \boxed{10.9} \text{ mm}$$
$$e_{z2} = \boxed{11.1} \text{ mm}$$

$$e_{z3} = \boxed{10.5} \text{ mm}$$
$$e_{z4} = \boxed{11.0} \text{ mm}$$

$$t = \boxed{0.30} \text{ mm}$$

$$t_2 = \boxed{4.5} \text{ mm}$$

$$t < t_2$$

... zkroucení hlavní nosné konstrukce vč.  $\alpha$  a  $\Phi_2$

... maximální zkroucení (pro rychlosti do 120 km/h)

Zkroucení hlavní nosné konstrukce vyhovuje.

6.7%

• na vjezdu (=na výjezdu)

$$e_{z1} = \boxed{0.3} \text{ mm}$$
$$e_{z2} = \boxed{0.3} \text{ mm}$$

$$e_{z3} = \boxed{7.8} \text{ mm}$$
$$e_{z4} = \boxed{8.2} \text{ mm}$$

$$t = \boxed{0.40} \text{ mm}$$

$$t_2 = \boxed{4.5} \text{ mm}$$

$$t < t_2$$

... zkroucení hlavní nosné konstrukce vč.  $\alpha$  a  $\Phi_2$

... maximální zkroucení (pro rychlosti do 120 km/h)

Zkroucení hlavní nosné konstrukce vyhovuje.

8.9%

• závěr

NK mostu vyhovuje na posouzení jejího zkroucení. Zkroucení bylo ověřeno po celé délce NK mostu, přičemž rozhodujícím místem je oblast při vjezdu na most, respektive při výjezdu z mostu. Vzhledem ke konstrukčnímu uspořádání NK mostu toto posouzení vyhovuje s velkou rezervou.

### 6.3 Svislá přetvoření hlavní nosné konstrukce a posouzení mezních hodnot pro deformaci

V následujícím textu bude dle ČSN EN 1990, ed. 2 posouzena svislá deformace hlavní nosné konstrukce mostu a v návaznosti na ní i mezní hodnoty pro deformaci konstrukce dle ČSN EN 1991-2.

• posouzení svislé deformace hlavní nosné konstrukce

#### A) posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.2.3

- uvažované zatížení: LM71 (klasifikovaný, s charakteristickými hodnotami, bez dynamického součinitele)  
SW/2 (neklasifikovaný, s charakteristickými hodnotami, bez dynamického součinitele)  
Pozn.: zatížení včetně případných odstředivých sil

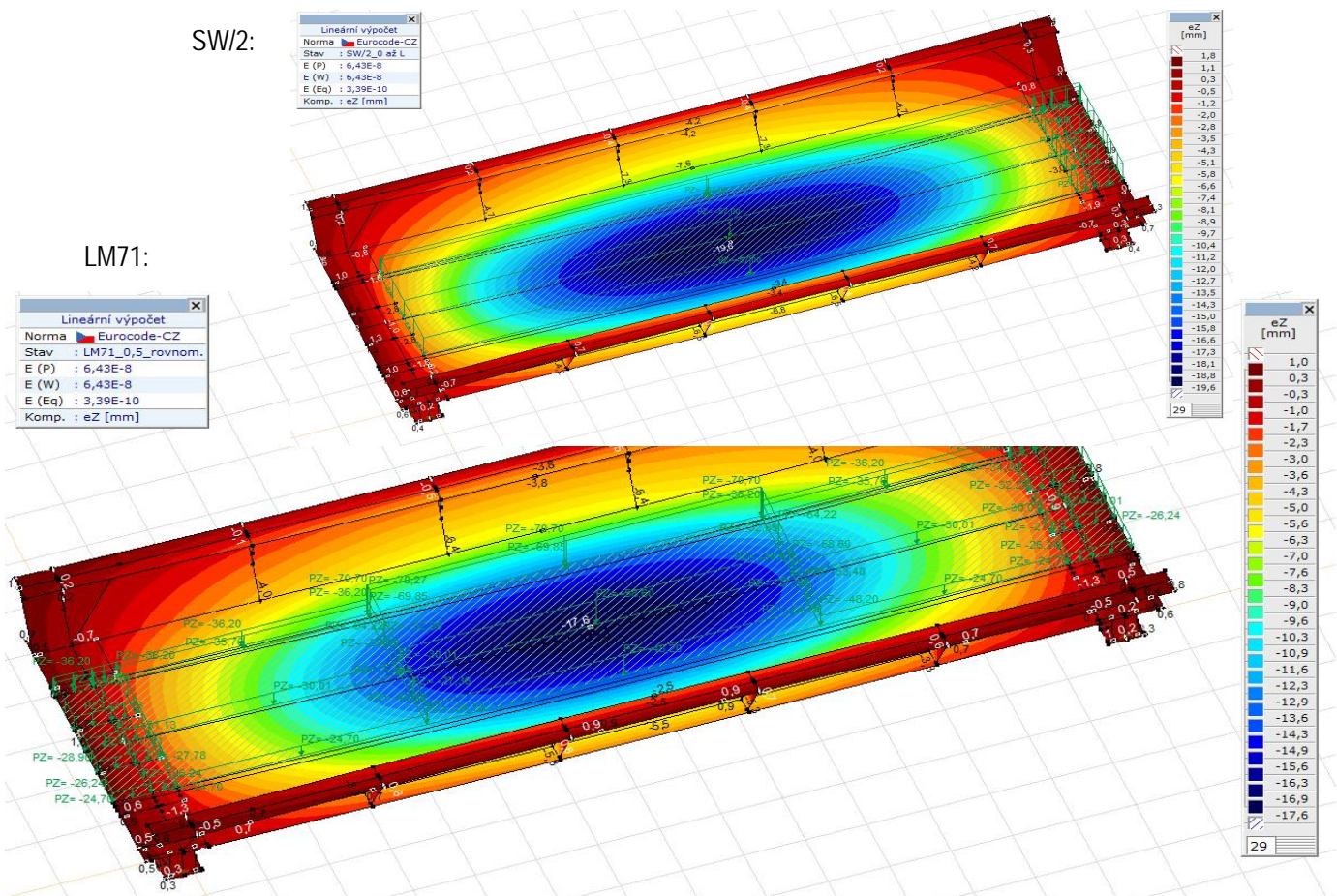
- svislá deformace od char. hodnot neklas. zatížení LM71, bez dyn. součinitele:

17.6 mm

- ROZHODUJE !

- svislá deformace od char. hodnot neklas. zatížení SW/2, bez dyn. součinitele:

19.6 mm



$u_{Z_{max}} = 17,6$  mm na vnějším hlavním nosníku (od neklasifikovaného LM71 s charakt. hodnotami, bez dynamického souč.)

- rozhodující zatížení:

LM71

$\alpha = 1.21$  (pouze pro LM71 případně SW/0, pro SW/2  $\alpha = 1,0$ )

$\Phi$  ..... ve výpočtu není dynamický součinitel uvažován

$L = 15300$  mm

... teoretické rozpětí hlavního nosníku

$u_{z\_lim} = L/600$	... podmínka dle A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990, ed. 2
$u_{z\_lim} = 15300/600$	
$u_{z\_lim} = 25.5 \text{ mm}$	... limitní hodnota svislého průhybu od zatížení definovaného výše
$u_{z\_max\_k} = 17.6 \text{ mm}$	... maximální vypočtená hodnota svislého průhybu od zatížení rozhodujícího neklasifikovaného, charakteristického
$u_{z\_max\_klas} = u_{z\_max\_k} \cdot \alpha$	
$u_{z\_max\_klas} = 17.6 \cdot 1.21$	
$u_{z\_max\_klas} = 21.3 \text{ mm}$	... maximální vypočtená hodnota svislého průhybu od zatížení rozhodujícího klasifikovaného, charakteristického
- posouzení	
$21.3 < 25.5 \text{ mm}$	
Vyhovuje.	
- využití	
83.5%	

B) zatížitelnost (dle předpisu Správy železnic SŽ S5/1 "Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů")

- bude stanovena zatížitelnost hlavního nosníku mostu z hlediska svislého přetvoření, v souladu s A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990.

Na základě filozofie určování zatížitelnosti žel. mostů však nebude použito klasifikované zatížení (tj. bez součinitele  $\alpha$ ).

- uvažované zatížení: charakteristické zatížení neklasifikovaného LM71 (bez dynamických účinků) a ostatní relevantní zatížení, které působí současně se svislým zatížením modelu LM71 v případě, že nejsou eliminovány vnějším zásahem (např. nadvýšením NK)

$u_{z\_lim} = 25.5 \text{ mm}$	... limitní hodnota svislé deformace
$u_{z\_LM71} = 17.6 \text{ mm}$	... svislá deformace od svislého zatížení modelu LM71 (bez $\alpha$ , bez $\Phi$ )
$u_{z\_rs} = 0.0 \text{ mm}$	... svislá deformace od ostatních relev. zatížení (charakt. komb.)

$$Z_{LM71} = (u_{z\_lim} - u_{z\_rs}) / u_{z\_LM71}$$

$$Z_{LM71} = (25.5 - 0) / 17.6$$

$$Z_{LM71} = 1.45$$

... zatížitelnost pro svislé přetvoření

- posouzení relativního posunutí mezi koncem NK a přilehlou opěrou
- posouzení dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.5.2 (1)P
- při rozjezdu a brzdění nesmí  $\delta_B$  překročit hodnotu 5 mm. Hodnota platí pro průběžně svařené kolejnice (bezстыková kolej) bez kolejnicových dilatačních zařízení nebo s kolejnicovým dilatačním zařízením na jednom konci NK.

$\delta_B$  ... relativní podélné poměrné posunutí mezi koncem NK a přilehlou opěrou od rozjezdu a brzdění

Pozn. 01: Posudek se týká posouzení nosné konstrukce mostu v případě, že se na mostě a v přilehlých úsecích nachází bezстыková kolej. Jedná se o jedno z návrhových kritérií (mezni hodnoty pro deformaci konstrukce) při posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení v případě použití zjednodušené metody. Na mostě je projektem navržena kolej bezстыková.

Pozn. 02: Pro most o daném rozpětí s daným způsobem založení (plošné, opěry ŽB) a s danými rozměry opěr lze konstatovat, že požadované posouzení maximálního relativního posunutí mezi koncem NK a přilehlou opěrou je s dostatečnou rezervou SPLNĚNO.

- posouzení podélného posunutí horního povrchu NK od deformace NK
- posouzení dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.5.2 (2)P
- má se použít svislé zatížení dopravou (model zatížení LM71, případně SW/0). V našem případě budeme uvažovat LM71 (vč. klasif. součinitele  $\alpha$ ,  $\Phi$  lze zanedbat).

Pozn.: Posudek se týká posouzení nosné konstrukce mostu v případě, že se na mostě a v přilehlých úsecích nachází bezстыková kolej. Jedná se o jedno z návrhových kritérií (mezí hodnoty pro deformaci konstrukce) při posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení v případě použití zjednodušené metody. Na mostě je projektem navržena kolej bezстыková.

$$\delta_{H_{lim}} = 8.0 \text{ mm}$$

... limitní hodnota podélného posunutí horního povrchu NK na konci nosné konstrukce od deformace NK (bez souč.  $\alpha$ )

$$\delta_{H^*} = 0.60 \text{ mm}$$

... max. hodnota vodorovného posunutí od LM71 (bez souč.  $\alpha$ )

$$\alpha = 1.21$$

... klasifikační součinitel

$$\delta_H = \delta_{H^*} \cdot \alpha$$

$$\delta_H = 0.6 \cdot 1.21$$

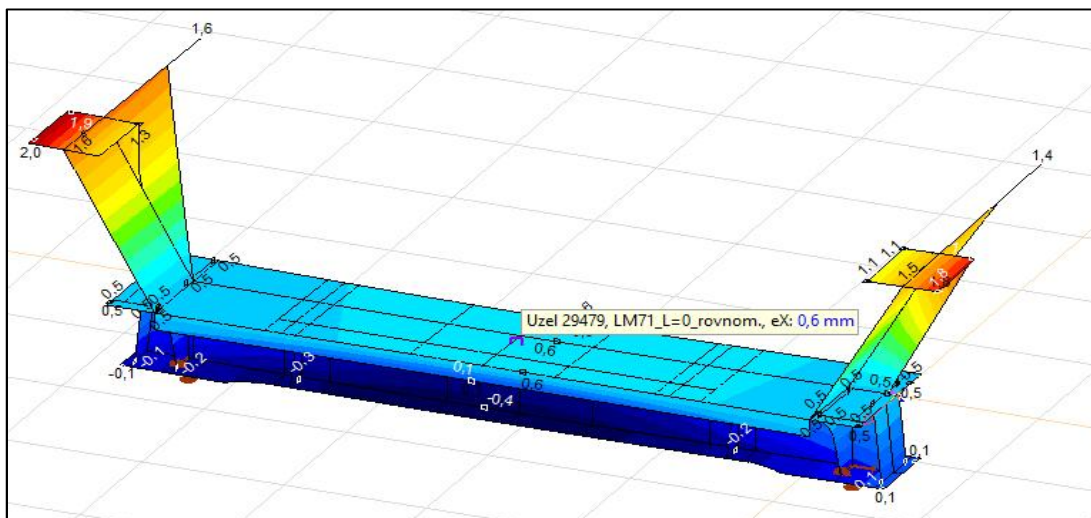
$$\delta_H = 0.7 \text{ mm}$$

... max. hodnota vodorovného posunutí od LM71 (se souč.  $\alpha$ )

- posouzení  
0.7 < 8.0 mm  
Vyhovuje.

- využití

$$8.8\%$$



Zobrazení podélné deformace  $u_x$  [mm] od zatížení definovaného výše

- posouzení svislého posunutí horního povrchu NK od deformace NK vzhledem k přilehlé konstrukci
- posouzení dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.5.2 (3)P
- budou použity charakt. hodnoty klasifikovaného modelu LM71 (vč.  $\alpha$ ,  $\Phi$  lze zanedbat) a případně jiná zatížení dle čl. 6.5.4.3 (tj. případně klasifikovaný model SW/0 a neklasifikovaný model SW/2; vše bez dynamických účinků)

Pozn.: Posudek se týká posouzení nosné konstrukce mostu v případě, že se na mostě a v přilehlých úsecích nachází bezстыková kolej. Jedná se o jedno z návrhových kritérií (mezí hodnoty pro deformaci konstrukce) při posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení v případě použití zjednodušené metody i postupu dle přílohy G normy. Na mostě je projektem navržena kolej bezстыková

→ posouzení svislé deformace od LM71

$$\alpha = 1.21$$

... klasifikační součinitel



$$\delta_{V_{lim}} = 3.0 \text{ mm}$$

... limitní hodnota svislého posunutí pro rychlosti do 160 km/h včetně

- posouzení

$$\delta_V = 1.10 \text{ mm}$$

$$\delta_V = \delta_V \cdot \alpha$$

$$\delta_V = 1.1 \cdot 1.21$$

$$\delta_V = 1.3 \text{ mm}$$

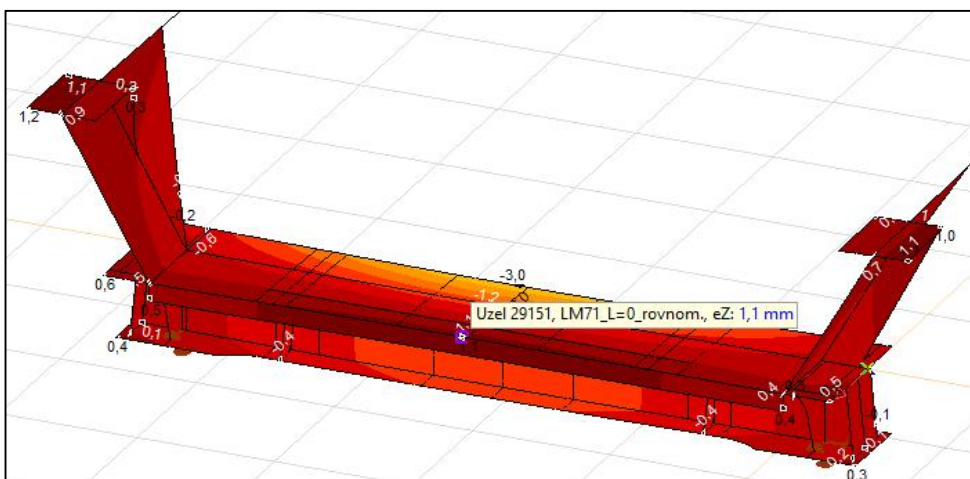
$$1.300 < 3.0 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

... svislý posun NK mostu od zatížení definovaného výše  
(pozn.: v místě pod kolejnicovými pásy)

- využití

43%



Zobrazení svislé deformace  $u_z$  [mm] od modelu LM71 (neklasifikovaná hodnota), oblast KPŘV

→ posouzení svislé deformace od SW0 / SW/2

$$\alpha = 1.00$$

... klasifikační součinitel (pro SW/2 bez klasifikačního souč.)

$$\delta_{V_{lim}} = 3.0 \text{ mm}$$

... limitní hodnota svislého posunutí pro rychlosti do 160 km/h včetně

- posouzení

$$\delta_V = 1.40 \text{ mm}$$

$$\delta_V = \delta_V \cdot \alpha$$

$$\delta_V = 1.4 \cdot 1$$

$$\delta_V = 1.4 \text{ mm}$$

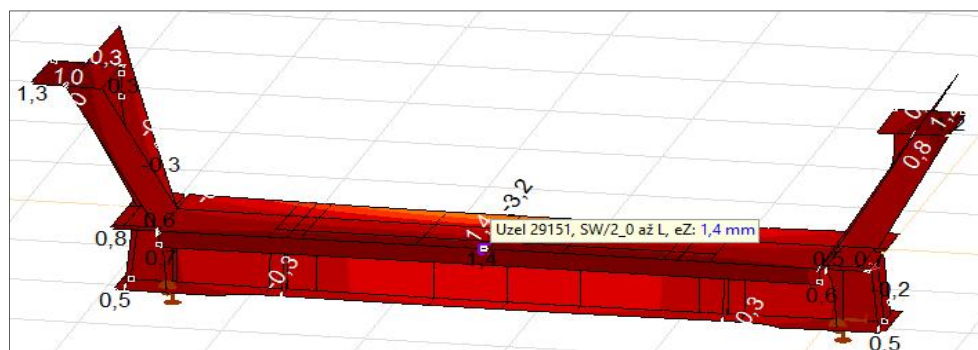
$$1.400 < 3.0 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

... svislý posun NK mostu od zatížení definovaného výše  
(pozn.: v místě pod kolejnicovými pásy)

- využití

47%



Zobrazení svislé deformace  $u_z$  [mm] od modelu SW/2 (neklasifikovaná hodnota), oblast KPŘV

## 6.4 Příčná přetvoření a vodorovné kmitání hlavní nosné konstrukce

- posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.2.4

### • příčné přetvoření hlavní nosné konstrukce

- má se použít zatížení: LM71, příp. SW/0 (vč. klasifikačního a dynamického součinitele; použit bude dyn. souč.  $\Phi_2$  pro HN)  
vítr  
boční ráz (vč. klasifikačního součinitele)  
odstředivá síla  
účinek rozdílu teplot v příčném směru mostu

- má se použít charakteristická kombinace zatížení uvedených výše. Použita bude kombinace z tab. A2.6 ČSN EN 1990-2, ed. 2.

$$L = 15.300 \text{ m}$$

$$\delta_h = 0.001 \text{ m}$$

... teoretické rozpětí hlavního nosníku

... vypočtený příčný posun od zatížení definovaného výše  
(charakteristická kombinace)

$$\alpha_1 = 0.003 \text{ rad}$$

... maximální vodorovné pootočení pro rychlosti do 120 km/h

$$r_1 = 1700 \text{ m}$$

... maximální změna poloměru křivosti pro rychlosti do 120 km/h

(uvažovány jsou hodnoty v tab. A2.8 pro nosník o jednom poli)

$$r = L^2 / (8 \cdot \delta_h)$$

$$r = 15.3^2 / (8 \cdot 0.001)$$

$$r = 29261 \text{ m}$$

... změna poloměru křivosti od zatížení definovaného výše

- posouzení

$$29261.0 > 1700.0 \text{ m}$$

Vyhovuje.

- využití

5.8%

### • kmitání hlavní nosné konstrukce ve vodorovném směru

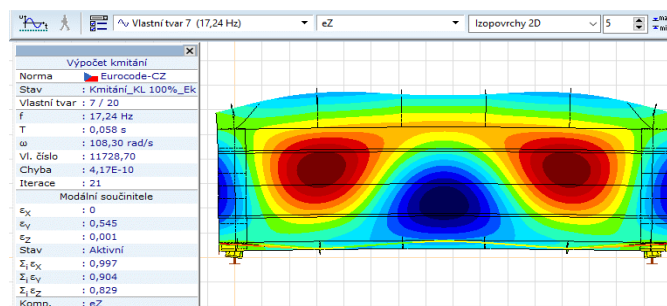
- první vlastní frekvence kmitání hlavní nosné konstrukce ve vodorovné

rovině kolmo k podélné ose mostu nemá být menší než hodnota doporučená (dle NA2.35):

$$f_{h0\_min} = 1.20 \text{ Hz}$$

Konstrukce vykazuje výrazně svislé ohybové chování, 1. vodorovná ohybová frekvence mostu činí 17,2 Hz.

Podmínka pro vyhovění  $f_{h0\_min}$  je splněna.



## 6.5 Mezní hodnoty maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících

- posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.3

- z důvodu omezení zrychlení vozidla na hodnoty uvedené v A2.4.4.3.1(2), jsou stanoveny maximální přípustné svislé průhyby podél osy železničního mostu

- má být použit model LM71 včetně dynamického součinitele a s hodnotou klasifikačního součinitele  $\alpha=1,0$

- v případě 2 a více kolejí na mostě má být zatížena pouze 1 kolej

- dle obr. A2.3: pro rozpětí  $L=15,3 \text{ m}$  a pro rychlost jízdy  $V=75 \text{ km/h}$  je svislý průhyb omezen maximálním poměrem  $L/u_z=600$

$$\alpha = 1.0$$

$$\Phi_2 = 1.21$$

$$L = 15300 \text{ mm}$$

... teoretické rozpětí hlavního nosníku

$$u_{Z\_lim} = L/600$$

$$u_{Z\_lim} = 15300/600$$

$$u_{Z\_lim} = 25.5 \text{ mm}$$

... podmínka dle A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990, ed. 2

(1x prostý nosník, V=75 km/h, L=15,3 m)

... limitní hodnota svislého průhybu od zatížení definovaného výše

$$u_{Z\_max\_k} = 17.6 \text{ mm}$$

... maximální vypočtená hodnota svislého průhybu od zatížení definovaného výše bez souč.  $\alpha$  a bez součinitele  $\Phi_2$

$$u_{Z\_max\_klas} = u_{Z\_max} \cdot \alpha \cdot \Phi_2$$

$$u_{Z\_max\_klas} = 17.6 \cdot 1 \cdot 1.21$$

$$u_{Z\_max\_klas} = 21.3 \text{ mm}$$

... maximální vypočtená hodnota svislého průhybu od zatížení definovaného výše se souč.  $\alpha$  a se součinitelem  $\Phi_2$

- posouzení

$$21.3 < 25.5 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- využití

$$83.5\%$$

## 6.6 Omezení napětí

- dle ČSN EN 1993-2, čl. 7.3

- napětí  $\sigma_{Ed,ser}$  a  $\tau_{Ed,ser}$  od charakteristických kombinací zatížení se mají omezit na  $(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)^{0.5} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$

Vzhledem k tomu, že všechny prvky NK mostu se v posouzení 2. mezního stavu nachází v pružné oblasti, je tato podmínka pro 1. mezní stav v případě posouzení jednotlivých průřezů jako takových automaticky splněna. V případně uvedených detailních deskostěnových modelech ve statickém výpočtu (pokud byly provedeny) je tato podmínka splněna podmínkou

$$\sigma_{Von Mises} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$\gamma_{M,ser} = 1.0$$

## 6.7 Omezení dýchání stěny

- dle ČSN EN 1993-2, čl. 7.4

- bude posouzena stojina hlavního nosníku v polovině jeho rozpětí

• Štíhlost stěny bude omezena tak, abychom vyloučili její nadměrné dýchání, které by mohlo způsobit únavu v přípoji stěny k pásnici nebo poblíž těchto přípojů

$$b = 1212 \text{ mm}$$

... výška stěnového panelu bez podélných výztuh nebo výška stěnového subpanelu u vyztužených stěn.

Pozn.: V tomto případě se jedná o výšku stojiny hlavního nosníku.

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$L = 15.300 \text{ m}$$

$$L_{min} = 20.0 \text{ m}$$

... tloušťka stojiny

... teoretické rozpětí hlavního nosníku

- posouzení dle čl. 7.4 (2)

$$b/t \leq 55+3,3L \leq 250$$

$$40.4 < 121 < 250$$

Vyhovuje. Vyhovuje.

... podmínka pro drážní mosty. Pokud je podmínka splněna, není nutno posuzovat dýchání stěny.

### 6.8 Omezení z hlediska průjezdného průřezu

- dle ČSN EN 1993-2, čl. 7.5

- při působení účinků charakteristické kombinace zatížení má být dodržen průjezdný průřez bez zasahování jakékoli části konstrukce. Tato podmínka je splněna v každém řezu konstrukce mostu.

### 6.9 Omezení z hlediska vzhledu

- dle ČSN EN 1993-2, čl. 7.6

- nadvýšením  $u_z$  by měl být vyrovnán svislý průhyb od zatížení  $g_0$ ,  $g_1$  a cca 25% od rozhod. modelu vlaku (LM71, příp. SW/0 či SW/2)

- zatížení od vlaku LM71 uvažujeme klasifikované

- uvažování zatížení od vlaků: LM71  
SW/0  
SW/2

... charakt. hodnoty, klasifikovaný, bez dynamického součinitele

... charakt. hodnoty, klasifikovaný, bez dynamického součinitele

... charakt. hodnoty, bez dynamického součinitele

Pozn.: model SW/0 nebyl použit

$u_{z_{g0}} =$	4.3	mm
$u_{z_{g1}} =$	6.0	mm
$u_{z_{LM71}} =$	21.3	mm
$u_{z_{SW/0}} =$	0.0	mm
$u_{z_{SW/2}} =$	19.6	mm

... svislá def. od zatížení stálého

... svislá def. od zatížení ostatního stálého

... svislá def. od 100% klasifikovaného modelu LM71 (char.)

... svislá def. od 100% klasifikovaného modelu SW/0 (char.)

... svislá def. od 100% neklasifikovaného modelu SW/2 (char.)

Pozn.: model SW/0 ani SW/2 nebyl použit

- rozhodující zatížení: LM71

$$u_{z_{vlak}} = 21.3 \text{ mm}$$

$$u_z = u_{z_{g0}} + u_{z_{g1}} + 0.25 \cdot u_{z_{vlak}} = 4.3 + 6 + 0.25 \cdot 21.3$$

$$u_z = 16 \text{ mm}$$

... vypočtené výrobní nadvýšení

- **závěr:** Vzhledem k nízké hodnotě vypočteného nutného nadvýšení, výrobním tolerancím OK a pracnosti provedení nadvýšení na mostovkovém plechu o zvolené tloušťce nadvýšení hlavních nosníků nebude provedeno. Nadvýšení hlavních nosníků v podélném směru není touto dokumentací navrženo.



## 7. LOŽISKA

- OBSAH:

7.1 Schéma uložení NK mostu

7.2 Ložiska mostní

7.2.1 Akce na ložiska

7.2.2 Požadavky na ložiska z hlediska jejich únosnosti

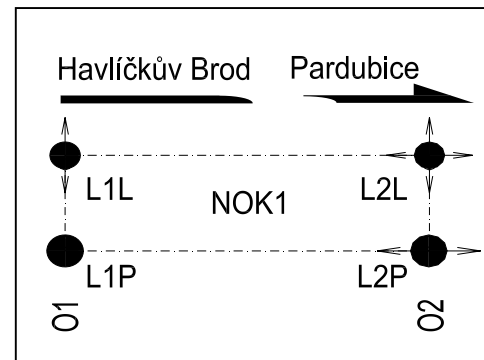
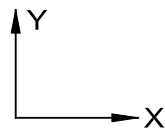
7.2.3 Požadavky na klínovitosti klínových desek

7.2.4 Požadavky na kapacitu ložisek v natočení

7.2.5 Požadavky na posuny ložisek

7.3 Posouzení nadložiskových výztuh

7.1 Schéma uložení NK mostu



- ložiska mostní:

L1L, L1P, L2L, L2P

7.2 Ložiska mostní

7.2.1 Akce na ložiska

- tření v ložiscích

$$\mu = \boxed{0.10}$$

... součinitel tření (přidavná podélná třecí síla v ložisku =  $\mu \cdot R_z$ )

POZNÁMKA: ve všech případech není model SW/2 rozhodující. Vždy rozhoduje model LM71.  
V tabulkách níže proto bude uváděn pouze model LM71.

7.2.1.1 L1L (podélně pevné ložisko)

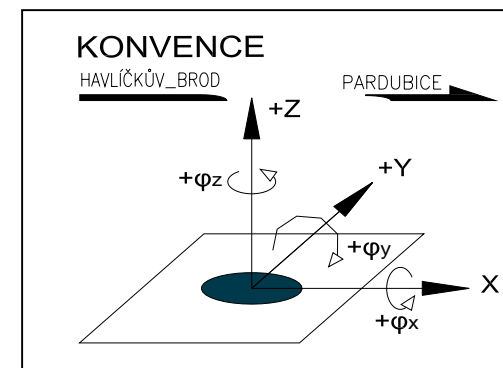
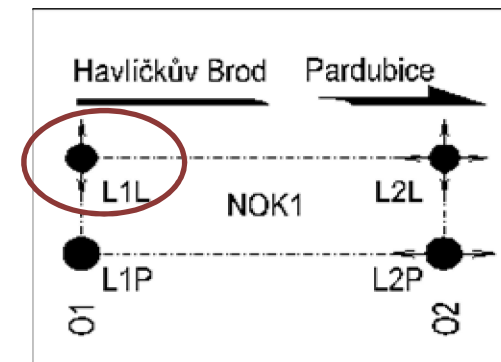
Pozn.: šedý pruh

znázorňuje uvažované

hlavní proměnné zatížení

zatěžovací stav	charakteristické hodnoty		
	$R_{z,Ek}$ [kN]	$R_{y,Ek}$ [kN]	$R_{x,Ek}$ [kN]
G0: vlastní tíha OK	-219		0.0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-42.0		0.0
G1: KL	-216.7		0.0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ pro svislé zatížení)	-913.5		0.0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-35.6		0.0
Vitr (Y, -Z)	-53.5		0.0
Chodci	-37.2		0.0
Teplota (rozdílové složky)	0.0		0.0
* Brzděné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-8.2		-198.2
* Teplotní změny, vč. případných radiálních sil (! $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ !)	-3.9		-99.3
* Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-7.7		-200.1

\* ZS vycházející z  
kombinované odezvy  
kolej  
-  
most



- charakteristická kombinace (hl. zat.: LM71) [kN]:

$R_{z,Ek,max.}$ =	-1513
$R_{y,Ek,max.}$ =	0
$\pm R_{x,Ek,max.}$ =	-418

-569 (vč. tření)

- charakteristická kombinace (hl. zat.: Podélná síla od def. NK) [kN]:

$R_{z,Ek,max.}$ =	-1332
$R_{y,Ek,max.}$ =	0
$\pm R_{x,Ek,max.}$ =	-458

-591 (vč. tření)

Pozn.: šedý pruh  
znázorňuje uvažované  
hlavní proměnné  
zatížení

	A) Kombinace pro max $R_z$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)
G0: vlastní tíha OK	-296	-251	0	0	0	0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-57	-48	0	0	0	0
G1: KL	-293	-249	0	0	0	0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ )	-1060	-1325	0	0	0	0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-52	-52	0	0	0	0
Vitr (-Y, -Z)	-80	-80	0	0	0	0
Chodci	-40	-40	0	0	0	0
Teplota (rozdílové složky)	0	0	0	0	0	0
Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-10	-10	0	0	-230	-230
Teplotní změny ( $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ )	-4	-4	0	0	-99	-99
Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-9	-9	0	0	-232	-232

	B) Kombinace pro max $R_x$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.:brzdné /rozi. síly)	6.10a	6.10b (hl. zat.:brzdné /rozi. síly)	6.10a	6.10b (hl. zat.:brzdné /rozi. síly)
-296	-251	0	0	0	0	0
-57	-48	0	0	0	0	0
-293	-249	0	0	0	0	0
-1060	-1060	0	0	0	0	0
-52	-52	0	0	0	0	0
-80	-80	0	0	0	0	0
-40	-40	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-10	-10	0	0	0	-230	-230
-4	-4	0	0	0	-99	-99
-9	-11	0	0	0	-232	-290

- návrhová kombinace [kN]: Pozn.: pro zatížení větrem je počítáno s hodnotou  $\psi_0 = 1,0$  (viz čl. 2.6.1)

$R_{z,Ed,max}$	=	-1901	-2068
$R_{y,Ed,max}$	=	0	0
$R_{x,Ed,max}$	=	-561	-561

-1901	-1805
0	0
-561	-619

- rozhodující kombinace: **6.10b**

- tření v ložisku:  
 $R_{x,friction} = 0,1 \cdot (-2068)$   
 $R_{x,friction} = -207$  kN

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) bez vlivu tření:

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-2068	0	-561

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) vč. vlivu tření:

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$	= komb. pro max. $R_z$
-2068	0	-768	[kN]

**6.10b**

$R_{x,friction} = 0,1 \cdot (-1805)$   
 $R_{x,friction} = -181$  kN

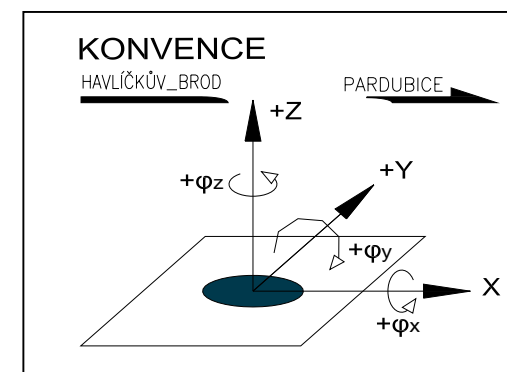
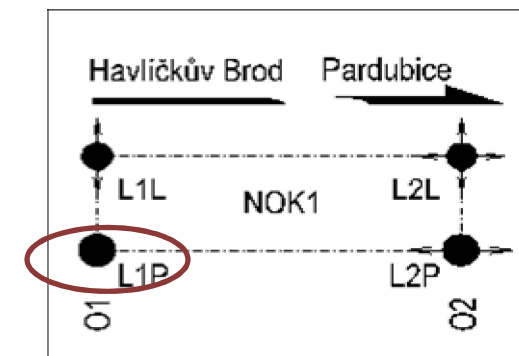
$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-1805	0	-619

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$	= komb. pro max. $R_x$
-1805	0	-800	[kN]

▪ 7.2.1.2 L1P (všesměrně pevné ložisko)

zatěžovací stav	charakteristické hodnoty		
	$R_{z,Ek}$ [kN]	$R_{y,Ek}$ [kN]	$R_{x,Ek}$ [kN]
G0: vlastní tíha OK	-219	0.0	0.0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-42.0	0.0	0.0
G1: KL	-216.7	0.0	0.0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\phi_3=1,31$ pro svislé zatížení a svislou složku odstř. síly)	-913.5	0.0	0.0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-35.6	-121.0	0.0
Vítr (-Y, -Z)	-53.5	-56.0	0.0
Chodci	-37.2	0.0	0.0
Teplota (rozdílové složky)	0.0	0.0	0.0
* Brzděné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-8.2	0.0	-198.2
* Teplotní změny, vč. případných radiálních sil (! $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ !)	-3.9	0.0	-99.3
* Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-7.7	0.0	-200.1

\* ZS vycházející z  
kombinované odezvy  
kolej  
-  
most



- charakteristická kombinace (hl. zat.: LM71) [kN]:

$R_{z,Ek\_max.}$ =	-1513
$R_{y,Ek\_max.}$ =	-163
$R_{x,Ek\_max.}$ =	-418

-569 (vč. tření)

- charakteristická kombinace (hl. zat.: Podélná síla od def. NK) [kN]:

$R_{z,Ek\_max.}$ =	-1332
$R_{y,Ek\_max.}$ =	-163
$R_{x,Ek\_max.}$ =	-458

-591 (vč. tření)

Pozn.: šedý pruh  
znázorňuje uvažované  
hlavní proměnné  
zatížení

	A) Kombinace pro max $R_z$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)
G0: vlastní tíha OK	-296	-251	0	0	0	0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-57	-48	0	0	0	0
G1: KL	-293	-249	0	0	0	0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ )	-1060	-1325	0	0	0	0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-52	-52	-175	-175	0	0
Vítr (-Y, -Z)	-80	-80	-84	-84	0	0
Chodci	-40	-40	0	0	0	0
Teplota (rozdílové složky)	0	0	0	0	0	0
Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-10	-10	0	0	-230	-230
Teplotní změny ( $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ )	-4	-4	0	0	-99	-99
Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-9	-9	0	0	-232	-232

	B) Kombinace pro max $R_y$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: vítr)	6.10a	6.10b (hl. zat.: vítr)	6.10a	6.10b (hl. zat.: vítr)
-296	-296	-251	0	0	0	0
-57	-57	-48	0	0	0	0
-293	-293	-249	0	0	0	0
-1060	-1060	-1060	0	0	0	0
-52	-52	-52	-175	-175	0	0
-80	-80	-107	-84	-84	0	0
-40	-40	-40	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-10	-10	-10	0	0	-230	-230
-4	-4	-4	0	0	-99	-99
-9	-9	-9	0	0	-232	-232

- návrhová kombinace [kN]:

Pozn.: pro zatížení větrem je počítáno s hodnotou  $\psi_0 = 1,0$  (viz čl. 2.6.1)

$R_{z,Ed_{max}}$	=	-1901	-2068
$R_{y,Ed_{max}}$	=	-259	-259
$R_{x,Ed_{max}}$	=	-561	-561

-1901	-1830
-259	-259
-561	-561

- rozhodující kombinace:

6.10b

- tření v ložisku:

$$R_{x,friction} = 0.1 \cdot (-2068)$$

$$R_{x,friction} = -207 \text{ kN}$$

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) bez vlivu tření:

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-2068	-259	-561

[kN]

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) vč. vlivu tření:

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$
-2068	-259	-768

= komb. pro max.  $R_z$

[kN]

6.10b

$$R_{x,friction} = 0.1 \cdot (-1830)$$

$$R_{x,friction} = -183 \text{ kN}$$

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-1830	-259	-561

[kN]

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$
-1830	-259	-744

= komb. pro max.  $R_y$

[kN]

Pozn.: šedý pruh  
znázorňuje uvažované  
hlavní proměnné  
zatížení

C) Kombinace pro max $R_x$						
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.:podélná síla od def. NK)	6.10a	6.10b (hl. zat.:brzdné/ rozj. síly)	6.10a	6.10b (hl. zat.:brzdné/ rozj. síly)
G0: vlastní tíha OK	-296	-251	0	0	0	0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-57	-48	0	0	0	0
G1: KL	-293	-249	0	0	0	0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ )	-1060	-1060	0	0	0	0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-52	-52	-175	-175	0	0
Větr (-Y, -Z)	-80	-80	-84	-84	0	0
Chodci	-40	-40	0	0	0	0
Teplota (rozdílové složky)	0	0	0	0	0	0
Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-10	-10	0	0	-230	-230
Teplotní změny ( $\gamma_0=1,0$ a $\psi_0=1,0$ )	-4	-4	0	0	-99	-99
Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-9	-11	0	0	-232	-290

- návrhová kombinace [kN]: Pozn.: pro zatížení větrem je počítáno s hodnotou  $\psi_0 = 1,0$  (viz čl. 2.6.1)

$R_{z,Ed,max}$ =	-1901	-1805
$R_{y,Ed,max}$ =	-259	-259
$R_{x,Ed,max}$ =	-561	-619

- rozhodující kombinace:

6.10b

- tření v ložisku:

$$R_{x,friction} = 0,1 \cdot (-1805)$$

$$R_{x,friction} = -181 \text{ kN}$$

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) bez vlivu tření:

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-1805	-259	-619

[kN]

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) vč. vlivu tření:

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$
-1805	-259	-800

= komb. pro max.  $R_x$

[kN]

7.2.1.3 L2L (všesměrně pohyblivé ložisko)

Pozn.: šedý pruh

znázorňuje uvažované

hlavní proměnné zatížení

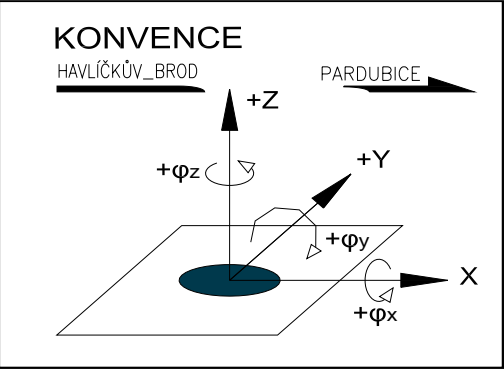
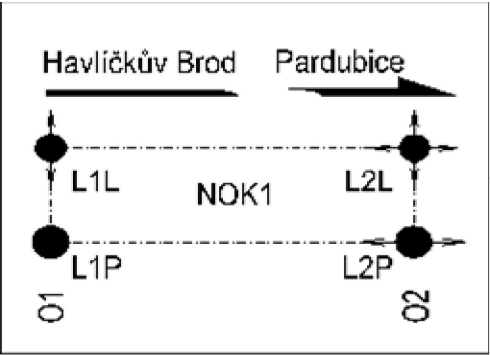
zatěžovací stav	charakteristické hodnoty		
	$R_{z,Ek}$ [kN]	$R_{y,Ek}$ [kN]	$R_{x,Ek}$ [kN]
G0: vlastní tíha OK	-219		
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-42.0		
G1: KL	-216.7		
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ pro svislé zatížení)	-913.5		
BR ( $\alpha=1,21$ )	-35.6		
Vítr (+Y, -Z)	-53.5		
Chodci	-37.2		
Teplota (rozdílové složky)	0.0		
* Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-8.2		
* Teplotní změny, vč. případných radiálních sil (! $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ !)	-3.9		
* Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-7.7		

\* ZS vycházející z  
 kombinované odezvy  
 kolej  
 -  
 most

- charakteristická kombinace [kN]:

$R_{z,Ek,max.}$ =	-1513
$R_{y,Ek,max.}$ =	0
$R_{x,Ek,max.}$ =	0

-151 (vč. tření)



Pozn.: šedý pruh  
znázorňuje uvažované  
hlavní proměnné  
zatížení

	A) Kombinace pro max $R_z$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)
G0: vlastní tíha OK	-296	-251	0	0	0	0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-57	-48	0	0	0	0
G1: KL	-293	-249	0	0	0	0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ )	-1060	-1325	0	0	0	0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-52	-52	0	0	0	0
Vítr (-Y, -Z)	-80	-80	0	0	0	0
Chodci	-40	-40	0	0	0	0
Teplota (rozdílové složky)	0	0	0	0	0	0
Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-10	-10	0	0	0	0
Teplotní změny ( $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ )	-4	-4	0	0	0	0
Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-9	-9	0	0	0	0

- návrhová kombinace [kN]: Pozn.: pro zatížení větrem je počítáno s hodnotou  $\psi_0 = 1,0$  (viz čl. 2.6.1)

$R_{z,Ed_{max}}$ =	-1901	-2068
$R_{y,Ed_{max}}$ =	0	0
$R_{x,Ed_{max}}$ =	0	0

- rozhodující kombinace:

**6.10b**

- tření v ložisku:

$$R_{x,friction} = 0.1 \cdot (-2068)$$

$$R_{x,friction} = -207 \text{ kN}$$

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) bez vlivu tření:

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-2068	0	0

[kN]

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) vč. vlivu tření:

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$
-2068	0	-207

= komb. pro max.  $R_z$

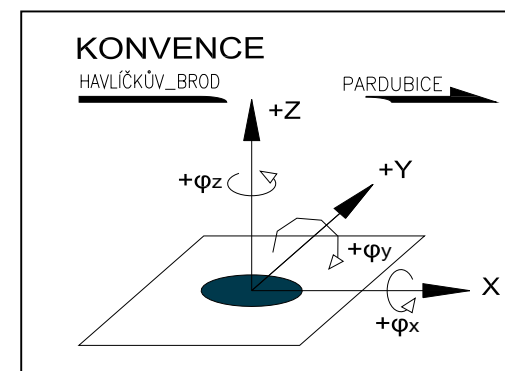
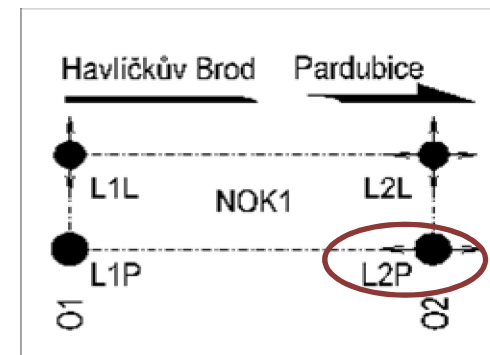
[kN]



▪ 7.2.1.4 L2P (příčně pevné ložisko)

zatěžovací stav	charakteristické hodnoty		
	$R_{z,Ek}$ [kN]	$R_{y,Ek}$ [kN]	$R_{x,Ek}$ [kN]
G0: vlastní tíha OK	-219	0.0	
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-42.0	0.0	
G1: KL	-216.7	0.0	
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ pro svislé zatížení)	-913.5	0.0	
BR ( $\alpha=1,21$ )	-35.6	-121.0	
Vítr (-Y, -Z)	-53.5	-56.0	
Chodci	-37.2	0.0	
Teplota (rozdílové složky)	0.0	0.0	
* Brzdné/rozj. síly ( $\alpha=1,21$ )	-8.2	0.0	
* Teplotní změny, vč. případných radiálních sil (! $\gamma_0=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ !)	-3.9	0.0	
* Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-7.7	0.0	

\* ZS vycházející z  
kombinované odezvy  
kolej  
-  
most



- charakteristická kombinace (hl. zat.: LM71) [kN]:

$R_{z,Ek,max.}$	=	-1513
$R_{y,Ek,max.}$	=	-163
$R_{x,Ek,max.}$	=	0

-151 (vč. tření)

- charakteristická kombinace (hl. zat.: Podélná síla od def. NK) [kN]:

$R_{z,Ek,max.}$	=	-1332
$R_{y,Ek,max.}$	=	-163
$R_{x,Ek,max.}$	=	0

-133 (vč. tření)

Pozn.: šedý pruh  
znázorňuje uvažované  
hlavní proměnné  
zatížení

	A) Kombinace pro max $R_z$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)
G0: vlastní tíha OK	-296	-251	0	0	0	0
G1: ZÁBR.+SVI+ŽS+KAB	-57	-48	0	0	0	0
G1: KL	-293	-249	0	0	0	0
LM71 ( $\alpha=1,21$ ; $\Phi_3=1,31$ )	-1060	-1325	0	0	0	0
BR ( $\alpha=1,21$ )	-52	-52	-175	-175	0	0
Vitr (-Y, -Z)	-80	-80	-84	-84	0	0
Chodci	-40	-40	0	0	0	0
Teplota (rozdílové složky)	0	0	0	0	0	0
Brzdné/rozm. síly ( $\alpha=1,21$ )	-10	-10	0	0	0	0
Teplotní změny ( $\gamma_Q=1,0$ a $\Psi_0=1,0$ )	-4	-4	0	0	0	0
Podélná síla od def. NK ( $\alpha=1,21$ )	-9	-9	0	0	0	0

	B) Kombinace pro max $R_y$					
	$R_{z,Ed}$ [kN]		$R_{y,Ed}$ [kN]		$R_{x,Ed}$ [kN]	
	6.10a	6.10b (hl. zat.: LM71)	6.10a	6.10b (hl. zat.: vitr)	6.10a	6.10b (hl. zat.: vitr)
-296	-251	0	0	0	0	0
-57	-48	0	0	0	0	0
-293	-249	0	0	0	0	0
-1060	-1060	0	0	0	0	0
-52	-52	-175	-175	0	0	0
-80	-80	-84	-84	0	0	0
-40	-40	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
-10	-10	0	0	0	0	0
-4	-4	0	0	0	0	0
-9	-9	0	0	0	0	0

- návrhová kombinace [kN]:

Pozn.: pro zatížení větrem je počítáno s hodnotou  $\psi_0 = 1,0$  (viz čl. 2.6.1)

$R_{z,Ed,max}$	=	-1901	-2068
$R_{y,Ed,max}$	=	-259	-259
$R_{x,Ed,max}$	=	0	0

-1901	-1803
-259	-259
0	0

- rozhodující kombinace:

6.10b

- tření v ložisku:

$$R_{x,friction} = 0,1 \cdot (-2068)$$

$$R_{x,friction} = -207 \text{ kN}$$

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) bez vlivu tření:

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-2068	-259	0

[kN]

- reakce v ložisku v rozhodující kombinaci (viz výše) vč. vlivu tření:

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$	= komb. pro max. $R_z$ [kN]
-2068	-259	-207	

6.10b

$$R_{x,friction} = 0,1 \cdot (-1803)$$

$$R_{x,friction} = -180 \text{ kN}$$

$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]	$R_{x,Ed}$ [kN]
-1803	-259	0

[kN]

$R_{z,Ed}$	$R_{y,Ed}$	$R_{x,Ed}$	= komb. pro max. $R_y$ [kN]
-1803	-259	-180	

## 7.2.2 Požadavky na ložiska z hlediska jejich únosnosti

- požadované absolutní únosnosti jednotlivých mostních ložisek v MSP

	$R_{Z,Ek}$	$\pm R_{Y,Ek}$	$\pm R_{X,Ek}$	
ložisko L1L :	-1550	0	600	[kN]
ložisko L1P :	-1550	170	600	[kN]
ložisko L2L :	-1550	0	160	[kN]
ložisko L2P :	-1550	170	160	[kN]

pozn.: požad. hodnota  $R_{x,Ed}$  slouží pouze pro návrh spojů a SS  
pozn.: požad. hodnota  $R_{x,Ed}$  slouží pouze pro návrh spojů a SS

- požadované absolutní únosnosti jednotlivých mostních ložisek v MSÚ

	$R_{Z,Ed}$	$\pm R_{Y,Ed}$	$\pm R_{X,Ed}$	
ložisko L1L :	-2100	0	830	[kN]
ložisko L1P :	-2100	270	830	[kN]
ložisko L2L :	-2100	0	220	[kN]
ložisko L2P :	-2100	270	220	[kN]

pozn.: požad. hodnota  $R_{x,Ed}$  slouží pouze pro návrh spojů a SS  
pozn.: požad. hodnota  $R_{x,Ed}$  slouží pouze pro návrh spojů a SS

	$R_{Z,Ed}$	$\pm R_{Y,Ed}$	$\pm R_{X,Ed}$	
ložisko L1L :	-1570	0	800	[kN]
ložisko L1P :	-1570	250	800	[kN]
ložisko L2L :	-----	-----	-----	[kN]
ložisko L2P :	-630	270	70	[kN]

... kombinace pro max.  $R_{x,Ed}$  + současně pro min.  $R_{z,Ed}$   
... kombinace pro max.  $R_{x,Ed}$  + současně pro min.  $R_{z,Ed}$   
... kombinace pro max.  $R_{y,Ed}$  + současně pro min.  $R_{z,Ed}$

- minimální svislé zatížení kalotových mostních ložisek od zatížení stálého  $G_0$  a ostatního stálého  $G_1$

	$R_{Z,Ek}$	$\pm R_{Y,Ek}$	$\pm R_{X,Ek}$	
ložisko L1L :	-478	0	0	[kN]
ložisko L1P :	-478	0	0	[kN]
ložisko L2L :	-478	0	0	[kN]
ložisko L2P :	-478	0	0	[kN]

... charakteristická kombinace

	$R_{Z,Ed}$	$\pm R_{Y,Ed}$	$\pm R_{X,Ed}$	
ložisko L1L :	-548	0	0	[kN]
ložisko L1P :	-548	0	0	[kN]
ložisko L2L :	-548	0	0	[kN]
ložisko L2P :	-548	0	0	[kN]

... návrhová kombinace dle rovnice 6.10b

### 7.2.3 Požadavky na klínovitosti klínových desek

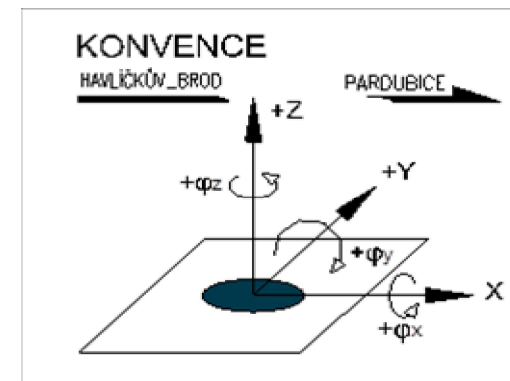
- klínovitosti klínových desek bude vyrovnáno pootočením od vlastní tíhy OK mostu a projektovaný sklon NK mostu (klesání 1,500 ‰ ve směru staničení)

Ložisko L1L		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= 15.53	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0	mrad

Ložisko L2L		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= 14.47	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0	mrad

Ložisko L1P		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= 15.53	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0	mrad

Ložisko L2P		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= 14.47	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 0	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0	mrad

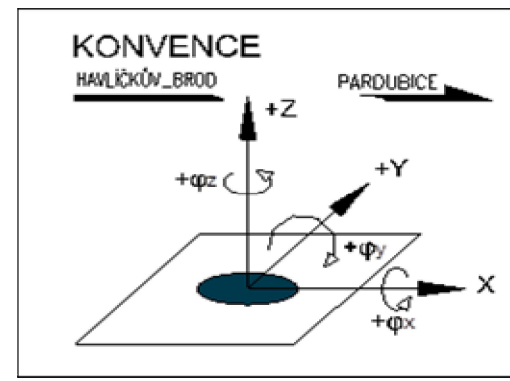


### 7.2.4 Požadavky na kapacitu ložisek v natočení

- uvedeny jsou jak charakteristické ( $E_k$ ), tak i návrhové hodnoty ( $E_d$ )
- výrobcem dodaná ložiska musí umožňovat minimálně následující natočení:

Ložisko L1L		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= 2.76	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= 0.21	mrad
$\varphi_{Y,E_d}^+$	= 3.76	mrad
$\varphi_{Y,E_d}^-$	= 0.22	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 1.09	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0.15	mrad
$\varphi_{X,E_d}^+$	= 1.51	mrad
$\varphi_{X,E_d}^-$	= 0.16	mrad

Ložisko L2L		
$\varphi_{Y,E_k}^+$	= -0.56	mrad
$\varphi_{Y,E_k}^-$	= -2.44	mrad
$\varphi_{Y,E_d}^+$	= -0.64	mrad
$\varphi_{Y,E_d}^-$	= -3.34	mrad
$\varphi_{X,E_k}^+$	= 1.02	mrad
$\varphi_{X,E_k}^-$	= 0.22	mrad
$\varphi_{X,E_d}^+$	= 1.42	mrad
$\varphi_{X,E_d}^-$	= 0.25	mrad



Ložisko L1P		
$\varphi_{Y,Ek}^+$	=	2.76 mrad
$\varphi_{Y,Ek}^-$	=	0.21 mrad
$\varphi_{Y,Ed}^+$	=	3.76 mrad
$\varphi_{Y,Ed}^-$	=	0.22 mrad
$\varphi_{X,Ek}^+$	=	-0.15 mrad
$\varphi_{X,Ek}^-$	=	-1.09 mrad
$\varphi_{X,Ed}^+$	=	-0.16 mrad
$\varphi_{X,Ed}^-$	=	-1.51 mrad

Ložisko L2P		
$\varphi_{Y,Ek}^+$	=	-0.56 mrad
$\varphi_{Y,Ek}^-$	=	-2.44 mrad
$\varphi_{Y,Ed}^+$	=	-0.64 mrad
$\varphi_{Y,Ed}^-$	=	-3.34 mrad
$\varphi_{X,Ek}^+$	=	-0.22 mrad
$\varphi_{X,Ek}^-$	=	-1.02 mrad
$\varphi_{X,Ed}^+$	=	-0.25 mrad
$\varphi_{X,Ed}^-$	=	-1.42 mrad

### 7.2.5 Požadavky na posuny ložisek

- hodnoty posunů v ložiskách jsou uvedeny od referenční teploty  $T=10\text{ °C}$
- výrobcem dodaná ložiska musí umožňovat minimálně následující posuny:

Ložisko L1L		
$+ u_{X,Ek}$	=	0.0 mm
$- u_{X,Ek}$	=	0.0 mm
$+ u_{X,Ed}$	=	0.0 mm
$- u_{X,Ed}$	=	0.0 mm
$+/- u_x$	=	0.0 mm ... požadovaná kapacita
$+/- u_y$	=	10.0 mm ... požadovaná kapacita

Ložisko L2L		
$+ u_{X,Ek}$	=	13.1 mm
$- u_{X,Ek}$	=	-11.0 mm
$+ u_{X,Ed}$	=	19.3 mm
$- u_{X,Ed}$	=	-16.5 mm
$+/- u_x$	=	25.0 mm ... požadovaná kapacita
$+/- u_y$	=	10.0 mm ... požadovaná kapacita

Ložisko L1P		
$+ u_{X,Ek}$	=	0.0 mm
$- u_{X,Ek}$	=	0.0 mm
$+ u_{X,Ed}$	=	0.0 mm
$- u_{X,Ed}$	=	0.0 mm
$+/- u_x$	=	0.0 mm ... požadovaná kapacita
$+/- u_y$	=	0.0 mm ... požadovaná kapacita

Ložisko L2P		
$+ u_{X,Ek}$	=	13.1 mm
$- u_{X,Ek}$	=	-11.0 mm
$+ u_{X,Ed}$	=	19.3 mm
$- u_{X,Ed}$	=	0.0 mm
$+/- u_x$	=	25.0 mm ... požadovaná kapacita
$+/- u_y$	=	0.0 mm ... požadovaná kapacita

### 7.3 Posouzení nadložiskových výztuh

Posoudíme výztuhy nad mostními ložisky. Rozhodující oblast se nachází nad ložisky pod vnějším hlavním nosníkem.

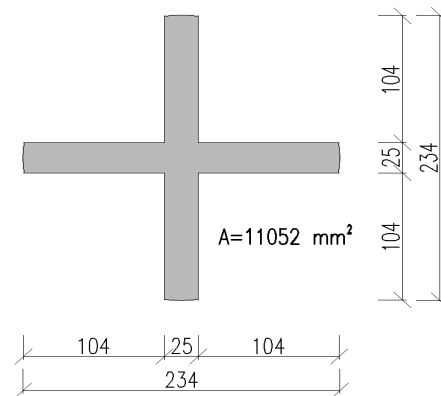
#### • parametry mostního ložiska

$$\begin{aligned} D_{\text{kal}} &= 0.130 \text{ m} \\ D_{\text{roznos}} &= 0.234 \text{ m} \\ A &= 0.011052 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

... průměr kaloty mostního ložiska (minimální předpokládány)

... průměr roznosové kružnice nad kalotou ložiska (minimální předpokládány; roznos 1:1)

... plocha svislých výztuh v roznosové kružnici nad ložiskem



Plocha A (svislé výztuhy nad kalotou ložiska)

$$\begin{aligned} n &= 80\% \\ A_{\text{red}} &= 0.008842 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

... uvažovaná účinnost dosedací plochy nad ložiskem

#### • reakce

$$\begin{aligned} R_{z,\text{Ek}} &= 1513 \text{ kN} \\ R_{z,\text{Ed}} &= 2068 \text{ kN} \end{aligned}$$

... max. charakteristická svislá reakce v ložisku - viz čl. 7.2.1.2 L1P (všesměrně pevné ložisko)

... max. návrhová svislá reakce v ložisku - viz čl. 7.2.1.2 L1P (všesměrně pevné ložisko)

#### • napětí

- zjednodušený výpočet napětí bez zohlednění síly působící v rovině stěny (tj. reakce působící rovnoměrně na roznášecí plochu)

$$Y_{M0} = 1.00$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Ek} &= (R_{z,Ek}/A)/10^3 = (1513/0.008842)/10^3 = 171.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{Ed} &= (R_{z,Ed}/A)/10^3 = (2068/0.008842)/10^3 = 233.9 \text{ MPa} < f_{yk}/\gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- zavedení síly působící v rovině stojiny (dle ČSN EN 1993-1-5, čl.3.2.3)

$$\begin{aligned}F_{Ed} &= \begin{array}{|c|} \hline 2068 \\ \hline 100\% \\ \hline \end{array} \text{ kN} \\ F_{Ed,celk.} &= 2068.0 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}z &= \begin{array}{|c|} \hline 0.000 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ t_w &= \begin{array}{|c|} \hline 0.025 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ t_f &= \begin{array}{|c|} \hline 0.065 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ s_s &= \begin{array}{|c|} \hline 0.130 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ n &= \begin{array}{|c|} \hline 80\% \\ \hline \end{array} \\ s_s &= 0.104 \text{ m} \\ s_e &= s_s + 2 \cdot t_f = 0.104 + 2 \cdot 0.065 \\ s_e &= 0.234 \text{ m}\end{aligned}$$

- případné výztuhy stěny

$$\begin{aligned}s_{st} &= \begin{array}{|c|} \hline 0.000 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ &\text{... vzdálenost přidavných výztuh} \\ &\text{- pokud } s_{st}/s_e \leq 0,5, \text{ je možné příspěvek přidavných výztuh započítat. V opačném případě} \\ &\text{se má příspěvek výztuh zanedbat.} \\ s_{st}/s_e &= 0/0.234 = 0.000\end{aligned}$$

A proto příspěvek výztuh lze započítat.

$$\begin{aligned}t_{stiff} &= \begin{array}{|c|} \hline 0.025 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ b_{stiff} &= \begin{array}{|c|} \hline 0.100 \\ \hline \end{array} \text{ m} \\ n &= \begin{array}{|c|} \hline 2.0 \\ \hline \end{array} \text{ ks}\end{aligned}$$

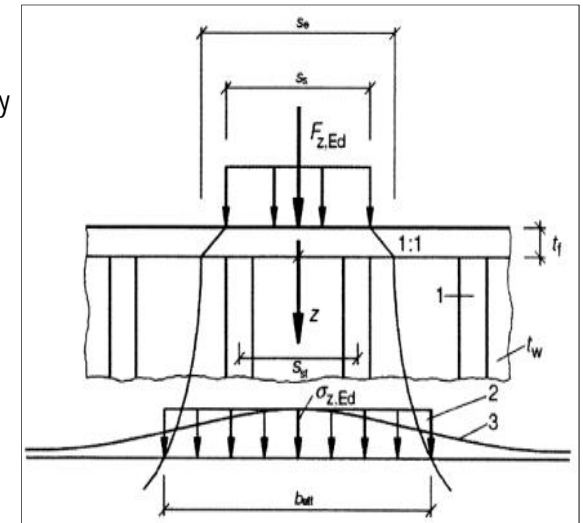
... výška řezu, kde posuzujeme napětí (pozn.: od vnitřní plochy pásnice)

... tloušťka stěny nad ložiskem

... tloušťka pásnice (+klínová deska)

... roznášecí délka

... uvažovaná účinnost roznášecí délky



... vzdálenost přidavných výztuh

... tloušťka přidavných výztuh přímo zatížených

... šířka přidavných výztuh přímo zatížených

... počet přímo zatížených výztuh v délce s\_e

- příspěvek výtuh lze započítat, a proto:

$$a_{st} = 0.0050 \quad m^2$$

... průřezová plocha přímo zatížených výtuh

$$a_{st\_l} = a_{st}/s_e = 0.005/0.234$$

$$a_{st\_l} = 0.0214 \quad m^2/m$$

... plocha plného průřezu výtuh rozprostřená na délku  $s_e$

$$n = 0,636 \cdot (1 + (0,878 \cdot a_{st\_l})/t_w)^{0,5}$$

$$n = 0,636 \cdot (1 + (0,878 \cdot 0.0214)/0.025)^{0,5}$$

$$n = 0.842$$

$$b_{eff} = s_e \cdot (1 + (z/(s_e \cdot n))^2)^{0,5} = 0.234 \cdot (1 + (0/(0.234 \cdot 0.842))^2)^{0,5}$$

$$b_{eff} = 0.234 \quad m$$

$$\sigma_{z\_Ed} = ((F_{Ed} \cdot 10^3)/(b_{eff} \cdot (t_w + a_{st\_l}))) / 10^6$$

$$\sigma_{z\_Ed} = ((2068 \cdot 10^3)/(0.234 \cdot (0.025 + 0.0214))) / 10^6$$

$$\sigma_{z\_Ed} = 190.5 \quad MPa$$

... příčné normálové napětí v místě "z"

#### • vyhodnocení

Napětí nad ložiskem bylo posouzeno zjednodušeným ručním výpočtem i postupem dle ČSN EN 1993-1-5, čl. 3.2.3 (účinky stěnového zatížení - v tomto případě výstižnější posouzení vzhledem ke způsobu přenosu zatížení). Vzpěr nadložiskových výtuh byl ověřen - nadpodporová výtuha nepodléhá účinkům vzpěru, prvek je tedy možné posuzovat na prostý tlak. Při započítání smykového napětí od svislé posouvající síly ve stojně hlavního nosníku (ověření srovnávacího napětí ve stojně nad mostním ložiskem) je posuzovaná oblast stále vyhovující.

Nadložisková oblast staticky VYHOVUJE.



## 8. Tabulka zatížitelnosti

### A Identifikace mostu

TÚ (číslo, název):

TÚ 1611 Havlíčkův Brod (mimo) (via ZETOR H.B) – Pardubice - Rosice n. L.

DÚ:

10 Hlinsko v Čechách – Žďárec u Skutče

km:

42,794

### B Identifikace části mostu

Část mostu:

ocelová nosná konstrukce

Pořadové číslo:

1. (ve směru staničení)

Pod kolejí č.:

1

### C Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti:

C

Výpočetní model:

3D deskostěnový model celé NK

Geometrie koleje:

	na začátku	uprostřed	na konci	
- poloměr oblouku:	R=0 m	R=0 m	R=0 m	(nový stav)
- převýšení koleje:	D=0 mm	D=0 mm	D=0 mm	(nový stav)
- excentricita koleje vůči ose mostu:	± 100 mm	± 100 mm	± 100 mm	(nový stav; pozn.: "+" znamená vlevo osy NK)
				(není reálnou excentricitou; stanoveno na základě dodržení VMP, dodržení minimální rezervy 125 mm mezi VMP a překážkou.)
- excentricita koleje vůči ose podélníků:	- m	- m	- m	(nový stav)

Popis závad uvažovaných v přepočtu:

bez závad (nová NK)

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu:

Správa železnic:

zpracovatel přepočtu:

/	/	/
-	-	-

Poznámka k části mostu:

## Přehled zatížitelnosti prvků

Číslo	Prvek (dle MES)	Poznámka k prvku	Namáhání	Detail prvku	$Z_{LM71}$	Odstavec statického výpočtu
<b>Mostovkový plech</b>						
1	15	řez ve vzdálenosti $x=1,145$ m od osy vně HN	normálové napětí - ohyb (3)	dolní vlákna (2)	2,30	4.2
2	15	řez příčně ve vzdálenosti $x=2,335$ m od teoretického uložení HN, podélně v polovině rozpětí NK mostu (podélný svar most. plechu)	únavy (11)	dolní vlákna (2)	1,55	4.4.1
3	15	řez příčně ve vzdálenosti $x=2,335$ m od teoretického uložení HN, podélně ve vzdálenosti 5,960 m (příčný svar most. plechu)	únavy (11)	dolní vlákna (2)	1,47	4.4.2
<b>Příčná výztuha - koncová</b>						
4	15	řez ve vzdálenosti $y=1,825$ m od teoretického uložení HN	normálové napětí - ohyb (3)	dolní vlákna (2)	>2,0	5.5
5	15	řez ve vzdálenosti $y=2,335$ m od teoretického uložení HN	únavy (11)	dolní vlákna (2)	>2,0	5.7.1
6	15	řez ve vzdálenosti $y=1,070$ m od teoretického uložení HN	únavy (11)	krční svar (5)	>2,0	5.7.2
7	15	řez ve vzdálenosti $y=0,8$ m od teoretického uložení HN	únavy (11)	dolní vlákna (2)	>2,0	5.7.3
8	15	řez ve vzdálenosti $y=2,335$ m od teoretického uložení HN	únavy (11)	styk pásu (8)	1,64	5.7.4
<b>Hlavní nosník</b>						
9	1	řez nad podporou	kombinované namáhání (6)	stěna (3)	>2,0	3.7.1
10	1	řez v polovině rozpětí HN	normálové napětí - ohyb (3)	horní vlákna (1)	>2,0	3.7.3
11	1	řez ve vzdálenosti $x=3,88$ m od teoretického uložení HN	únavy (11)	styk stěny (9)	>2,0	3.12.1
12	1	řez ve vzdálenosti $x=6,12$ m od teoretického uložení vně HN	únavy (11)	přípoj na hlavní nosník (10)	1,61	3.12.2
13	1	řez v polovině rozpětí HN	průhyb (15)	.(99)	1,45	6.3

### Podrobná analýza zatížitelnosti rozhodujících prvků

pozn.: Položky zatížitelnosti (prvek, detail prvku, namáhání) dle MES. Případné označení "Rel dx" znamená relativní vzdálenost od začátku dotčeného prvku NK.

č.	Prvek (dle MES)	Detail	Namáhání	k <sub>i</sub>	typ	L <sub>p</sub> [m]	Φ <sub>i</sub>	L <sub>Φ</sub> [m]	Y <sub>Q,LM71</sub>	Y <sub>Q,LM71,E</sub>	Viz čl. SV	Z <sub>LM71</sub>	Z <sub>LM71,E</sub>	poznámka
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

#### MOSTOVKA: ROZHODUJÍCÍ ZATÍŽITELNOST Z HLEDISKA MS ÚNAVY x MSP

8	příčná výztuha - koncová (15)	styk pásu (8)	únavy (11)	1,0 (lok. účinky)	S*	-	1.67	3.60	1.39	-	5.7.4	1,64		rel dy=2,335 m (NE)
---	--	---------------	------------	----------------------	----	---	------	------	------	---	-------	------	--	------------------------

#### MOSTOVKA: ROZHODUJÍCÍ ZATÍŽITELNOST Z HLEDISKA MSÚ

4	příčná výztuha - koncová (15)	dolní vlákna (2)	normálové napětí - ohyb (3)	1,0 (lok. účinky)	S*	-	2.00	3.60	1.39	-	5.5	>2,0		rel dy=1,825 m
---	--	------------------	-----------------------------------	----------------------	----	---	------	------	------	---	-----	------	--	----------------

#### HLAVNÍ NOSNÍK: ROZHODUJÍCÍ ZATÍŽITELNOST Z HLEDISKA MS ÚNAVY x MSP

13	hlavní nosník plnostěnný (1)	-	průhyb (15)	1.0	M	15.30	-	15.30	-	-	6.3	1,45		rel dx=0,5 (NE)
----	---------------------------------------	---	-------------	-----	---	-------	---	-------	---	---	-----	------	--	--------------------

#### HLAVNÍ NOSNÍK: ROZHODUJÍCÍ ZATÍŽITELNOST Z HLEDISKA MSÚ

10	hlavní nosník plnostěnný (1)	horní vlákna (1)	normálové napětí - ohyb (3)	1.0	S	-	1.31	15.30	1.39	-	3.7.3	>2,0		rel dx=0,5 Namáhání stanoveno nelineárním výpočtem na 3D deskostěnovém modelu.
----	---------------------------------------	---------------------	-----------------------------------	-----	---	---	------	-------	------	---	-------	------	--	--

Dne: ..... / 12 / 2021

Zatížitelnost určil: Ing. Martin Chaloupka, EXprojekt s.r.o.

\* Poznámka: o zatížitelnosti NK mostu rozhoduje posouzení MSP, proto speciální příčinkové čáry S nebudou uváděny.

## ■ 9. ZÁVĚR

Nosná konstrukce mostu byla staticky posouzena. Životnost mostní konstrukce byla ve statickém výpočtu uvažována 100 let. Při posuzování únavy byl uvažován roční objem dopravy na dotčené trati hodnotou  $10,0 \cdot 10^6$  t/kolej (k datu zpracování tohoto statického výpočtu záměrně mírně nadhodnocený). Nosná konstrukce mostu byla posouzena i z hlediska kmitání a byla tak ověřena platnost dynamického součinitele. Byly ověřeny dimenze hlavních nosných prvků. Dále byla prověřena stabilita mostu proti překlopení (za provozu i za mimořádné situace). Ocelová nosná konstrukce mostu vyhovuje soustavě evropských norem - viz čl. 1.4 Použité podklady a normy. Jako svislé zatížení kolejovou dopravou byl použit model zatížení LM71 a SW/2. V žádném provedeném posouzení model SW/2 nebyl rozhodující. Klasifikační součinitel byl uvažován hodnotou  $\alpha = 1,21$  (1. třída tratí). Pro každý hlavní nosný prvek byla určena minimální zatížitelnost dle předpisu SŽ S5/1 "Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů".

Rozhodující zatížitelnost z hlediska MSP je posouzení svislého přetvoření hlavního nosníku resp. mostovkového plechu, kde tento prvek vykazuje zatížitelnost  $Z_{LM71} = 1,45$  (svislá deformace).

Rozhodující zatížitelností hlavního nosníku z hlediska MSÚ je posouzení jeho tlačené horní pásnice v oblasti poloviny rozpětí NK mostu, kde tento prvek vykazuje zatížitelnost  $Z_{LM71} > 2,0$  (ohyb; stanoveno geometricky nelineární analýzou s imperfekcemi GNIA).

Rozhodující zatížitelností hlavního nosníku z hlediska MS únavy je posouzení detailu navaření příčné výztuhy stojiny HN v místě připoje ke spodnímu povrchu HP HN, kde tento detail vykazuje zatížitelnost  $Z_{LM71} = 1,61$  (únavy).

Rozhodující zatížitelností mostovky z hlediska MSÚ je posouzení koncové příčné výztuhy, kde tento prvek vykazuje zatížitelnost  $Z_{LM71} > 2,0$  (ohyb).

Rozhodující zatížitelností mostovky z hlediska MS únavy je posouzení detailu montážního příčného tupého svaru DP koncové příčné výztuhy v polovině jejího rozpětí, kde tento detail vykazuje zatížitelnost  $Z_{LM71} = 1,64$  (únavy).

Dimenze hlavních nosných prvků nové nosné ocelové konstrukce mostu jsou navrženy především s ohledem

Vypracoval: Ing. Martin Chaloupka, EXprojekt s.r.o.

Datum: prosinec 2021