

Duševní a průmyslové vlastnictví

PIS PECHAL, s.r.o.

Veškerá práva vyhrazena
Postoupení třetím osobám není dovoleno

ZMĚNA		DATUM		PROVEDL		PODPIS	
HIP	ZOD. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLOVAL	PIS PECHAL, s.r.o. Projektové a inženýrské služby 602 00 BRNO, Lidická 42 tel: 731 482 865, 513 030 460, e-mail: pis@pechal.cz			
ING. VOJTĚCH KONEČNÝ	ING. MIROSLAV LOUČKA	ING. PETR NEČESAL	ING. ANTONÍN PECHAL, CSc.				
OBJEDNATEL				DATUM	LEDEN 2021	KRAJ	JIHOMORAVSKÝ
STAVBA				STUPEŇ	DUSP/PDPS	OKRES	BŘECLAV
				ČÍS.ZAK.	P2/046/220	MĚSTO	BŘECLAV
ČÁST	D. DOKUMENTACE OBJEKTŮ			MĚŘÍTKO	FORMÁT 1xA4		
OBJEKT	SO 201 – LÁVKA			ČÍS.PŘÍLOHY	ČÍS.PARÉ		
PŘÍLOHA	STATICKÝ VÝPOČET			08			

Obsah statického výpočtu:

1	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	2
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	2
1.1.1	Stavba.....	2
1.1.2	Investor, objednatel.....	2
1.1.3	Projektant.....	2
2	VLASTNÍ STATICKÝ VÝPOČET.....	3
2.1	VÝPOČTOVÉ MODELY	3
2.2	ZATÍŽENÍ.....	4
2.2.1	Stálá zatížení.....	4
2.2.2	Proměnná zatížení.....	4
2.2.3	Kombinace zatížení	6
2.3	HLAVNÍ NOSNÍK.....	7
2.3.1	Posouzení dle 1.MS.....	7
2.3.1.1	Horní pásnice HN ve středu rozpětí pole	7
2.3.1.2	Dolní pásnice HN ve středu rozpětí pole.....	9
2.3.1.3	Pásnice lemující otvor HN u opěry.....	10
2.3.1.4	Stěna HN	11
2.3.2	Posouzení dle 2. MS.....	12
2.3.2.1	Deformace a výrobní nadvýšení	12
2.3.2.2	Vlastní tvary nosné konstrukce.....	12
2.4	PŘÍČNÉ VÝZTUHY MOSTOVKY.....	14
2.4.1	Běžná příčná výztuha	14
2.4.1.1	Dolní pásnice příčné výztuhy	14
2.4.1.2	Stěna příčné výztuhy	16
2.4.2	Opěrová příčná výztuha	17
2.4.2.1	Dolní pásnice příčné výztuhy za provozu.....	18
2.4.2.2	Stěna příčné výztuhy za provozu	19
2.4.2.3	Opěrová výztuha při zdvihu konstrukce.....	20
2.4.2.4	Dolní pásnice příčné výztuhy při zdvihu konstrukce	20
2.4.2.1	Stěna příčné výztuhy	23
2.4.2.2	Tlaky na lis při zvedání konstrukce	23
2.5	PODÉLNÁ VÝZTUHA MOSTOVKY	24
2.5.1	Podélná výztuha mezi příčnými výztuhami	24
2.5.2	Podélná výztuha v místě příčné výztuhy mostovky	25
2.5.2.1	Posouzení na smyk	27
2.6	MOSTOVKOVÝ PLECH.....	27
2.7	LOŽISKA.....	29
2.7.1	Zatížení ložisek.....	29
2.7.2	Dilatace ložisek.....	30
2.7.3	Výpočet vratných sil.....	31
2.7.4	Kotvení ložisek do vrchní stavby.....	31
2.7.5	Požadavky na ložiska	32
2.8	MOSTNÍ ZÁVĚRY	33
2.8.1	Požadavky na mostní závěry.....	33
2.9	SPODNÍ STAVBA.....	34
2.9.1	Posouzení namáhání stávajícího betonu nábrežní zdi.....	34
2.9.2	Posouzení úložného prahu.....	36
2.9.3	Posouzení na ohyb	36
2.9.4	Posouzení na smyk	37
2.9.5	Posouzení základové spáry a stability nábrežní zdi	38
2.9.6	Posouzení vlivu vyústění vodního toku Včelínek.....	40
3	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	42

1 Technická zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Identifikační údaje stavby

1.1.1 Stavba

Název stavby:	LÁVKA VČELÍNEK
Stavební objekt:	SO 201 – Lávka
Místo stavby:	Pohyblivý jez u Včelínku
Kraj:	Jihomoravský kraj
Okres:	Břeclav
Katastrální území:	Břeclav (613584)
Charakter stavby:	Novostavba
Stupeň dokumentace:	DUSP/PDPS (Dokumentace pro stavební povolení/ Projektová dokumentace pro provádění stavby)

1.1.2 Investor, objednatel

Objednatel:	Město Břeclav Náměstí T.G. Masaryka 42/3, 690 02 Břeclav
-------------	---

Zástupce: Ing. Čestmír Blažek

Zást. ve věcech technických: Ing. Zdeněk Mrlák

1.1.3 Projektant

Projektant:	fa. PIS PECHAL, s.r.o Lidická 42, 602 00 Brno IČ: 02365952, DIČ: CZ02365952
Hlavní inženýr projektu (HIP):	Ing. Vojtěch Konečný autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce, ČKAIT 1002664
Zodpovědný projektant (ZP):	Ing. Miroslav Loučka autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce a dopravní stavby ČKAIT 1006589
Zpracovatel statického výpočtu:	Ing. Petr Nečesal autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce, ČKAIT 1003985

2 Vlastní statický výpočet

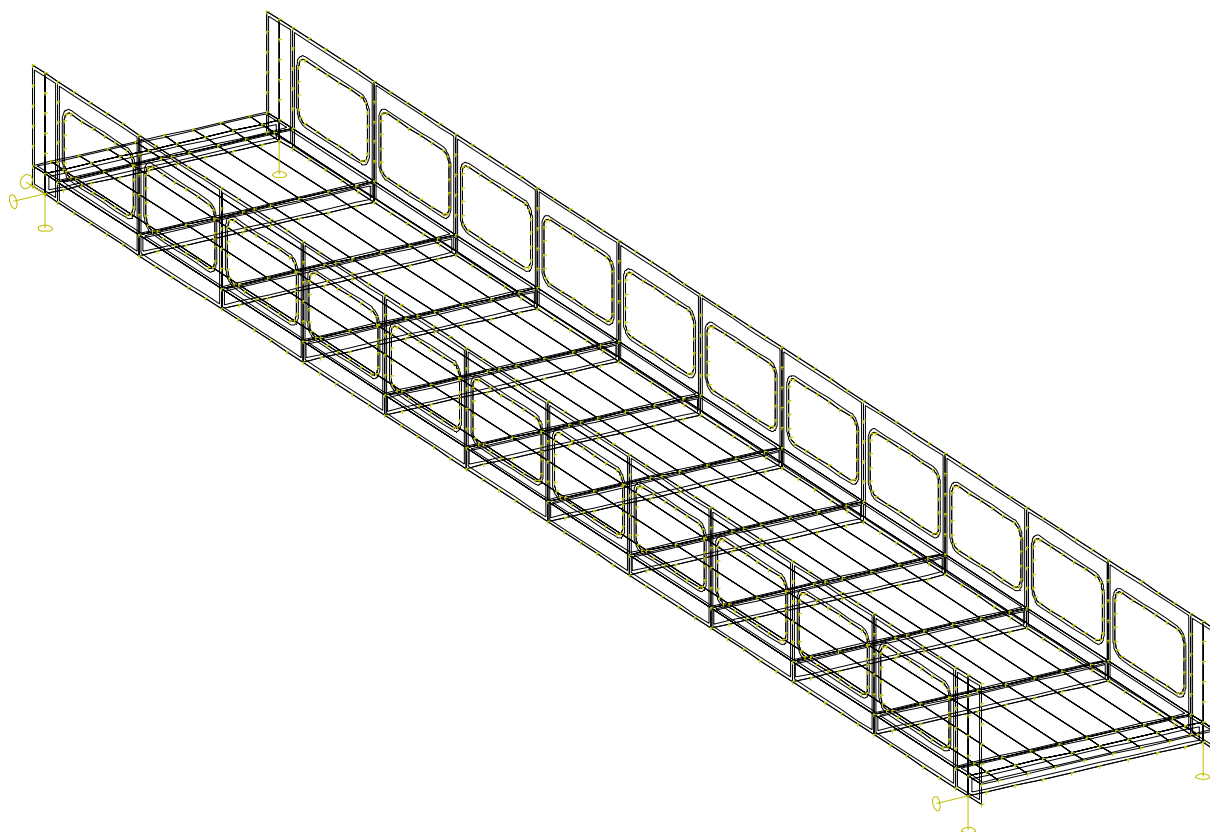
2.1 Výpočtové modely

Výpočet vnitřních sil a deformací konstrukce byl proveden na počítači ve výpočtovém programu NEXIS od společnosti SCIA CZ. Pro výpočet nosné konstrukce mostu byly vytvořeny zatěžovací stavy a výpočtové modely v souladu s postupem výstavby.

Výpis vstupních dat i výsledků (vnitřní síly, deformace, reakce) je k dispozici u projektanta.

Popis výpočtového modelu:

Model je desko-stěno-prutový. 2D makry jsou modelovány stěny hlavních nosníků, stěny příčných výztuh mostovky a mostovkový plech. Ostatní prvky NK jsou tvořeny pruty. Konstrukce je podepřena v místě trvalých podpor.



Výpočtový model – osové schéma - axonometrie

2.2 Zatížení

- všechny uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické dle soustavy norem EN.

2.2.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha OK

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tíha OK je generována přímo výpočetním programem
- prvky OK, které nejsou zahrnuty ve výpočtovém modelu, byly odhadnuty na **0,2 kN/m/HN**

Výplň otvorů v HN

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- odhad vlastní tíhy výplně **0,2 kN/m/HN**

Přímopochozí izolace

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka izolace $h = 10 \text{ mm} \Rightarrow 0,01 \times 22 = \mathbf{0,22 \text{ kN/m}^2}$

2.2.2 Proměnná zatížení

Rovnoměrné zatížení chodci

- $\gamma_Q = 1,35$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,4$
- je uvažováno rovnoměrné zatížení **$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$** (zatěžovací šířka je 3,0 m)

Zatížení vozidlem

- $\gamma_Q = 1,35$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0$
- Dle projektu budou před a za lávkou umístěny pevné zábrany znemožňující vjezd vozidel na lávku. Pro případnou změnu režimu užívání bylo uvažováno s výjimečným pojezdem vozidla o celkové tíze 36 kN
- rozmístění náprav a rozložení nápravových sil je uvažováno analogicky jako u vozidla o tíze 120 kN dle článku 5.6.3 v ČSN EN 1991-2 \Rightarrow zatížení na přední nápravu 12 kN, zatížení na zadní nápravu 24 kN, roznášecí plocha kola 0,2 m x 0,2 m
- vozidlo není uvažováno v kombinaci s dalším svislým dopravním zatížením

Zatížení příčným větrem

- $\gamma_Q = 1,5$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,3$
- je uvažováno s plnou výplní otvorů HN (předpoklad na stranu bezpečnou)
- u zatíženého mostu jsou příčným větrem zatěžovány boční plochy prvního trámu a pás chodců na mostovce o výšce 1,75 m

Tlak větru na nosnou konstrukci lávky a pás chodců je proveden tabulkově v programu EXCEL:

Výpočet zatížení větrem na most dle ČSN EN 1991-1-4				
Výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0}$	[m/s]	25	dle mapy větrové oblasti
Součinitel směru větru	C_{dir}	-	1	dle 4.2
Součinitel ročního období	C_{season}	-	1	dle 4.2
Měrná hmotnost vzduchu	ρ	[kg/m ³]	1,25	dle 4.5 (1)
Výška NK a pásu pohyblivého zatížení	d_{tot}	[mm]	2 055	dle obr. 8.3
Šířka NK	b	[mm]	3 600	dle obr. 8.3
Kategorie terénu	-	-	II	dle tab. 4.1
Referenční výška NK nad zemí	z_e	[m]	7	dle 8.3.1 (6)
Součinitel expozice (závisí na kategorii terénu a z_e)	$c_e(z_e)$	-	2,1	viz obr. 4.2
Poměr šířky NK k výšce NK	b/d_{tot}	-	1,75	
Součinitel sil (závisí na poměru b/d_{tot})	$C_{f,x}$	-	1,97	dle obr. 8.3 var. B
Součinitel zatížení větrem	C	-	4,15	dle 8.3.2 (1)
Zatížení od větru	w_n	[kN/m ²]	1,62	dle (8.2)

Zatížení podélným větrem

- $\gamma_Q = 1,5$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,3$
- uvažuje se **25 %** sil od příčného větru na most

Zatížení rovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

- $\gamma_Q = 1,5$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,6$
- maximální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{max} = 39\text{ °C}$
- minimální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{min} = -29\text{ °C}$
- maximální teplota NK $T_{e,max} = T_{max} + 16 = 39 + 16 = \mathbf{55\text{ °C}}$
- minimální teplota NK $T_{e,min} = T_{min} - 3 = -29 - 3 = \mathbf{-32\text{ °C}}$
- montážní teplota uvažována 10 °C
- charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty:
- zkrácení: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10\text{ °C} - (-32\text{ °C}) = 42\text{ °C}$
- prodloužení: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 55\text{ °C} - 10\text{ °C} = 45\text{ °C}$

Zatížení nerovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

- $\gamma_Q = 1,5$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,6$
- je použit postup 2 dle čl. 6.1.4.2 v ČSN EN 1991-1-5 obr. 6.2a
- s ohledem na dispozici mostu je nerovnoměrné oteplení uvažováno jako rozdíl mezi prvky mostovky a HN
- **nerovnoměrného oteplení** – HN oteplen oproti mostovce o **21 °C**
- **nerovnoměrného ochlazení** – HN ochlazen oproti mostovce o **-5 °C**

Vratné síly v elastomerových ložiscích

- $\gamma_Q = 1,5$
- výpočet vratných sil je proveden v kapitole 2.7.3 *Výpočet vratných sil*

Podélné vodorovné zatížení

- $\gamma_Q = 1,5$
- souč. kombinace $\psi_0 = 0,4$
- je uvažováno podélné vodorovné zatížení Q_{fk} o charakteristické hodnotě rovné 10% rovnoměrného zatížení chodci $\Rightarrow Q_{fk} = 22,54 \times 3 \times 5 \times 0,1 = 33,8 \text{ kN}$
- dále je uvažováno podélné vodorovné zatížení Q_{fk} o charakteristické hodnotě rovné 60% svislé tíhy vozidla $\Rightarrow Q_{fk} = 36 \times 0,6 = 21,6 \text{ kN} \Rightarrow$ rozhoduje podélné zatížení od chodců

2.2.3 Kombinace zatížení

Ve statickém výpočtu byly v mezním stavu únosnosti uvažovány dvě celkové kombinace zatížení:

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

$$(6.10b) \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \text{ kde součinitel } \xi = 0,85$$

$$\text{a kombinace zatížení pro mimořádné sit.: } \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{1,2}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

kde

- G je zatížení stálé,
- P je zatížení předpětím,
- Q_1 je zatížení hlavní proměnné, v našem případě je to zatížení dopravou,
- Q_i pro $i \geq 2$ je zatížení vedlejší proměnné

Jako rozhodující byla vybrána kombinace s větší vnitřní silou.

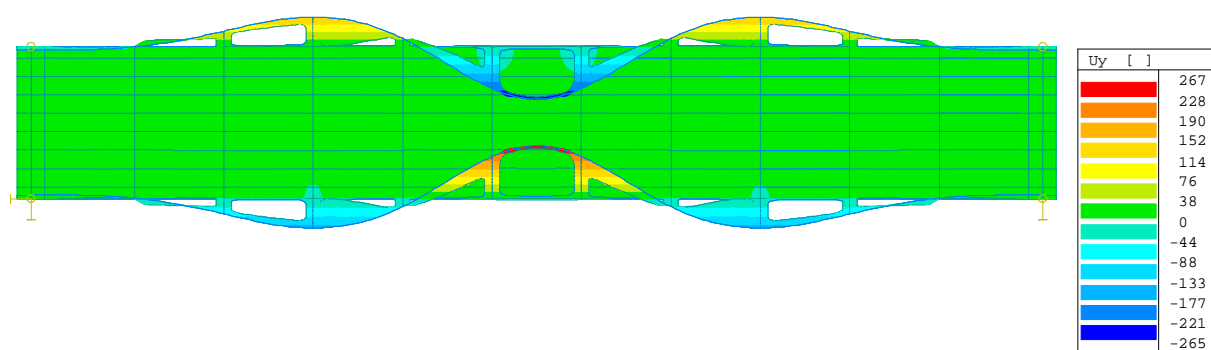
2.3 Hlavní nosník

2.3.1 Posouzení dle 1.MS

2.3.1.1 Horní pásnice HN ve středu rozpětí pole

Horní pásnice bude namáhána kombinací tlakové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině. Pro stanovení vzpěrné pevnosti HP byl výpočtový model podroben stabilitnímu výpočtu, s cílem stanovit kritický násobek zatížení k pro první kritický tvar, který umožní vypočítat kritickou sílu.

První tvar ztráty stability při zatížení od rozhodující návrhové kombinací zatížení:
 $k = 10,54$



Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení (C4):

$$N_{x,d} = -484 \text{ kN}$$

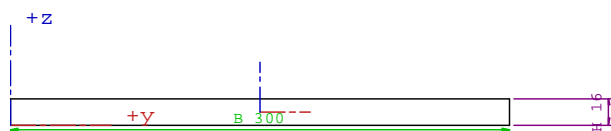
$$M_{y,d} = 0,038 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,070 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – vzpěrná únosnost + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A \cdot \chi} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \bigg/ \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot 100\%$$

Průřez horní pásnice:



Posouzení průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	484		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,038		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,07		
Návrhová osová síla od stabilitní komb. zatížení	$N_{x,st,d}$	[kN]	484		
Kritický násobek kombinace zatížení	k	-	10,54		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M1}	-	1,10		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	300		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	4800		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,024E+05		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	3,600E+07		
Svislý poloměr setrvačnosti	i_y	[mm]	4,6		
Vodorovný poloměr setrvačnosti	i_z	[mm]	86,6		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	150		
Součinitel imperfekce	α	-	0,49		
Pružná kritická síla	N_{cr}	[kN]	5 101		
Poměrná štíhlost	λ	-	0,58		
Hodnota pro výpočet součinitele vzěrnosti	ϕ	-	0,76		
Součinitel vzpěrnosti	χ	-	0,798		
Návrhová únosnost ve vzpěru	$N_{b,Rd}$	[kN]	1236,8		
Využití průřezu - vzpěrná únosnost		[%]	39		
Využití průřezu - vzpěrná únosnost + ohyb		[%]	40	⇒	VYHOVÍ

2.3.1.2 Dolní pásnice HN ve středu rozpětí pole

Dolní pásnice bude namáhána kombinací tahové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině.

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení (C3):

$$N_{x,d} = 275 \text{ kN}$$

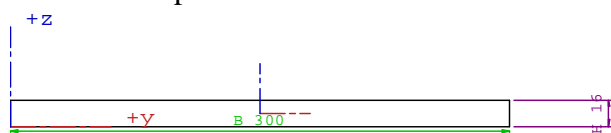
$$M_{y,d} = 0,068 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,055 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – tah + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 100 \%$$

Průřez dolní pásnice:



Posouzení průřezu:

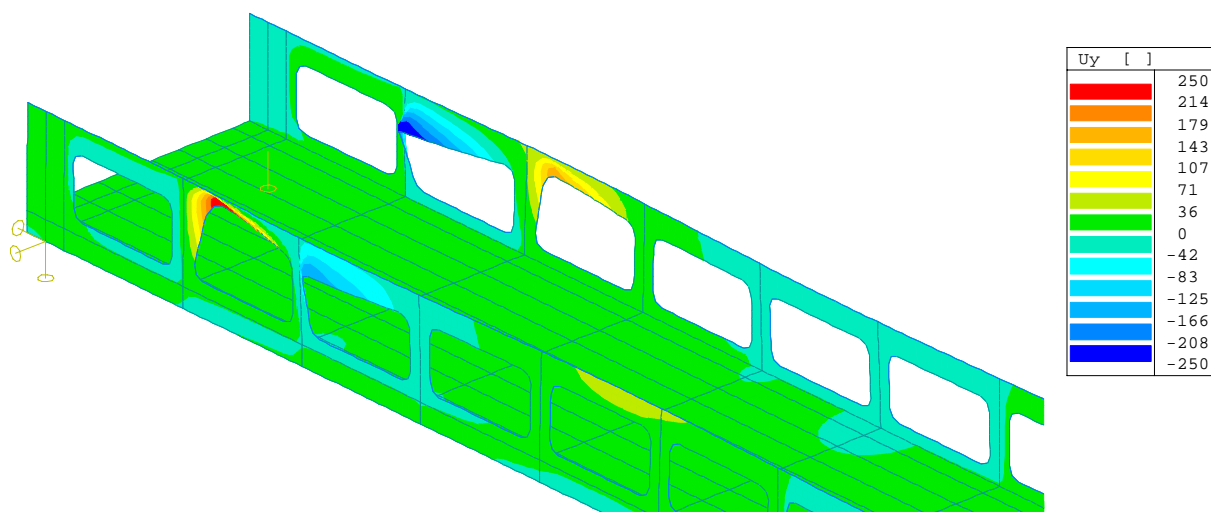
Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	275		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,068		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,055		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	300		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	4800		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,024E+05		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	3,600E+07		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	150		
Návrhové napětí v krajním vlákně průřezu	σ_d	[MPa]	62,8		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	18	⇒	VYHOVÍ

2.3.1.3 Pásnice lemující otvor HN u opěry

Pásnice lemující otvor bude namáhána kombinací tlakové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině. Pro stanovení vzpěrné pevnosti této pásnice byl výpočtový model podroben stabilitnímu výpočtu, s cílem stanovit kritický násobek zatížení k pro první kritický tvar, který umožní vypočítat kritickou sílu.

První tvar ztráty stability při zatížení od rozhodující návrhové kombinací zatížení:

$k = 9,66$



Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení (C4):

$N_{x,d} = -173 \text{ kN}$

$M_{y,d} = 0,039 \text{ kNm}$

$M_{z,d} = 0,026 \text{ kNm}$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – vzpěrná únosnost + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A \cdot \chi} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \bigg/ \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot 100\%$$

Průřez pásnice lemující otvor HN:



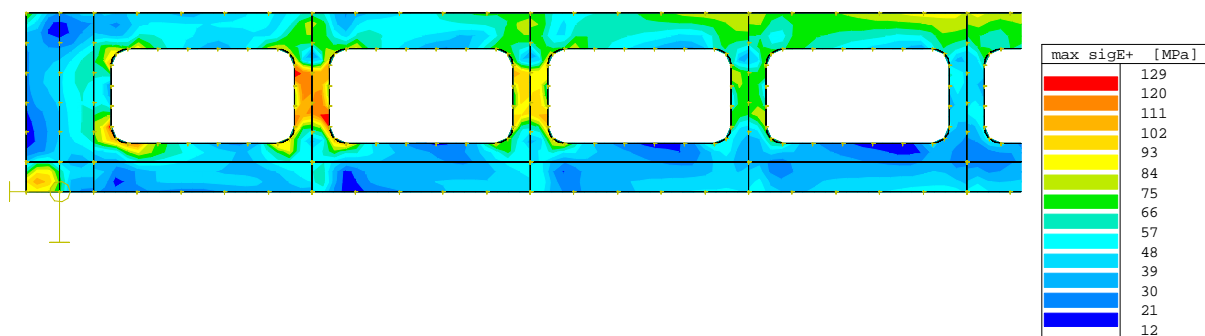
Posouzení průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	173		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,039		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,026		
Návrhová osová síla od stabilitní komb. zatížení	$N_{x,st,d}$	[kN]	177		
Kritický násobek kombinace zatížení	k	-	9,66		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M1}	-	1,10		
Výška průřezu	h	[mm]	12		
Šířka průřezu	b	[mm]	150		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	1800		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	2,160E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	3,375E+06		
Svislý poloměr setrvačnosti	i_y	[mm]	3,5		
Vodorovný poloměr setrvačnosti	i_z	[mm]	43,3		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	6		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	75		
Pružná kritická síla	N_{cr}	[kN]	1 710		
Poměrná štíhlost	λ	-	0,61		
Hodnota pro výpočet součinitele vzěrnosti	ϕ	-	0,79		
Součinitel vzpěrnosti	χ	-	0,779		
Návrhová únosnost ve vzpěru	$N_{b,Rd}$	[kN]	452,3		
Využití průřezu - vzpěrná únosnost		[%]	38		
Využití průřezu - vzpěrná únosnost + ohyb		[%]	42	⇒	VYHOVÍ

2.3.1.4 Stěna HN

Na následujících obrázcích je zobrazeno srovnávací napětí ve stěně hlavního nosníku od rozhodujících kombinací zatížení. Ve všech případech není překročena návrhová mez kluzu

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}.$$

Srovnávací napětí ve stěně HN

2.3.2 Posouzení dle 2. MS

2.3.2.1 Deformace a výrobní nadvýšení

Průhyby hlavního nosníku:

Zatížení	Průhyb ve středu rozpětí [mm]
stálé zatížení	-7,5
zatížení chodci	-12,5
zatížení vozidlem 36 kN	-3,3
teoretické výrobní nadvýšení	11
navržené výrobní nadvýšení	15

Posouzení průhybu:

- s ohledem na malé deformace nebude výrobní nadvýšení realizováno
- maximální celkový průhyb trámu ve středu rozpětí je $7,5 + 12,5 = 20,0 \text{ mm} < 21940/250 = 88 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$

2.3.2.2 Vlastní tvary nosné konstrukce

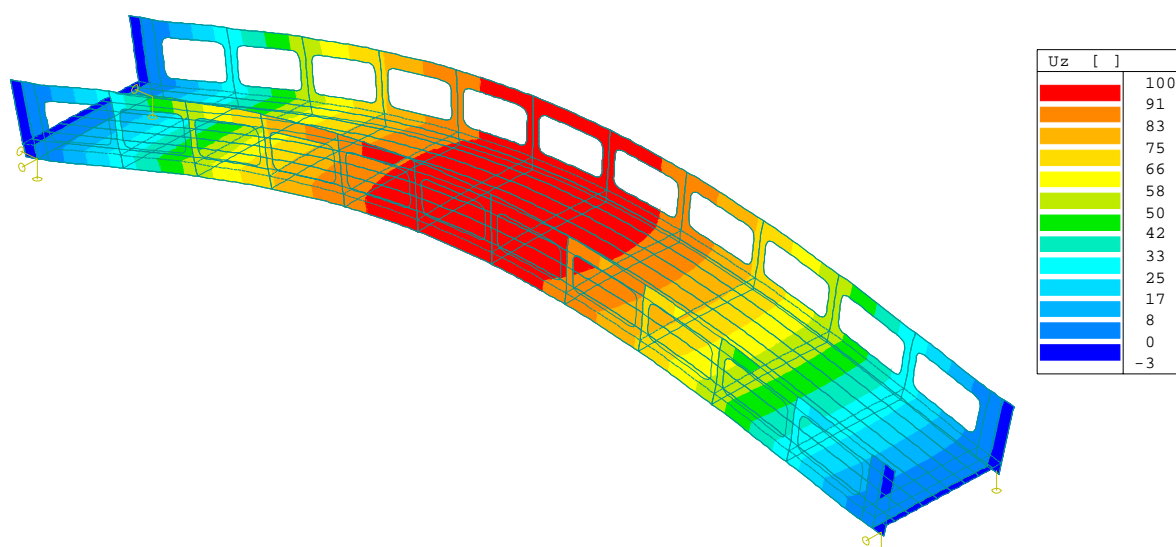
Kritéria pohody chodců:

Kritéria pohody chodců je třeba ověřit dle ČSN EN 1990 ed.2 – Příloha 2, kap. A2.4.3.2 v případě, že základní frekvence mostu jsou menší než:

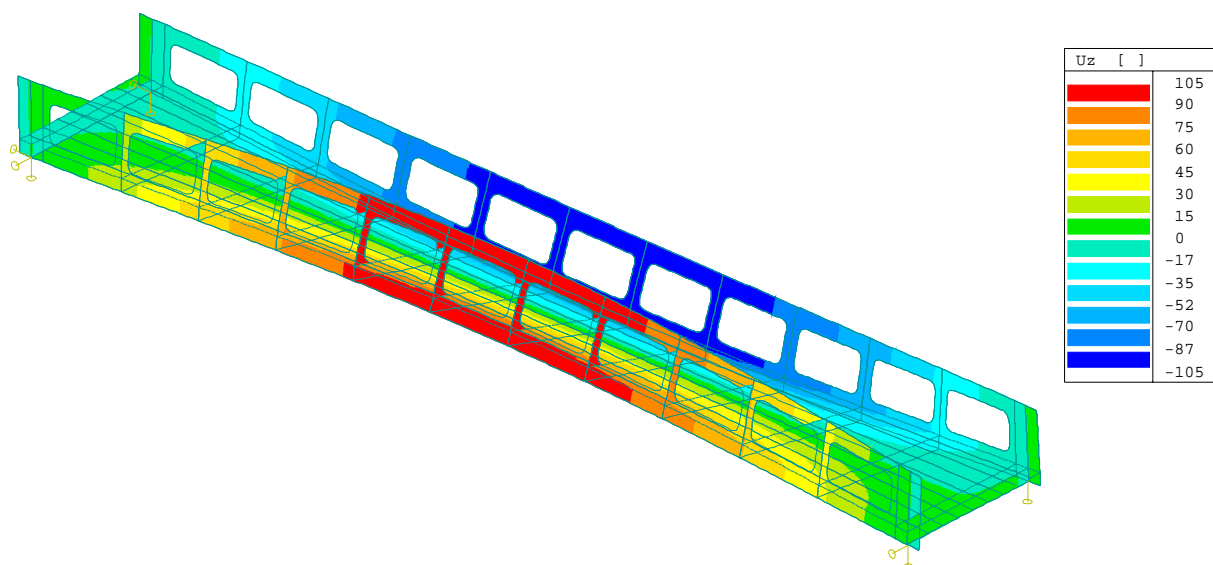
- 5 Hz pro svislé kmitání lávka
- 2,5 Hz pro vodorovné (příčné) a kroutivé kmitání

Jak vyplývá z následujícího přehledu, vlastní tvary kmitání konstrukce leží nad touto hranicí a proto nebude prováděna dynamická analýza.

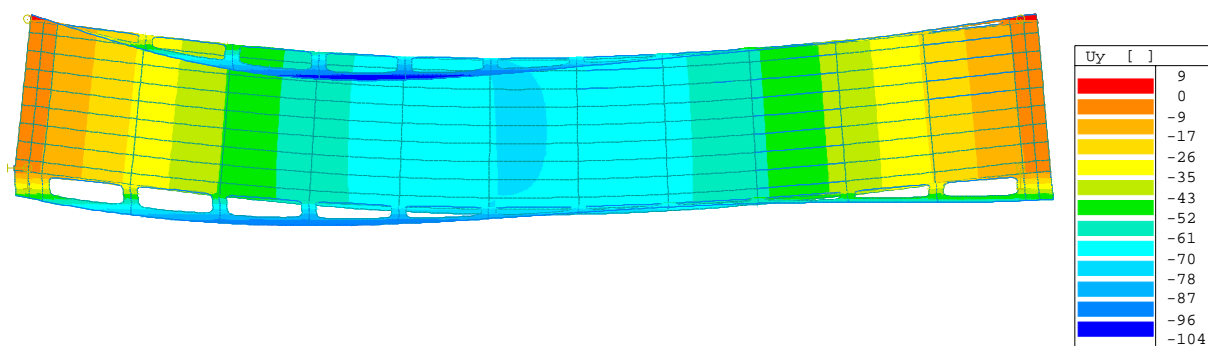
Přehled vlastních tvarů kmitání nosné konstrukce (bez proměnného zatížení):



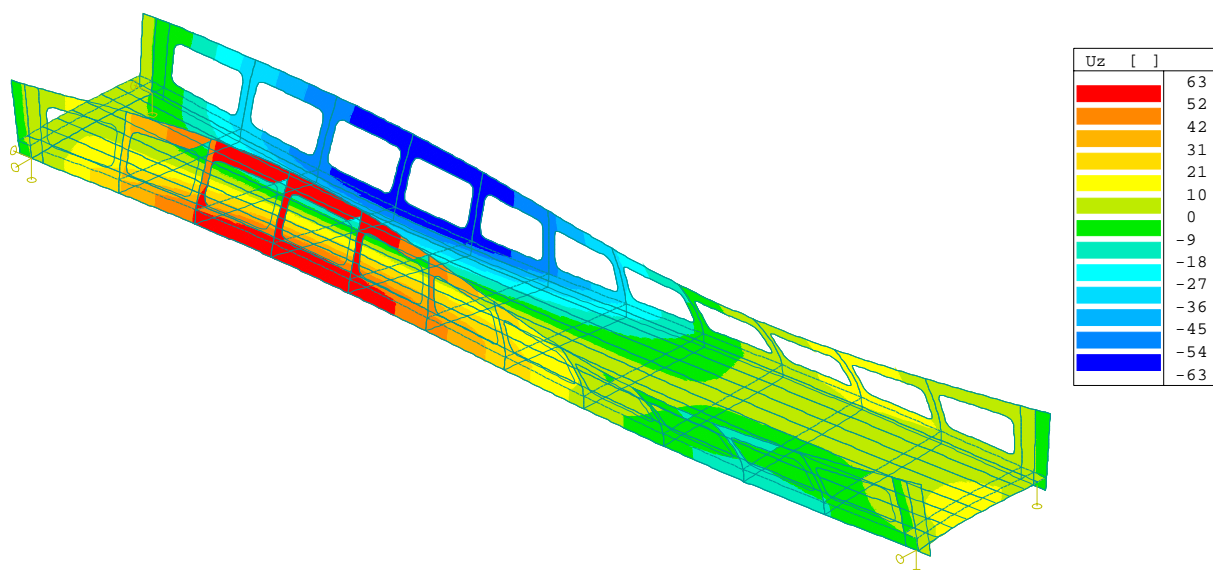
1. vlastní tvar $f_1 = 6,45 \text{ Hz}$ – svislé kmitání



2. vlastní tvar $f_2 = 7,58$ Hz – torzní kmitání



3. vlastní tvar $f_3 = 14,58$ Hz – příčné kmitání



4. vlastní tvar $f_4 = 15,31$ Hz – torzní kmitání

2.4 Příčné výztuhy mostovky

2.4.1 Běžná příčná výztuha

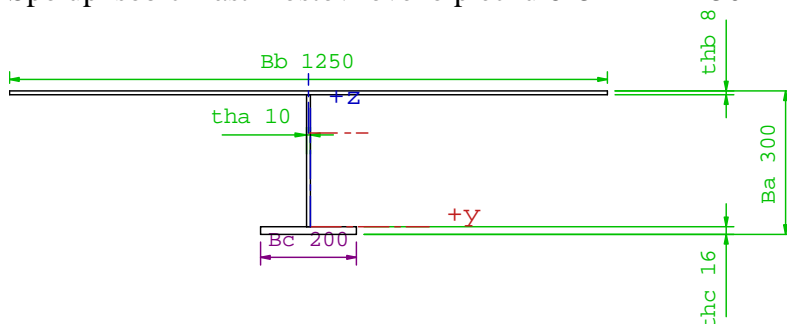
Běžná výztuha bude staticky působit jako prostý nosník.

Stanovení spolupůsobícího průřezu – smykové ochabnutí mostkového plechu:

Polovina šířky vnitřní části pásnice	b_0	[mm]	970
Rozpětí pole	L_1	[mm]	3 300
Tloušťka pásnice	t_f	[mm]	8
Plocha podélných výztuh	A_{sl}	[mm ²]	0
Účinná délka	L_e	[mm]	3 300
Součinitel zahrnující vliv podélných výztuh	α_0	-	1,000
Součinitel	κ	-	0,2939
Součinitel účinné šířky	β	-	0,644
Spolupůsobící šířka pásnice	b_{eff}	[mm]	625

Spolupůsobící průřez příčné výztuhy:

Spolupůsobící část mostkového plechu $625 \times 2 = 1250$ mm



2.4.1.1 Dolní pásnice příčné výztuhy

Dolní pásnice bude namáhána kombinací tahové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině.

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s chodci (C5):

$$N_{x,d} = 81,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,014 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,089 \text{ kNm}$$

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s vozidlem (C38):

$$N_{x,d} = 58,8 \text{ kN}$$

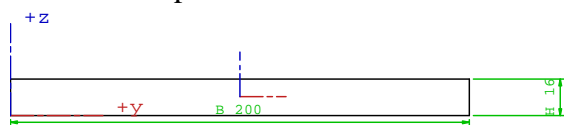
$$M_{y,d} = 0,013 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,147 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – tah + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 100\%$$

Průřez dolní pásnice P16x200:



Posouzení průřezu na kombinaci s chodci:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	81,5		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,014		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,089		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	200		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	3200		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	6,827E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,067E+07		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	100		
Návrhové napětí v krajním vlákne průřezu	σ_d	[MPa]	27,9		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	8	⇒	VYHOVÍ

Posouzení průřezu na kombinaci s vozidly:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	58,8		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,013		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,147		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	200		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	3200		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	6,827E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,067E+07		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	100		
Návrhové napětí v krajním vlákne průřezu	σ_d	[MPa]	21,3		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	6	⇒	VYHOVÍ

2.4.1.2 Stěna příčné výztuhy

Posouzení stěny na smyk je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL.

Návrhová posouvající síly od rozhodující kombinace zatížení:

$V_{z,d} = 29,0$ kN (kombinace s chodci)

$V_{z,d} = 28,0$ kN (kombinace s vozidlem)

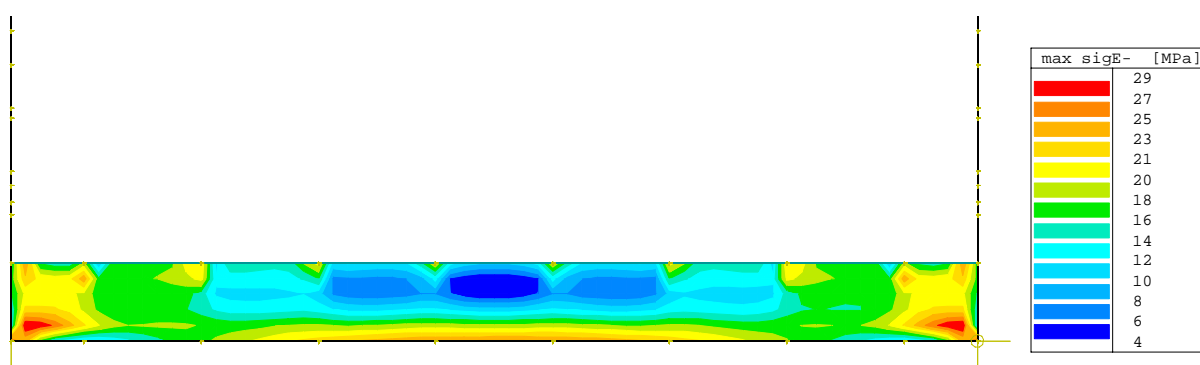
Posouzení průřezu na smyk:

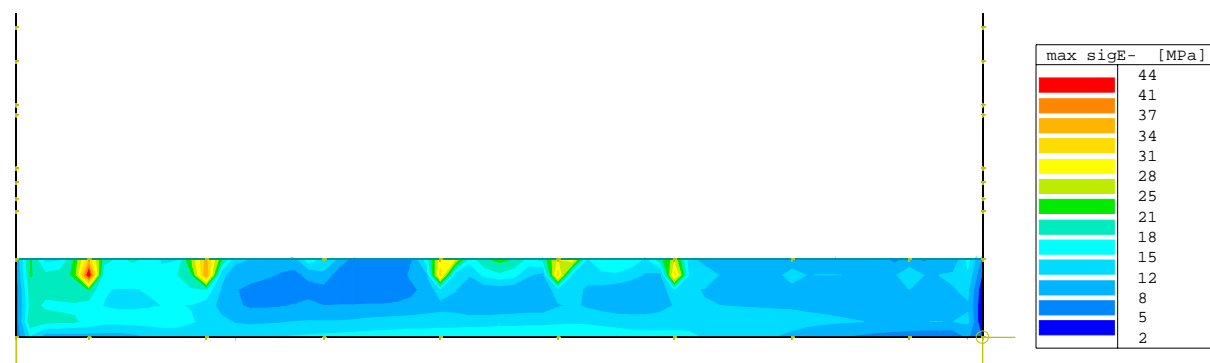
Návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN]	29
Ocel	-	-	S355
Součinitel spolehlivosti	γ_{M0}	-	1,0
Výška stěny	h_w	[mm]	250
Oslabená výška stěny	$h_{w,o}$	[mm]	160
Tloušťka stěny	t_w	[mm]	10
Tuhá koncová výztuha (nebo mezilehlá podpora spojitého nosníku?)			NE
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355
Upravená štíhlost	λ_w	-	0,356
Součinitel příspěvku stojiny	χ_w	-	1,000
Únosnost stojiny ve smyku	$V_{bw,Rd}$	[kN]	328
Využití průřezu	-	[%]	9
Vyhoví průřez ?			ANO

Na následujících obrázcích je zobrazeno srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy mostovky od rozhodujících kombinací zatížení. Ve všech případech není překročena návrhová mez kluzu

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE.}$$

Srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy – rozhodující kombinace s chodci



Srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy – rozhodující kombinace s vozidlem**2.4.2 Opěrová příčná výztuha**

Za provozu bude opěrová výztuha staticky působit jako prostý nosník.

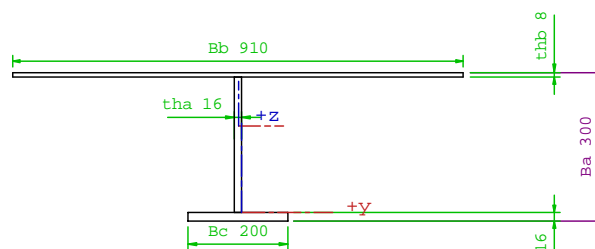
Stanovení spolupůsobícího průřezu – smykové ochabnutí vnitřní části mostovkového plechu:

Polovina šířky vnitřní části pásnice	b_0	[mm]	970
Rozpětí pole	L_1	[mm]	3 300
Tloušťka pásnice	t_f	[mm]	8
Plocha podélných výztuh	A_{sl}	[mm ²]	0
Účinná délka	L_e	[mm]	3 300
Součinitel zahrnující vliv podélných výztuh	α_0	-	1,000
Součinitel	κ	-	0,2939
Součinitel účinné šířky	β	-	0,644
Spolupůsobící šířka pásnice	b_{eff}	[mm]	625

Stanovení spolupůsobícího průřezu – smykové ochabnutí vnější části mostovkového plechu:

Polovina šířky vnitřní části pásnice	b_0	[mm]	300
Rozpětí pole	L_1	[mm]	3 300
Tloušťka pásnice	t_f	[mm]	8
Plocha podélných výztuh	A_{sl}	[mm ²]	0
Účinná délka	L_e	[mm]	3 300
Součinitel zahrnující vliv podélných výztuh	α_0	-	1,000
Součinitel	κ	-	0,0909
Součinitel účinné šířky	β	-	0,950
Spolupůsobící šířka pásnice	b_{eff}	[mm]	285

Spolupůsobící průřez příčné výztuhy:
Spolupůsobící část mostovkového plechu
 $625 + 285 = 910 \text{ mm}$



2.4.2.1 Dolní pásnice příčné výztuhy za provozu

Dolní pásnice bude namáhána kombinací tahové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině.

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s chodci (C5):

$$N_{x,d} = 55,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,009 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,282 \text{ kNm}$$

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s vozidlem (C16):

$$N_{x,d} = 62,3 \text{ kN}$$

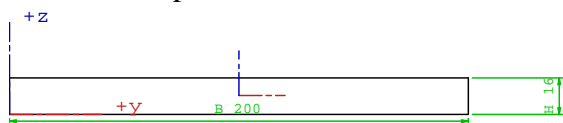
$$M_{y,d} = 0,010 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,500 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – tah + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 100 \%$$

Průřez dolní pásnice P16x200:



Posouzení průřezu na kombinaci s chodci:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	55,2		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,009		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,282		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	200		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	3200		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	6,827E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,067E+07		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	100		
Návrhové napětí v krajním vlákne průřezu	σ_d	[MPa]	20,9		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	6	⇒	VYHOVÍ

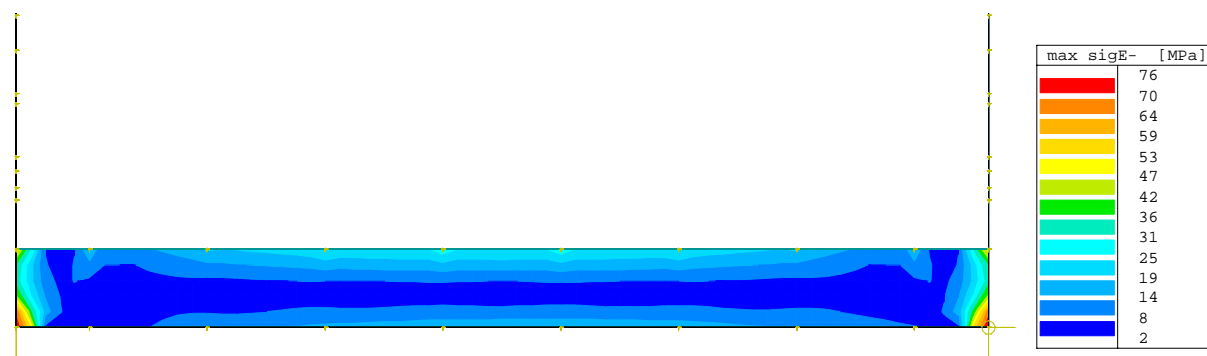
Posouzení průřezu na kombinaci s vozidly:

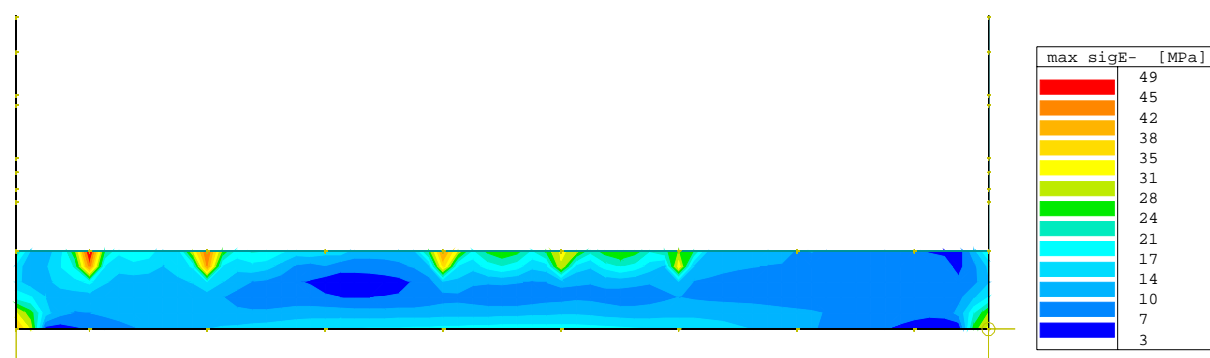
Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	62,3		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{ly,d}$	[kNm]	0,01		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{lz,d}$	[kNm]	0,5		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{Mo}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	200		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	3200		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	6,827E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,067E+07		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	100		
Návrhové napětí v krajním vlákne průřezu	σ_d	[MPa]	25,3		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	7	⇒	VYHOVÍ

2.4.2.2 Stěna příčné výztuhy za provozu

Na následujících obrázcích je zobrazeno srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy mostovky od rozhodujících kombinací zatížení. Ve všech případech není překročena návrhová mez kluzu

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE.}$$

Srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy – rozhodující kombinace s chodci

Srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy – rozhodující kombinace s vozidlem**2.4.2.3 Opěrová výztuha při zdvihu konstrukce**

Nejvíce bude opěrová příčná výztuha namáhána při zvedání NK při výměně ložisek. Ve výpočtu je uvažováno s přizvednutím o 25 mm.

Ze statického hlediska bude příčná výztuha působit jako prostý nosník s převislými konci s podepřením v místě přizvedávacích lisů, zatížený na koncích reakcemi od stálého zatížení, a příčného větru.

Vnitřní síly na příčné výztuze:

$$R_{z,d} = 52,5 \times 1,35 + 7,0 \times 1,5 = 81,4 \text{ kN}$$

$$V_{z,d} = 81,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = -81,4 \times 0,45 = -36,6 \text{ kNm}$$

2.4.2.4 Dolní pásnice příčné výztuhy při zdvihu konstrukce

Příčnou výztuhu je nutné posoudit na klopení, součinitel klopení bude následně využit v posudku napětí v dolní pásnici, která bude namáhána kombinací tlakové síly a ohybového momentu ve svislé a vodorovné rovině.

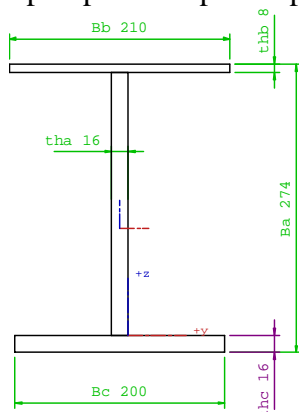
Stanovení spolupůsobícího průřezu – smykové ochabnutí mostovkového plechu:

Polovina šířky vnitřní části pásnice	b_0	[mm]	1 120
Vyložení konzoly	L_1	[mm]	450
Tloušťka pásnice	t_f	[mm]	8
Plocha podélných výztuh	A_{sl}	[mm ²]	0
Účinná délka	L_e	[mm]	900
Součinitel zahrnující vliv podélných výztuh	α_0	-	1,000
Součinitel	κ	-	1,2444
Součinitel účinné šířky	β	-	0,093
Spolupůsobící šířka pásnice	b_{eff}	[mm]	105

Posouzení příčné výztuhy na klopení:

Návrhový ohybový moment	M_{sd}	[kNm]	36,6
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355
Modul pružnosti	E	[MPa]	210000
Modul pružnosti ve smyku	G	[MPa]	81000
Součinitel spolehlivosti	γ_{M1}	-	1,1
Rozpětí nosníku	L	[mm]	2400
Souřadice působíště zatížení vzhledem ke středu smyku	Z_g	[mm]	0
Vzdálenost mezi středy pásnic	h_f	[mm]	262
Průřezový modul k tlačené pásnici	$W_{el,y}$	[mm ³]	8,598E+05
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,006E+08
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,693E+07
Moment tuhosti v kroucení	I_t	[mm ⁴]	6,666E+05
Výšečový moment setrvačnosti	I_w	[mm ⁶]	2,699E+11
Moment setrvačnosti tlačené pásnice k ose menší tuhosti	I_{fc}	[mm ⁴]	1,067E+07
Moment setrvačnosti tažené pásnice k ose menší tuhosti	I_{ft}	[mm ⁴]	6,174E+06
Součinitel vzpěrné délky v ohybu	k_z	-	1
Součinitel vzpěrné délky v kroucení	k_w	-	1
Součinitel závisející na zatížení a podmínkách uložení	C_1	-	1
Součinitel závisející na zatížení a podmínkách uložení	C_2	-	0
Součinitel závisející na zatížení a podmínkách uložení	C_3	-	1
Součinitel tvaru vybočení	β	-	1
Součinitel tvaru vybočení	$\lambda_{LT,0}$	-	0,2
Součinitel tvaru vybočení	α_{LT}	-	0,49
Parametr nesymetrie průřezu	ψ_f	-	0,267
Souřadnice	Z_j	[mm]	31,5
Bezrozměrný parametr kroucení	κ_{wt}	-	1,34
Bezrozměrný parametr působíště zatížení	ζ_g	-	0,00
Bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu	ζ_j	-	0,33
Bezrozměrný kritický moment	μ_{cr}	-	2,04
Pružný kritický moment	M_{cr}	[kNm]	1 170,0
Poměrná štíhlost	λ_{LT}	-	0,51
Hodnota pro výpočet součinitele klopení	ϕ_{LT}	-	0,71
Součinitel klopení	χ_{LT}	-	0,837
Únosnost průřezu v ohybu	M_{Rd}	[kNm]	232,2
Využití průřezu v ohybu			16
		⇒	VYHOVÍ

Spolupůsobící průřez příčné výztuhy (je uvažováno s nejmenší výškou průřezu 274 mm):



Posouzení dolní pásnice na základě vnitřních sil získaných z deskostěnoprvového modelu:

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení při zdvihu konstrukce:

$$N_{x,d} = -95,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,252 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,099 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – vzpěrná únosnost + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A \cdot \chi_{LT}} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \bigg/ \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot 100\%$$

Posouzení průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	95,9		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,252		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,099		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M1}	-	1,10		
Výška průřezu	h	[mm]	16		
Šířka průřezu	b	[mm]	200		
Součinitel klopení	χ_{LT}	-	0,837		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	3200		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	6,827E+04		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,067E+07		
Svislý poloměr setrvačnosti	i_y	[mm]	4,6		
Vodorovný poloměr setrvačnosti	i_z	[mm]	57,7		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	8		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	100		
Využití průřezu - vzpěrná únosnost + ohyb		[%]	21	⇒	VYHOVÍ

Namáhání průřezu je větší než v případě předchozího posudku. Zvýšené namáhání je způsobeno lokálním ohybem v místě bodového podepření příčné výztuhy na lisu.

2.4.2.1 Stěna příčné výztuhy

Posouzení stěny na smyk je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL.

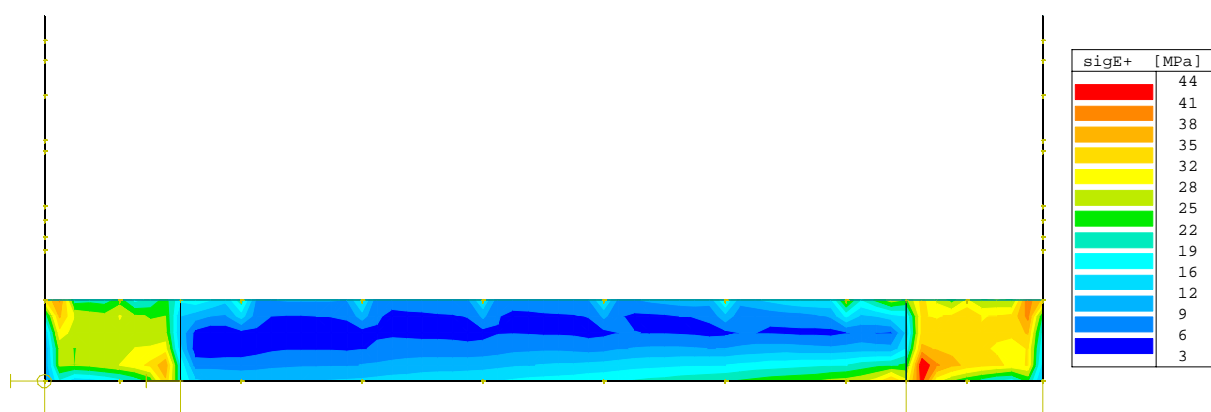
Posouzení průřezu na smyk:

Návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN]	81,4
Ocel	-	-	S355
Součinitel spolehlivosti	γ_{M0}	-	1,0
Výška stěny	h_w	[mm]	250
Oslabená výška stěny	$h_{w,o}$	[mm]	160
Tloušťka stěny	t_w	[mm]	16
Tuhá koncová výztuha (nebo mezilehlá podpora spojitého nosníku)?			NE
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355
Upravená štíhlost	λ_w	-	0,222
Součinitel příspěvku stojiny	χ_w	-	1,000
Únosnost stojiny ve smyku	$V_{bw,Rd}$	[kN]	525
Využití průřezu	-	[%]	16
Vyhoví průřez ?			ANO

Na následujícím obrázku je zobrazeno srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy mostovky od rozhodující kombinace zatížení při zdvihu konstrukce. V celé stěně není překročena návrhová

$$\text{mez kluzu } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE.}$$

Srovnávací napětí ve stěně příčné výztuhy



2.4.2.2 Tlaky na lis při zvedání konstrukce

Při zvedání konstrukce je nutné zajistit roznos zatížení z hlavy lisu do konstrukce na plochu min. 100 mm x 100 mm. Na každé podpěře budou osazeny 2 lisy pod výztuhou příčné výztuhy mostovky, tj. ve vzdálenosti 450 mm od osy hlavního nosníku.

Návrhové hodnoty svislého zatížení na lisy jsou: **2 × 82 kN**

2.5 Podélná výztuha mostovky

2.5.1 Podélná výztuha mezi příčnými výztuhami

Vnitřní síly na podélné výztuze mezi příčnými výztuhami mostovky (průřez bez spolupůsobení mostovkového plechu):

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s chodci (C4):

$$N_{x,d} = 51,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,d} = 0,336 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,000 \text{ kNm}$$

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s vozidlem (C10):

$$N_{x,d} = 53,4 \text{ kN}$$

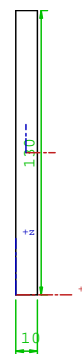
$$M_{y,d} = 1,553 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = 0,023 \text{ kNm}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – tah + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \bigg/ \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 100 \%$$

Průřez podélné výztuhy P10x130:



Posouzení průřezu na kombinaci s chodci – posuzované je dolní vlákno průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	51,9		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,336		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	130		
Šířka průřezu	b	[mm]	10		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	1300		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,831E+06		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,083E+04		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	65		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	5		
Návrhové napětí v krajním vlákně průřezu	σ_d	[MPa]	51,9		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	15	⇒	VYHOVÍ

Posouzení průřezu na kombinaci s vozidlem – posuzované je dolní vlákno průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	53,4		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	1,553		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,023		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{M0}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	130		
Šířka průřezu	b	[mm]	10		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	1300		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,831E+06		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,083E+04		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	65		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	5		
Návrhové napětí v krajním vlákně průřezu	σ_d	[MPa]	106,8		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	30	⇒	VYHOVÍ

2.5.2 Podélná výztuha v místě příčné výztuhy mostovky

Vnitřní síly na podélné výztuže v místě příčné výztuhy mostovky (průřez bez spolupůsobení mostovkového plechu):

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s chodci (C4):

$$\begin{aligned} N_{x,d} &= 41,7 \text{ kN} \\ M_{y,d} &= -0,093 \text{ kNm} \\ M_{z,d} &= 0,018 \text{ kNm} \\ V_{z,d} &= 3,60 \text{ kN} \end{aligned}$$

Návrhové vnitřní síly od rozhodující kombinace zatížení s vozidlem (C16):

$$\begin{aligned} N_{x,d} &= -25,9 \text{ kN} \\ M_{y,d} &= -1,231 \text{ kNm} \\ M_{z,d} &= 0,180 \text{ kNm} \\ V_{z,d} &= 13,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Posouzení je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL. Posudek vychází z toho základního vztahu:

$$\text{Využití průřezu – tah + ohyb: } \left(\frac{N_{x,d}}{A} + \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot r_z + \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot r_y \right) \bigg/ \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot 100 \%$$

Průřez podélné výztuhy P10x130:



Posouzení průřezu na kombinaci s chodci – posuzované je horní vlákno průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	41,7		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	0,093		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	0,018		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{Mo}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	130		
Šířka průřezu	b	[mm]	10		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	1300		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,831E+06		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,083E+04		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	65		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	5		
Návrhové napětí v krajním vlákně průřezu	σ_d	[MPa]	43,7		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	12	⇒	VYHOVÍ

Posouzení průřezu na kombinaci s vozidlem – posuzované je dolní vlákno průřezu:

Návrhová osová síla	$N_{x,d}$	[kN]	-25,9		
Návrhový svislý ohybový moment	$M_{y,d}$	[kNm]	-1,231		
Návrhový vodorovný ohybový moment	$M_{z,d}$	[kNm]	-0,18		
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355		
Součinitel materiálu	γ_{Mo}	-	1,00		
Výška průřezu	h	[mm]	130		
Šířka průřezu	b	[mm]	10		
Plocha průřezu	A	[mm ²]	1300		
Moment setrvačnosti k vodorovné ose	I_y	[mm ⁴]	1,831E+06		
Moment setrvačnosti ke svislé ose	I_z	[mm ⁴]	1,083E+04		
Svislé rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_z	[mm]	65		
Vodorovné rameno od těžiště k posuzovanému bodu	r_y	[mm]	5		
Návrhové napětí v krajním vlákně průřezu	σ_d	[MPa]	-146,7		
Využití průřezu - tah + ohyb		[%]	41	⇒	VYHOVÍ

2.5.2.1 Posouzení na smyk

Posouzení stěny na smyk je provedeno tabulkovou formou v programu EXCEL.

Posouzení průřezu na smyk – rozhoduje kombinace se zatížení vozidlem:

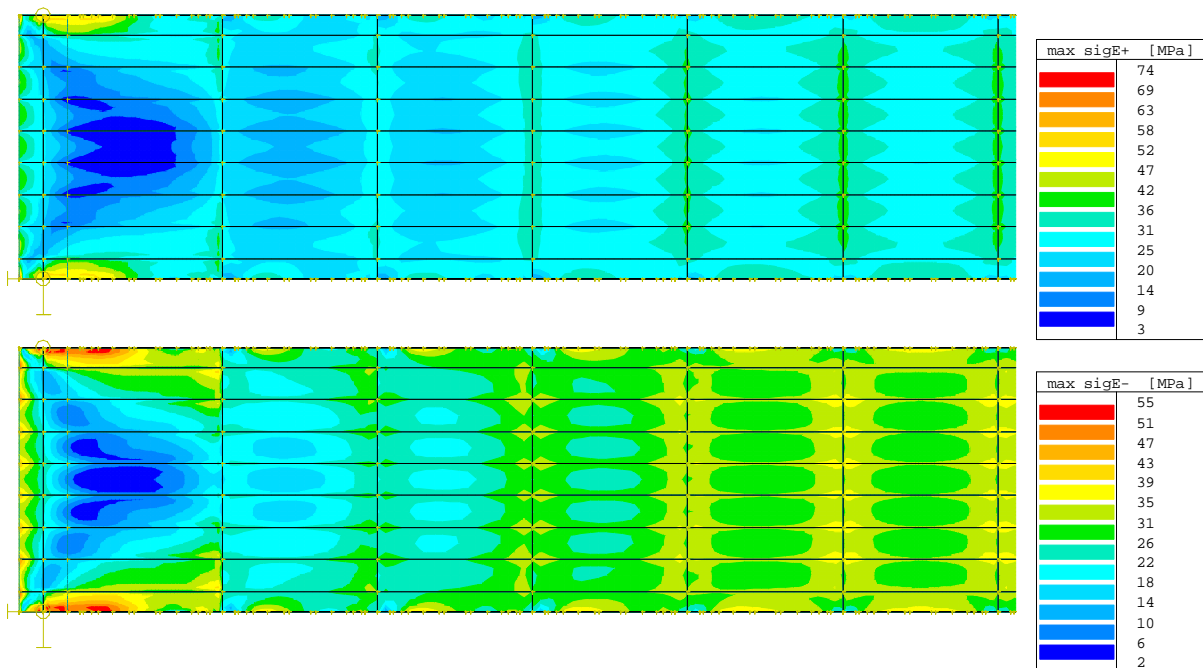
Návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN]	13,43
Ocel	-	-	S355
Součinitel spolehlivosti	γ_{M0}	-	1,0
Výška stěny	h_w	[mm]	130
Oslabená výška stěny	$h_{w,o}$	[mm]	130
Tloušťka stěny	t_w	[mm]	10
Tuhá koncová výztuha (nebo mezilehlá podpora spojitého nosníku?)			NE
Mez kluzu	f_y	[MPa]	355
Upravená štíhlost	λ_w	-	0,185
Součinitel příspěvku stojiny	χ_w	-	1,000
Únosnost stojiny ve smyku	$V_{bw,Rd}$	[kN]	266
Využití průřezu	-	[%]	5
Vyhoví průřez ?			ANO

2.6 Mostovkový plech

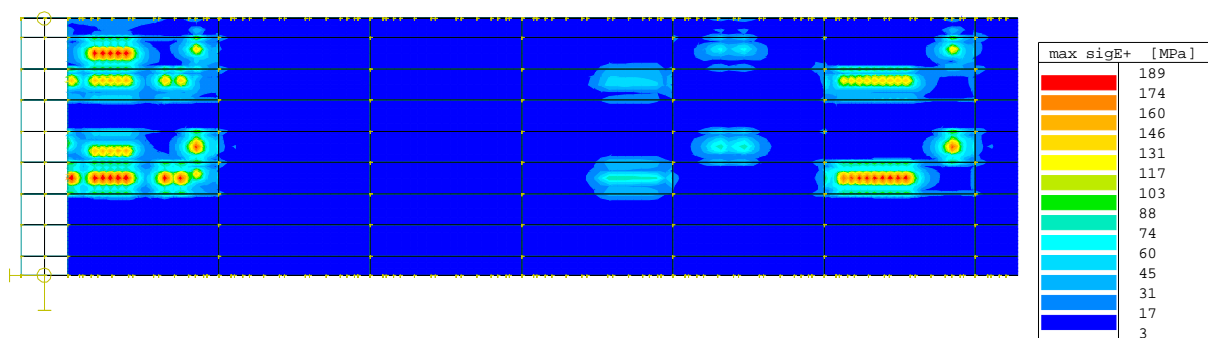
Na následujících obrázcích je zobrazeno srovnávací napětí v mostovkovém plechu od rozhodujících kombinací zatížení. Ve všech případech není překročena návrhová mez kluzu f_{yd}

$$= \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE.}$$

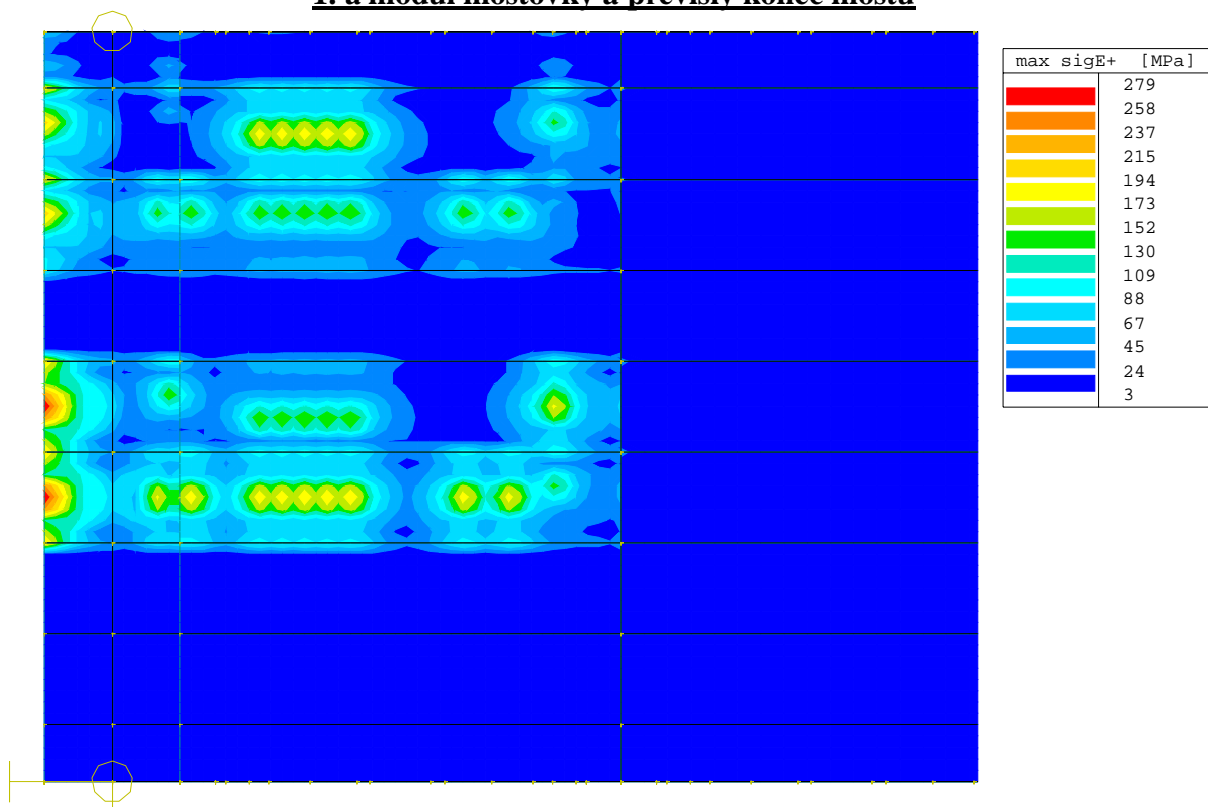
Srovnávací napětí v mostovkovém plechu (půlka mostu) – kombinace s chodci



Srovnávací napětí v mostovkovém plechu - kombinace s vozidlem, intenzivně zatěžován
1. a modul mostovky a modul ve středu rozpětí mostu



Srovnávací napětí v mostovkovém plechu - kombinace s vozidlem, intenzivně zatěžován
1. a modul mostovky a převislý konec mostu



2.7 Ložiska

2.7.1 Zatížení ložisek

Lávka bude uložena na kotvená elastomerová ložiska.

Přehled zatížení ložisek je uveden v následující tabulce.

č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)	γ	$\xi (\varphi)$	Ψ	$\gamma \times \xi$	1A	1B	2A	2B	
						podélně posuvné lož.	podélně posuvné lož.	pevné lož.	pevné lož.	
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Vlastní tíha OK + ostatní stálé	1,35	1		1,35	52,5	52,5	52,5	52,5
2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Užitné zatížení 5 kN/m ²	1,35		0,4	1,35	85	84,5	84,5	84,5
3		Příčný vítr	1,5		0,3	1,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							41,0	41,0	41,0	41,0
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							35,3	35,3	35,3	35,3
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce							140,5	140,5	140,5	140,5
Rz,max,d - maximální návrhová reakce							190,1	190,1	190,1	190,1
VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ KOLMÉ NA OSU MOSTU - Y										
4	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Příčný vítr	1,5		0,3	1,5	18,7	18,7	18,7	18,7
Ry,max,k - maximální charakteristická reakce							18,7	18,7	18,7	18,7
Ry,max,d - maximální návrhová reakce							28,1	28,1	28,1	28,1
VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ ROVNOBĚŽNÉ S OSOU MOSTU - X										
5	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Podélný vítr	1,5		0,3	1,5	-	-	9,4	9,4
6		Podélné vodorovné zatížení	1,35			1,35	-	-	16,9	16,9
7		Vratné síly v ložiskách	1,37		0,6	1,37	18,9	18,9	18,9	18,9
Rx,max,k - maximální charakteristická reakce							18,9	18,9	31,1	31,1
Rx,max,d - maximální návrhová reakce							25,9	25,9	42,6	42,6
Poznámky:										
Tučně vytištěné hodnoty mohou být kladné i záporné.										
Vratné síly jsou stanoveny pro půdorysné rozměry elastomeru 150 x 200 mm a celkovou tloušťku elastomeru 25 mm. Pro jiné rozměry elastomeru je nutné vratné síly přepočítat.										

Vratné síly jsou stanoveny v kap. 2.7.3 Výpočet vratných sil. Pro jiné rozměry elastomerů, než jsou uvedeny ve výpočtu, je nutné stanovit odpovídající vratné síly.

2.7.2 Dilatace ložisek

Stanovení teplotní dilatace ložisek dle TNI 73 6270:

Teplotní dilatace dle TNI 73 6270:

Opěra 1

Součinitel teplotní roztažnosti materiálu	α	[°C ⁻¹]	1,2E-05
Součinitel pro zatížení teplotou	γ_T	-	1,5
Dilatační délka	L	[mm]	21 940
Maximální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby	T_{max}	[°C]	39
Minimální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby	T_{min}	[°C]	-29
Montážní teplota	T_0	[°C]	10
Teplotní korekce pro T_{max} s ohledem na typ konstrukce teplota	ΔT_{max}	[°C]	16
Teplotní korekce pro T_{min} s ohledem na typ konstrukce teplota	ΔT_{min}	[°C]	-3
Přídavná hodnota teploty pokrývající nejistotu polohy ložiska	ΔT_0	[°C]	15
Maximální teplota konstrukce	$T_{e,max}$	[°C]	55
Minimální teplota konstrukce	$T_{e,min}$	[°C]	-32
Charakteristický teplotní rozsah pro T_{max} - protažení kce	$T_{N,exp}$	[°C]	60
Charakteristický teplotní rozsah pro T_{min} - zkrácení kce	$T_{N,con}$	[°C]	-57
Návrhový teplotní rozsah pro T_{max} - protažení kce	$T_{d,exp}$	[°C]	82,5
Návrhový teplotní rozsah pro T_{min} - zkrácení kce	$T_{d,con}$	[°C]	-78
Návrhová hodnota protažení kce	$\Delta L_{d,exp}$	[mm]	21,7
Návrhová hodnota zkrácení kce	$\Delta L_{d,con}$	[mm]	-20,5
Návrhová hodnota celkové dilatace kce	ΔL_d	[mm]	42,3
Charakteristická hodnota protažení kce	$\Delta L_{N,exp}$	[mm]	15,8
Charakteristická hodnota zkrácení kce	$\Delta L_{N,con}$	[mm]	-15,0
Charakteristická hodnota celkové dilatace kce	ΔL_N	[mm]	30,8

Stanovení požadovaných posunů ložisek je zpracováno pomocí tabulek.

Posuny ložisek			Posuny na opěře 1 (mm)	
Zatížení	γ_Q	ψ_0	Charakter. hod.	Návrhové hod.
Celková dilatace od teploty		0,8	30,8	42,2
Zkrácení od teploty		0,8	-15,0	-20,5
Protažení od teploty		0,8	15,8	21,7
Dilatace od stálého zatížení vneseného po osazení ložisek	1,35		0,2	0,3
Dilatace od proměnného zat. - protažení	1,35		1,5	2,0
Dilatace od proměnného zat. - zkrácení	1,35		0,0	0,0
Celkové zkrácení			-15,0	-20,5
Celkové protažení			17,5	24,0
Celková dilatace			35	48

Stanovení požadovaných pootočení ložisek je zpracováno pomocí tabulek.

Pootočení ložisek		Pootočení lož. na OP (mrad)	
Zatížení	γ_Q	Charakter. hod.	Návrhové hod.
Pootočení od smrštění betonu	1,6	0	0,0
Pootočení od stálého zatížení vneseného po osazení ložisek	1,35	0,2	0,3
Pootočení od proměnného zat.	1,35	1,5	2,0
Pootočení opěr	1,5	0	0,0
Celkové pootočení		1,7	2,3

2.7.3 Výpočet vratných sil

Výpočet vratných sil je proveden dle ČSN EN 1337-3 čl. 5.3.3.7.

Vratná síla v ložisku F_x je dána vztahem:

$$F_x = a \times b \times G \times v_x / T_e$$

kde:

- a, b jsou půdorysné rozměry elastomeru,
- G modul pružnosti ve smyku ložiska,
- v_x vodorovný posun ložiska,
- T_e celková jmenovitá tloušťka elastomeru.

Výpočet je proveden tabulkovou formou za předpokladu, že ložiska na opěrách budou mít půdorysný rozměr 150 x 200 mm a celková výška elastomeru bude $T_e = 25$ mm. Pro jiné rozměry elastomeru je nutné vratné síly přepočítat.

Výpočet vratných sil			OP1
Maximální charakter. podélná deformace	v_x	[mm]	17,5
Menší půdorysný rozměr	a	[mm]	150
Větší půdorysný rozměr	b	[mm]	200
Celková tloušťka elastomeru	T_e	[mm]	25
Modul pružnosti ve smyku	G	[MPa]	0,9
Odpor ložiska při podélné deformaci v_x	F_x	[kN]	18,9

2.7.4 Kotvení ložisek do vrchní stavby

Do vrchní ocelové stavby budou všechna ložiska kotvena pomocí šroubů jakosti 10.9 přes klínové desky.

Návrh kotvení všech ložisek do vrchní stavby: 4 x M16 jakosti 10.9

Výpočet kotvení pro pevná ložiska na opěře 2:

Návrhová podélná síla působící na ložisko	$F_{x,d}$	[kN]	43
Návrhová příčná síla působící na ložisko	$F_{y,d}$	[kN]	28
Jakost šroubů	-	-	10.9
Počet šroubů na ložisku	n	-	4
Průměr dířku šroubu	d	[mm]	16
Tloušťka vložky mezi ložiskem a pásnicí	t_p	[mm]	25
Prochází rovina střihu přes závit?			ne
Součinitel spolehlivosti	γ_{M2}	-	1,25
Pevnost šroubu	f_{ub}	[MPa]	1000
Součinitel pro výpočet únosnosti ve střihu	α_v	-	0,6
Plocha šroubu vzdorující střihu	A	[mm ²]	201,1
Součinitel snižující smykovou únosnost šroubu	β_p	-	0,709
Únosnost jednoho šroubu ve střihu (s vlivem vložky)	$F_{v,Rd,1}$	[kN]	68,5
Únosnost šroubového spoje ve střihu (s vlivem vložky)	$F_{v,Rd}$	[kN]	273,8
Návrhová výsledná vodorovná síla působící na ložisko	$F_{xy,d}$	[kN]	51,3
Využití průřezu	-	[%]	19
Vyhoví přípoj ?			ANO

2.7.5 Požadavky na ložiska

- **Všechna ložiska jsou elastomerová ložiska kotvená do vrchní i spodní stavby**
- Vrchní stavba je ocelová, spodní stavba je železobetonová
- Uvedené hodnoty reakcí, posunů a pootočení jsou návrhové
- Osy X, Y, Z jsou lokální osy ložiska
- Podélné zatížení na ložiska je stanoveno včetně vratných sil. Vratné síly jsou vypočteny pro ložisko na opěrách o půdorysných rozměrech 150 x 200 mm a celkové výšce elastomeru 25 mm.
- Pro dále uvedené hodnoty požadavků na ložiska platí předpoklad, že ložiska budou podlita po dokončení montáže OK

POŽADAVKY NA LOŽISKA		Opěra 1		Opěra 2	
		1A	1B	2A	2B
PARAMETRY		podélně pohyblivé lož.	podélně pohyblivé lož.	pevné lož.	pevné lož.
Maximální vertikální zatížení - osa Z	kN	190	190	190	190
Minimální vertikální zatížení - osa Z	kN	35	35	35	35
Max. horizontální podél. zatížení - osa X	kN	± 26	± 26	± 43	± 43
Max. horizontální příčné zatížení - osa Y	kN	± 28	± 28	± 28	± 28
Pohyb v ose mostu - osa X	mm	± 24	± 24	0	0
Přednastavení ložiska v ose X	mm	0	0	0	0
Pohyb kolmo na osu mostu - v ose Y	mm	0	0	0	0
Úhel pootočení kolem osy ložiska Y	mrad	± 2,3	± 2,3	± 2,3	± 2,3

2.8 Mostní závěry

2.8.1 Požadavky na mostní závěry

Stanovení teplotní dilatace MZ dle TNI 73 6270:

Teplotní dilatace dle TNI 73 6270:

			Opěra 1	Opěra 2
Součinitel teplotní roztažnosti materiálu	α	[°C ⁻¹]	1,2E-05	1,2E-05
Součinitel pro zatížení teplotou	γ_T	-	1,5	1,5
Dilatační délka	L	[mm]	22 240	300
Maximální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby	T _{max}	[°C]	39	39
Minimální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby	T _{min}	[°C]	-29	-29
Montážní teplota	T ₀	[°C]	10	10
Teplotní korekce pro T _{max} s ohledem na typ konstrukce teplota	ΔT_{max}	[°C]	16	16
Teplotní korekce pro T _{min} s ohledem na typ konstrukce teplota	ΔT_{min}	[°C]	-3	-3
Přídavná hodnota teploty pokrývající nejistotu polohy ložiska	ΔT_0	[°C]	7,5	7,5
Maximální teplota konstrukce	T _{e,max}	[°C]	55	55
Minimální teplota konstrukce	T _{e,min}	[°C]	-32	-32
Charakteristický teplotní rozsah pro T _{max} - protažení kce	T _{N,exp}	[°C]	52,5	52,5
Charakteristický teplotní rozsah pro T _{min} - zkrácení kce	T _{N,con}	[°C]	-49,5	-49,5
Návrhový teplotní rozsah pro T _{max} - protažení kce	T _{d,exp}	[°C]	75	75
Návrhový teplotní rozsah pro T _{min} - zkrácení kce	T _{d,con}	[°C]	-70,5	-70,5
Návrhová hodnota protažení kce	$\Delta L_{d,exp}$	[mm]	20,0	0,3
Návrhová hodnota zkrácení kce	$\Delta L_{d,con}$	[mm]	-18,8	-0,3
Návrhová hodnota celkové dilatace kce	ΔL_d	[mm]	38,8	0,5
Charakteristická hodnota protažení kce	$\Delta L_{N,exp}$	[mm]	14,0	0,2
Charakteristická hodnota zkrácení kce	$\Delta L_{N,con}$	[mm]	-13,2	-0,2
Charakteristická hodnota celkové dilatace kce	ΔL_N	[mm]	27,2	0,4

Stanovení požadovaných posunů MZ je zpracováno pomocí tabulek.

Posuny MZ			Posuny na opěře 1 (mm)		Posuny na opěře 2 (mm)	
Zatížení	γ_Q	ψ_0	Charakter. hod.	Návrhové hod.	Charakter. hod.	Návrhové hod.
Celková dilatace od teploty		0,8	27,2	38,8	0,4	0,6
Zkrácení od teploty		0,8	-13,2	-18,8	-0,2	-0,3
Protažení od teploty		0,8	14,0	20,0	0,2	0,3
Dilatace od proměnného zat. - protažení	1,35		1,1	1,5	0,0	0,0
Dilatace od proměnného zat. - zkrácení	1,35		0,0	0,0	-0,5	-0,7
Celkové zkrácení			-13,2	-18,8	-0,7	-1,0
Celkové protažení			15,1	21,5	0,2	0,3
Celková dilatace			28	40	1	1

U opěry 1 bude osazen MZ s návrhovou dilatační schopností 40 mm a u opěry 2 s návrhovou dilatační schopností 10 mm.

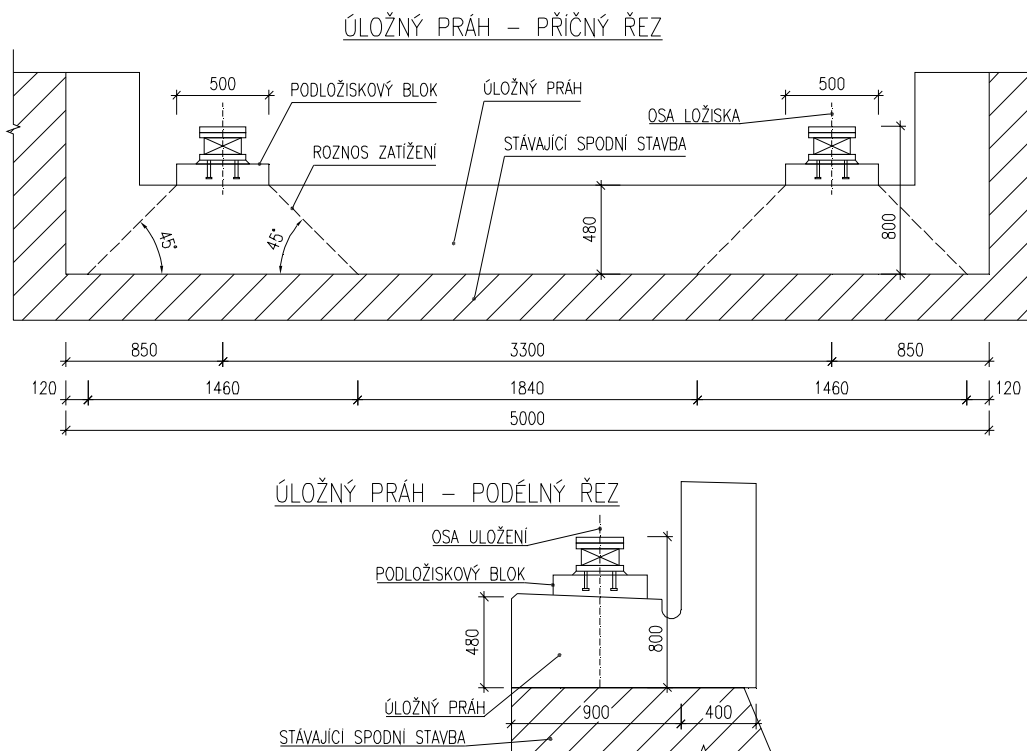
2.9 Spodní stavba

2.9.1 Posouzení namáhání stávajícího betonu nábrežní zdi

Na styku nového úložného prahu a stávající nábrežní zdi nastane od svislého zatížení následující tlakové namáhání:

- maximální návrhové svislé zatížení na ložisko $R_{z,d} = 190 \text{ kN}$
- výška úložného prahu v ose uložení $h = 480 \text{ mm}$
- šířka úložného prahu $b = 900 \text{ mm}$
- šířka podložiskového bloku 500 mm
- roznos zatížení z ložiska v příčném směru mostu na úroveň dolního líce úložného prahu $500 \text{ mm} + 2 \times 480 \text{ mm} = 1460 \text{ mm}$ (roznos zatížení pod úhlem 45°)
- zatížení z ložiska se roznese na plochu 900 mm (šířka úložného prahu) $\times 1460 \text{ mm}$
- zatížení na styčné ploše úložného prahu s nábrežní zdí

$$\sigma = 190 \times 10^3 / (900 \times 1460) = 0,14 \text{ MPa} < f_{cd} = 6,8 \text{ MPa} \text{ (beton nábrežní zdi C12/15)} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$



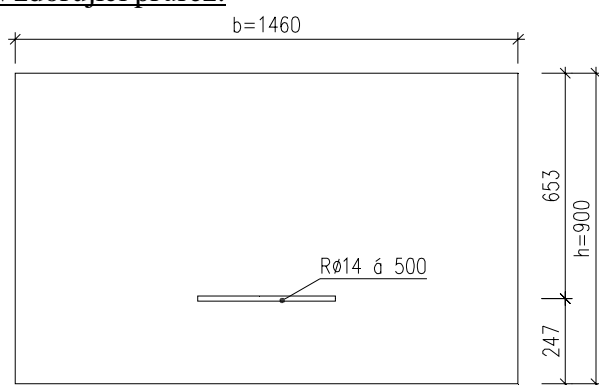
Na styku nového úložného prahu a stávající nábrežní zdi nastane od vodorovného zatížení následující ohybové namáhání:

- maximální návrhové podélné zatížení na ložisko $R_{x,d} = 43 \text{ kN}$
- výška mezi ložiskem a dolním lícem úložného prahu $r = 800 \text{ mm} \Rightarrow$ na styčné spáře vznikne návrhový ohybový moment $M_d = 43 \times 0,8 = 34,4 \text{ kNm}$
- šířka úložného prahu $b = 900 \text{ mm}$
- šířka podložiskového bloku 500 mm
- roznos zatížení z ložiska v příčném směru mostu na úroveň dolního líce úložného prahu $500 \text{ mm} + 2 \times 480 \text{ mm} = 1460 \text{ mm}$ (roznos zatížení pod úhlem 45°)
- propojení úložného prahu s nábrežní zdí bude provedeno pomocí dvojice betonářské výztuže $\phi 14$ rozmístěné v příčném směru mostu po vzdálenosti 500 mm

Posouzení průřezu na ohyb:

Charakteristické vlastnosti betonu - C12/15			
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{ck}	[MPa]	12,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	α_{cc}	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	γ_c	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	6,8
Charakteristické vlastnosti tahové výztuže - B500B			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	γ_s	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435
Posouzení prvku na ohyb			
Výška průřezu	h	[mm]	900
Šířka průřezu	b	[mm]	1 460
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	240
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	14
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	500
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	449
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	34,4
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	0
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	195
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	25
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	643
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	125,7
Využití průřezu	-	[%]	27
Vyhoví průřez ?			ANO

Vzdorující průřez:



2.9.2 Posouzení úložného prahu

Je uvažován úložný práh o šířce $b = 900$ mm a výšce $h = 480$ mm (v ose uložení). Úložný práh je zatížen maximálními reakcemi z ložisek.

V úložném prahu vzniknou návrhové vnitřní síly:

$M_{y,d} = 34,7$ kNm (tah u dolního povrchu)

$V_{z,d} = 95$ kN

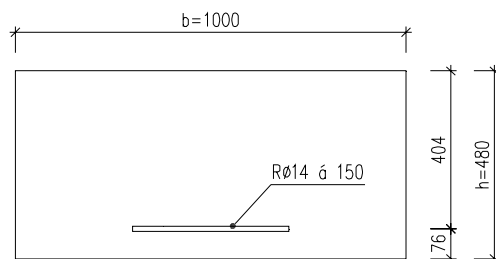
2.9.3 Posouzení na ohyb

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Návrh výztuže u horního i dolního povrchu: R14 á 150 mm

Posouzení průřezu na ohyb:

Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37			
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{ck}	[MPa]	30,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	α_{cc}	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	γ_c	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	17,0
Charakteristické vlastnosti tahové výztuže - B500B			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	γ_s	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435
Posouzení prvku na ohyb			
Výška průřezu	h	[mm]	480
Šířka průřezu	b	[mm]	900
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	69
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	14
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	150
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	924
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	34,7
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	0
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	402
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	33
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	391
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	157,0
Využití průřezu	-	[%]	22
Vyhoví průřez ?			ANO

Vzdorující průřez:

2.9.4 Posouzení na smyk

Úložný práh bude vyztužen dvoustřížnými třmínky $\phi 14$ po 200 mm.

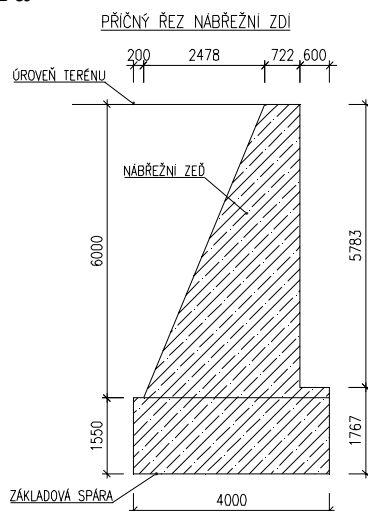
Posouzení průřezu na smyk:

Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37						
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{ck}	[MPa]	30,0			
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	α_{cc}	-	0,85			
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	γ_c	-	1,5			
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	17,0			
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	f_{ctm}	[MPa]	2,9			
Charakter. vlastnosti tahové výztuže - B500B						
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	f_{yk}	[MPa]	500			
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	γ_s	-	1,15			
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435			
Posouzení prvku se svislými třmínky						
Návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN]	95			
Počet stříhů smykové výztuže	n	-	2			
Průměr smykové výztuže	d_{sw}	[mm]	14			
Vzdálenost smykové výztuže v podélném směru	s	[mm]	200			
Výška průřezu	h	[mm]	480			
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti	b_w	[mm]	900			
Jmenovité krytí výztuže betonem	c_{nom}	[mm]	55			
Průměr podélné tahové výztuže	d_s	[mm]	14			
Účinná výška průřezu	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2$	[mm]	404			
Průřezová plocha smykové výztuže	A_{sw}	[mm ²]	308			
Stupeň vyztužení smykovou výztuží	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s)$	-	0,0017			
Minimální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk}$	-	8,76E-04	→	Vyhovuje	
Maximální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot V \cdot f_{cd} / f_{ywd}$	-	1,03E-02	→	Vyhovuje	
Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	-	0,528			
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9d$	[mm]	364			
Minimální únosnost tlakových diagonál (pro $\cot\theta=2,5$)	$\min(V_{Rd,max}) = V \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot 2,5 / (1 + 2,5^2)$	[kN]	1 013	>	$V_{Ed} = 95,0$ kN	
	→ lze předpokládat $\cot\theta=2,5$					
Návrhová únosnost svislých třmínků	$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta / s$	[kN]	608	>	$V_{Ed} = 95,0$ kN	
				→	Vyhovuje	

2.9.5 Posouzení základové spáry a stability nábrežní zdi

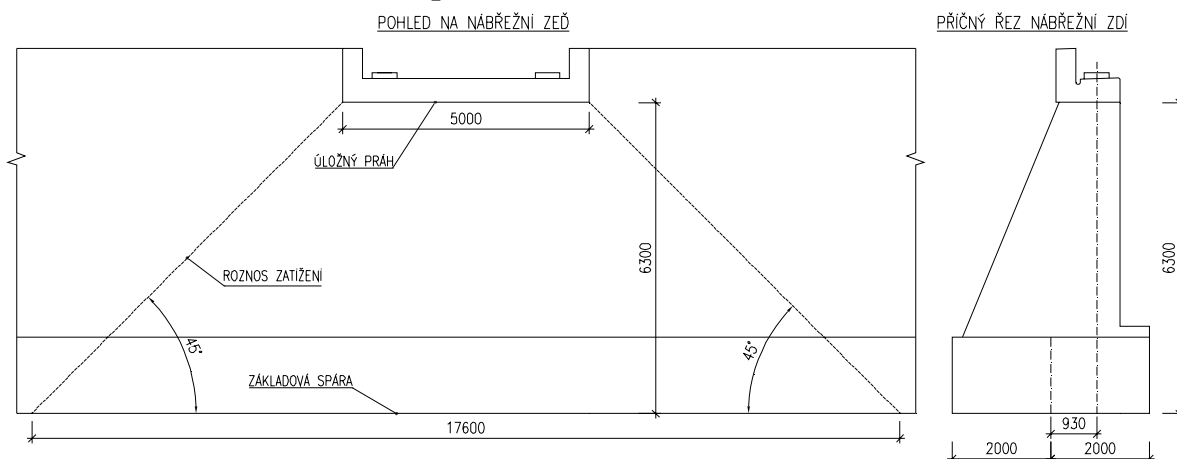
Napětí v základové spáře nábrežní zdi před vybudováním lávky:

- výpočet je vztažen na 1 m délky nábrežní zdi
- průřezová plocha nábrežní zdi včetně základu $A = 18,1 \text{ m}$
- tíha nábrežní zdi $F_1 = 18,1 \times 25 = 452,5 \text{ kN/m}$
- průřezová plocha přitěžující zeminy $A = 8,6 \text{ m}$
- tíha přitěžující zeminy $F_2 = 8,6 \times 20 = 172 \text{ kN/m}$
- šířka základu $b = 4 \text{ m}$
- v základové spáře vznikne od vlastní tíhy návrhové napětí $\sigma = (452,5 + 172) / (1,0 \times 4) \times 1,35 = 156 \times 1,35 = 211 \text{ kPa}$



Přetížení v základové spáře od svislého zatížení lávkou:

- maximální návrhové svislé zatížení na ložisko $R_{z,d} = 190 \text{ kN}$
 - výška nábrežní zdi pod úložným prahem (včetně základu) $h = 6,3 \text{ m}$
 - šířka základu $b = 4 \text{ m}$
 - délka úložného prahu $l = 5 \text{ m}$
 - roznos zatížení z ložisek v příčném směru mostu na úroveň základové spáry $5 \text{ m} + 2 \times 6,3 \text{ m} = 17,6 \text{ m}$ (roznos zatížení pod úhlem 45°)
 - excentricita zatížení od lávky vůči středu základu $e = 0,93 \text{ m}$
- v základové spáře vznikne od svislého zatížení lávkou návrhové napětí $\sigma = 2 \times 190 / (17,6 \times (4 - 2 \times 0,93)) = 10 \text{ kPa}$ vidíme přetížení, že je oproti stávajícímu zatížení (211 kPa) zanedbatelné \Rightarrow základová spára VYHOVÍ



Posouzení stability nábrežní zdi:

Na nábrežní zeď budou z lávky působit tyto podélné síly:

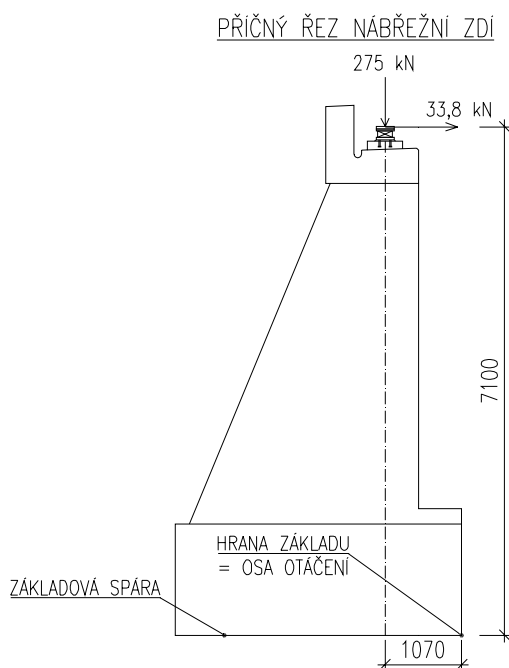
- Vratné síly v ložiscích od deformace elastomeru při dilataci lávky. Jedná se o deformační zatížení, jehož hodnota s vychýlením nábrežní zdi klesá. Vzhledem k malým hodnotám dilatace lávky a povaze zatížení můžeme zatížení zanedbat
- Podélné zatížení od chodců vyvolá destabilizující moment, který otáčí s nábrežní zdí okolo hrany základu.

Stabilizující síly od zatížení lávkou (působí proti převržení nábrežní zdi):

- Svislé zatížení od lávky při plném zatížení chodci – $2 \times (52,5 + 85) = 275 \text{ kN}$ (minimální návrhová hodnota)
- Vzdálenost osy uložení od hrany základu $r = 1,07 \text{ m}$
- Od svislého zatížení vznikne stabilizující moment $M_{st} = 275 \times 1,07 = 294,3 \text{ kNm}$

Destabilizující síly od zatížení lávkou (způsobují převržení nábrežní zdi):

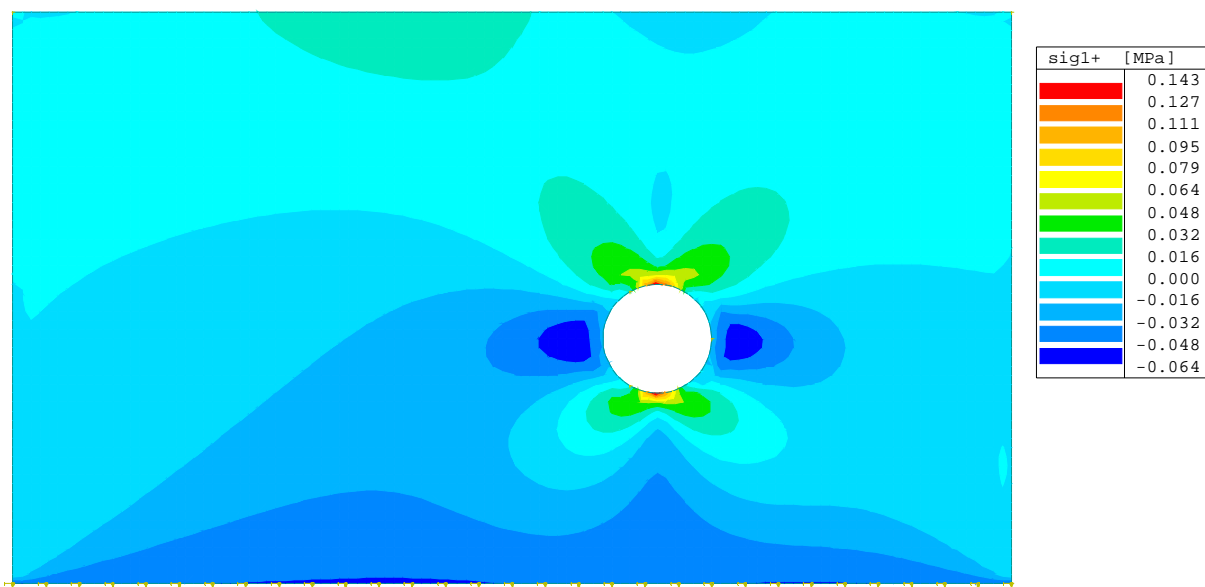
- Vodorovné zatížení od chodců na lávce – $2 \times 16,9 = 33,8 \text{ kN}$ (návrhová hodnota)
- Svislá vzdálenost mezi ložiskem a základovou spárou $r = 7,1 \text{ m}$
- Od vodorovné zatížení vznikne destabilizující moment $M_{dest} = 33,8 \times 7,1 = 240 \text{ kNm} < M_{st} = 294,3 \text{ kNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ. Stabilizující účinky od působení lávky jsou větší než destabilizující a tedy nedojde k převržení nábrežní zdi.}$



2.9.6 Posouzení vlivu vyústění vodního toku Včelínek

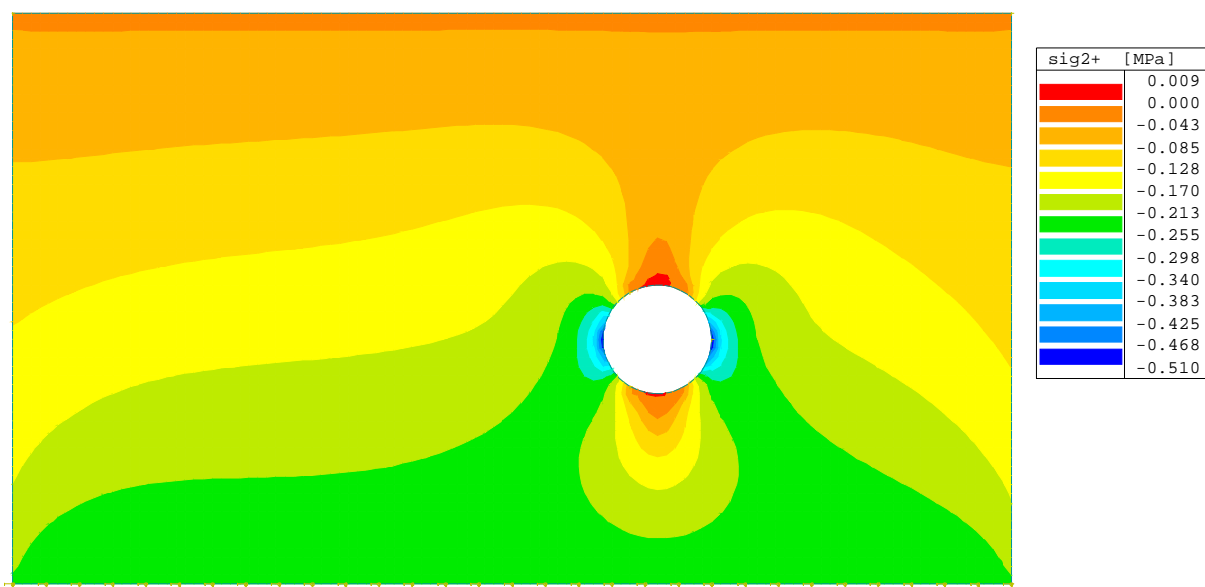
Pravostranná nábrežní zeď je oslabena vyústěním vodního toku Včelínek. Provedeme posouzení napjatostního stavu betonu v okolí otvoru. Posouzení je provedeno na stěnovém výpočtovém modelu, zahrnujícím výsek nábrežní zdi v šířce 11 m. Posouzení je provedeno pro konstrukci z prostého betonu. Pro ilustraci vlivu přetížení lávkou je zobrazeno původní napětí v okolí otvoru a napětí po maximálním přetížení lávkou.

Hlavní tahové návrhové napětí od vlastní tíhy nábrežní zdi (bez vlivu přetížení lávkou):

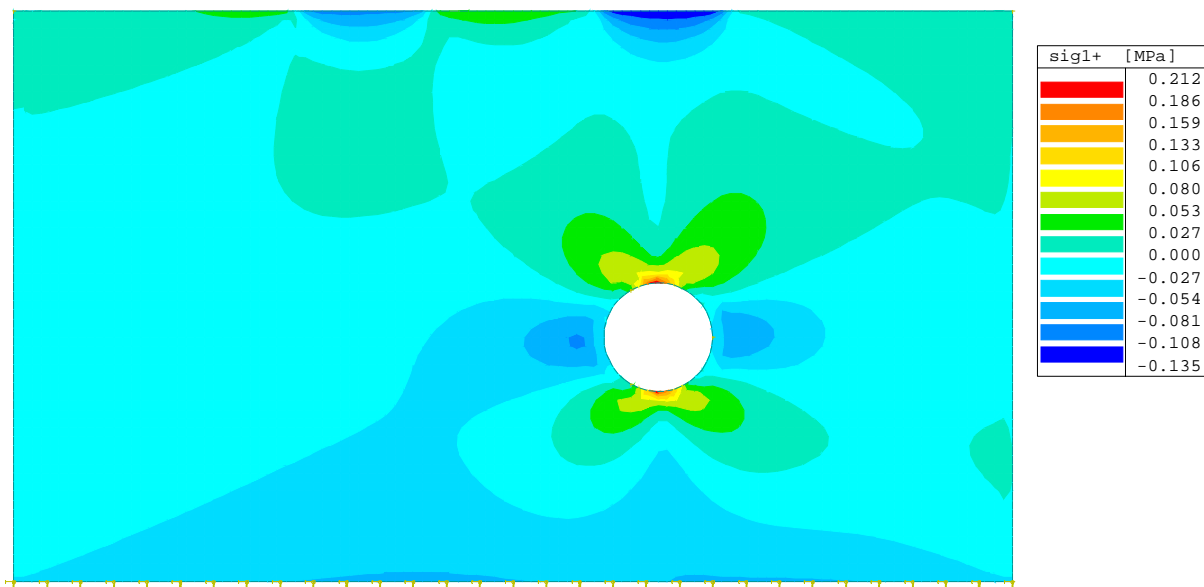


Hlavní tahové návrhové napětí v betonu $\sigma_{t,d} = 0,143$ MPa.

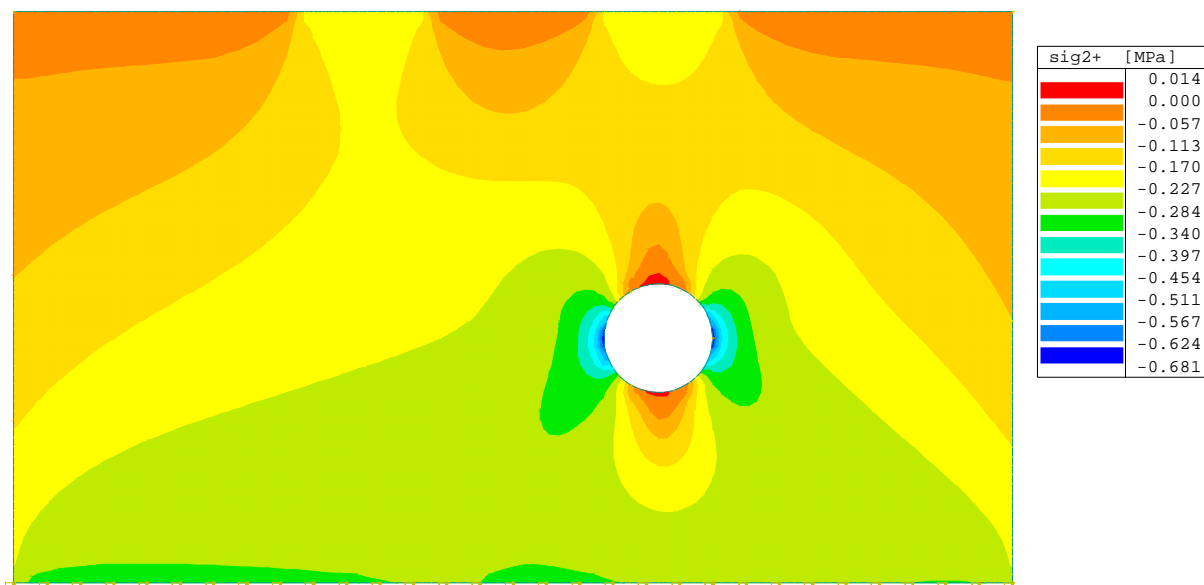
Hlavní tlakové návrhové napětí od vlastní tíhy nábrežní zdi (bez vlivu přetížení lávkou):



Hlavní tlakové návrhové napětí v betonu $\sigma_{c,d} = -0,510$ MPa.

Hlavní tahové návrhové napětí po přetížení lávkou:**Posouzení:**

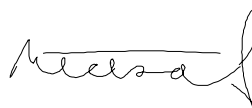
Hlavní tahové návrhové napětí v betonu $\sigma_{t,d} = 0,212 \text{ MPa} < \alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,4 \times 1,1 / 1,5 = 0,293 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ.}$

Hlavní tlakové návrhové napětí po přetížení lávkou:**Posouzení:**

Hlavní tlakové návrhové napětí v betonu $\sigma_{c,d} = 0,681 \text{ MPa} < \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 12 / 1,5 = 6,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ.}$

3 Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí, včetně změny A1
- [2] ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [3] ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení konstrukcí, Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
- [5] ČSN EN 1991-1-7 – Zatížení konstrukcí, Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí, Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [8] ČSN EN 1993-1-1 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [9] ČSN EN 1993-1-4 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-4: Obecná pravidla – Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli
- [10] ČSN EN 1993-1-5 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-5: Boulení stěn
- [11] ČSN EN 1993-1-8 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-8: Navrhování styčníků
- [12] ČSN EN 1993-1-9 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-9: Únava
- [13] ČSN EN 1993-1-10 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou
- [14] ČSN EN 1993-2 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 2: Ocelové mosty
- [15] ČSN EN 1337-1 – Stavební ložiska, Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [16] ČSN EN 1337-3 – Stavební ložiska, Část 3: Elastomerová ložiska
- [17] ČSN EN 1337-4 – Stavební ložiska, Část 4: Válcová ložiska



Brno, leden 2021

Vypracoval Ing. Petr Nečas