

II/115 Řevnice - Vižina, rekonstrukce - 2. etapa

PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY

SRPEN 2023

STŘEDOČESKÝ KRAJ

Zborovská 11, 150 21 Praha 5

OBJEDNATEL



SHB, akciová společnost

Masná 8, 702 00 Ostrava

ZHOTOVITEL



HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU

ING. HUBERT ŘEHULKA

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM : S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM : Bpv

ZHOTOVITEL ČÁSTI PD

VEDOUCÍ PROJEKTANT	ING. VOJTĚCH KONEČNÝ		
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. ALEŠ KOZELKA		
VYPRACOVAL	ING. PETR NOVÁK		
KONTROLOVAL	ING. VOJTĚCH KONEČNÝ		
KRAJ: STŘEDOČESKÝ	MĚÚ/OÚ: ŘEVNICE	DATUM	SRPEN 2023
K.Ú.: ŘEVNICE		FORMÁT	A4
NÁZEV OBJEKTU:		MĚŘÍTKO	
SO 222 Rekonstrukce mostu ev. č. 115-012		ÚČEL	PDPS
		ČÍS. ZAKÁZKY	5/17 102
		ARCHIVNÍ ČÍS.	
NÁZEV PŘÍLOHY:	STATICKÝ VÝPOČET	ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. PŘÍLOHY
			10

Obsah statického výpočtu:

1	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	2
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	2
1.1.1	<i>Stavba.....</i>	2
1.1.2	<i>Investor, objednatel.....</i>	2
1.1.3	<i>Projektant.....</i>	2
2	VLASTNÍ STATICKÝ VÝPOČET.....	3
2.1	VÝPOČTOVÉ MODELY	3
2.2	ZATÍŽENÍ.....	4
2.2.1	<i>Stálé zatížení.....</i>	4
2.2.2	<i>Proměnná zatížení.....</i>	6
2.2.3	<i>Kombinace zatížení</i>	9
2.3	PREFABRIKÁTY IZM	10
2.4	MONOLITICKÝ RÁM	10
2.4.1	<i>Přehled ohybových momentů.....</i>	10
2.4.2	<i>Posouzení na ohyb</i>	12
2.4.3	<i>Smykové namáhání.....</i>	16
2.4.4	<i>Posouzení kontaktního napětí v základové spáře</i>	17
3	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	18

1 Technická zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Identifikační údaje

1.1.1 Stavba

Název stavby : Rekonstrukce mostu ev.č.115-011a
Kraj : Středočeský
Katastrální území : Řevnice
Charakter stavby : Novostavba – náhrada původního mostu
Pozemní komunikace : Silnice II/115
Správce mostu : kraj Středočeský, SÚS Kladno
majetková správa Beroun, cestmistrovství Králův dvůr
Stupeň dokumentace : PDPS

1.1.2 Investor, objednatel

Název: **Středočeský kraj**
Zborovská 11, 150 21 Praha 5
IČ: 70 89 10 95
Akci zajišťuje: **Krajská správa a údržba silnic**
Žižkova 1, 251 01 Říčany

1.1.3 Projektant

Projektant : **SHB, akciová společnost**
Masná 1498/8, 702 00 Ostrava

Hlavní inženýr projektu (HIP) : Ing. Vojtěch Konečný
Zodpovědný projektant (ZP) : Ing. Aleš Kozelka

2 Vlastní statický výpočet

2.1 Výpočtové modely

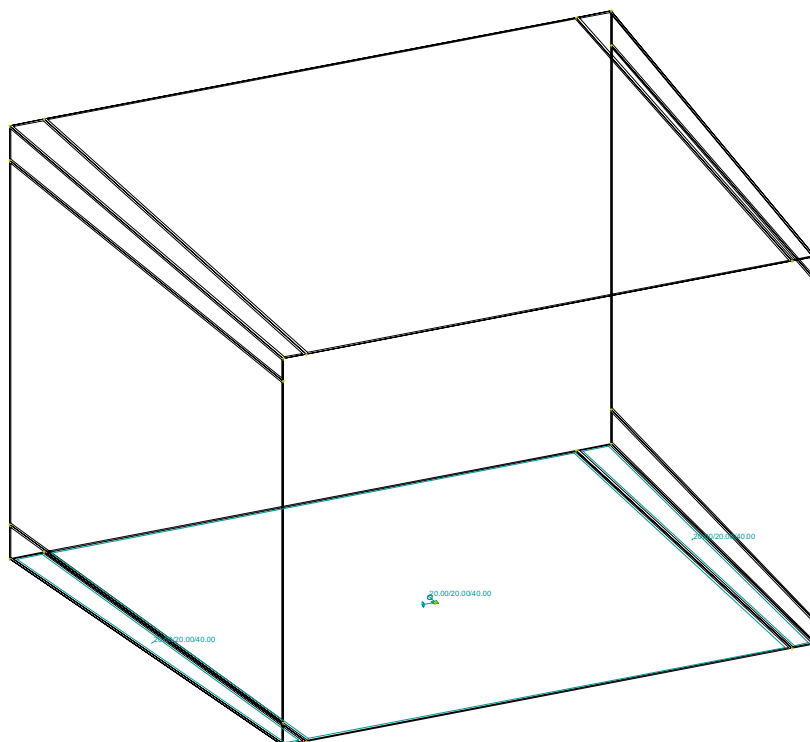
Výpočtový model je omezen pouze na monolitickou část NK, která zajišťuje napojení stávajících rámu na nové prefabrikované rámy typu IZM.

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.

Seznam a popis výpočtových modelů:

MODEL: Prostorový deskostěnový model je vytvořen pro analýzu namáhání rozhodujících prvků. Všechny prvky nosné konstrukce (mostovková deska, dřík, základová deska,) jsou modelovány 2D prvky. Podepření základové desky je provedeno pružným plošným podepřením 2D maker, které simuluje podloží. Tuhost podloží byla zvolena tak, aby max. sednutí základu bylo pro rozhodující kombinaci zatížení do 5 mm. Předpokládá se, že reálná sednutí budou menší. Menší tuhost podloží byla zvolena s ohledem na analýzu základové desky, která je více namáhána právě při menší tuhosti podloží.



Výpočtový model

2.2 Zatížení

- všechny uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické dle soustavy norem EN.
- u každého zatížení je v závorce uvedeno, kterého prvku NK se zatížení týká – monolitické rámu nebo prefabrikátu IZM

2.2.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha NK (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tíha NK je generována přímo výpočetním programem

Římsa a podloží (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- průměrná tloušťka podloží římsy je 470 mm

Zatížení mostovky od vlastní tíhy římsy:

Římsa	Objemová tíha ŽB (kN/m ³)	Plocha části nad mostovkou (m ²)	Plocha přecházející části (m ²)	Zatěžovací šířka (m)	Plošné zatížení (kN/m ²)	Liniové zatížení (kN/m)	Celkové zatížení (kN/m)
pravá římsa	25	0,605	0,121	2,43	6,2	3,0	18,2

Plošné zatížení od podloží římsy:

Objemová tíha podloží (kN/m ³)	Tloušťka podloží (mm)	Plošné zatížení (kN/m ²)
22	470	10,3

Vozovka a podloží (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka vozovkového souvrství a jeho podloží až k hornímu povrchu NK se pohybuje od 530 mm po 720 mm

Plošné zatížení od vlastní tíhy vozovky a podloží:

Objemová tíha vozovky (kN/m ³)	Tloušťka vozovky a podloží (mm)	Plošné zatížení (kN/m ²)
22	530	11,7
22	720	15,8

Zídka na římse (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$

Zatížení mostovky od vlastní tíhy říms:

Objemová tíha (kN/m ³)	Plocha přečnivající části (m ²)	Liniové zatížení (kN/m)
24	0,36	8,6

Chodník a podloží (monolitický rám)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka chodníkového souvrství a jeho podloží až k hornímu povrchu NK se pohybuje od 370 mm po 870 mm

Plošné zatížení od vlastní tíhy chodníku a podloží:

Objemová tíha chodníku (kN/m ³)	Tloušťka chodníku a podloží (mm)	Plošné zatížení (kN/m ²)
22	370	8,1
22	870	19,1

Zatížení smrštěním betonu (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

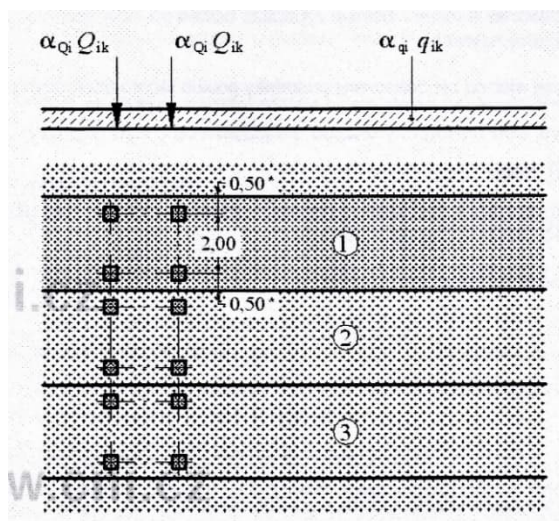
- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- bylo uvažováno poměrné smrštění betonu $\epsilon_{cs00} = 0,25 \text{ mm/m}$

2.2.2 Proměnná zatížení

Zatěžovací model LM1(prefabrikáty IZM)

- $Q = 1,35$
- souč. kombinace - plošné zatížení $\psi_0 = 0,4$, nápravové zatížení $\psi_0 = 0,75$
- zatěžovací šířka vozovky 6,5 m \Rightarrow 2 zatěžovací pruhy šířky 3,0 m a zbývající šířka 0,5 m zatěžované plochy
- plošné zatížení v 1. zatěžovacím pruhu $\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 1,0 \times 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
- plošné zatížení v 2. zatěžovacím pruhu $\alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2,4 \times 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- plošné zatížení na zbývající zatěžovací ploše $\alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 1,2 \times 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- nápravové síly od dvounápravy v 1. zatěžovacím pruhu $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,0 \times 300 = 300 \text{ kN}$
- nápravové síly od dvounápravy v 2. zatěžovacím pruhu $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 1,0 \times 200 = 200 \text{ kN}$
- dynamický součinitel je již zahrnut v hodnotách zatížení

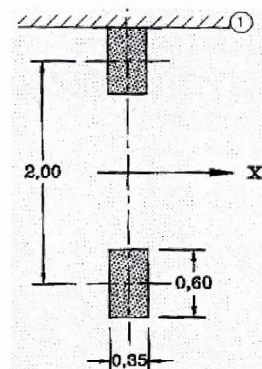
Obecné schéma zatížení dle ČSN EN 1991-2:



Zatěžovací model LM2(prefabrikáty IZM)

- $\gamma_Q = 1,35$
- model zatížení 2 je tvořen jednou nápravovou silou :
 $\beta_Q \times Q_{ak} = 0,8 \times 400 = 320 \text{ kN}$
- dynamický součinitel je již zahrnut
v hodnotách zatížení

Schéma zatížení dle ČSN EN 1991-2:



Legenda

- X podélná osa mostu
- 1 obrubník

Zatěžovací model LM3 (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_Q = 1,35$
- pro silnici II. třídy je definován model **1800/200** tj. 9 náprav po 200 kN, tzn. souprava o celkové hmotnosti 1800 kN = **180 tun**
- tento model se pohybuje v ideální stopě mostu s přípustnou excentricitou $\pm 0,5$ m za vyloučení další dopravy (model není kombinován s dalším dopravním nahodilým zatížením)
- vozidlo se pohybuje rychlostí do 70 km/h, dynamické účinky se uvažují hodnotou $\phi = 1,25$

Zatížení chodníků davem lidí (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

- $\gamma_Q = 1,35$
- je uvažováno rovnoměrné zatížení **5,0 kN/m²**
- v kombinaci s dopravním zatížením je uvažováno s kombinační hodnotou **3,0 kN/m²**

Brzdné a rozjezdové síly od modelu LM1 a šikmé brždění (příčné zatížení) (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_Q = 1,35$
- zatěžovací délka (= délka nosné konstrukce) $l = 2,5$ m
- brzdná a rozjezdová síla: $Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times 2Q_{1k} + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_l \times L$
- příčná brzdná síla (šikmé brždění): $Q_{trk} = 0,25 \times Q_{lk}$

Výpočet brzdné síly dle ČSN EN 1991-2					
Nápravová síla v pruhu č. 1	Q_{1k}	[kN]	300		
Plošné zatížení v pruhu č. 1	q_{1k}	[kN/m ²]	9		
Šířka pruhu č. 1	w_1	[m]	3		
Zatěžovací délka pruhu č. 1	L	[m]	2,50		
Regulační součinitel nápravové síly v pruhu č. 1	α_{Q1}	-	1	dle tab. NA.1	
Regulační součinitel plošného zatížení v pruhu č. 1	α_{q1}	-	1	dle tab. NA.1	
Brzdná síla od nápravových sil	$Q_{lk,Q}$	[kN]	360,0		
Brzdná síla od plošného zatížení	$Q_{lk,q}$	[kN]	6,8		
Brzdná síla celková	Q_{lk}	[kN]	366,8		
Brzdná síla minimální	$Q_{lk,min}$	[kN]	180,0		
Brzdná síla maximální	$Q_{lk,max}$	[kN]	900,0		
Brzdná síla výsledná	Q_{lk}	[kN]	366,8		
Šikmé brždění (příčné zatížení)	Q_{trk}	[kN]	91,7		

Brzdné a rozjezdové síly od modelu LM3 (prefabrikáty IZM)

- $\gamma_Q = 1,35$
- brzdná a rozjezdová síla: $Q_{lk} = 0,6 \times Q_{LM3} + 0,10 \times \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_2 \times L$

Výpočet brzdné síly dle ČSN EN 1991-2				
Zatěžovací délka pruhu č. 1	L	[m]	2,50	
Nápravová síla od LM3		[kN]	200	
Počet náprav LM3	n	-	9	
Vzdálenost náprav LM3	e	[m]	1,5	
Plošné zatížení v pruhu č. 2	q_{2k}	[kN/m ²]	0	
Šířka pruhu č. 2	w_2	[m]	3	
Regulační součinitel plošného zatížení v pruhu č. 1	α_{q1}	-	1	dle tab. NA.1
Regulační součinitel plošného zatížení v pruhu č. 2	α_{q2}	-	1	dle tab. NA.1
Brzdná síla od LM3	$Q_{lk,LM3}$	[kN]	240,0	
Brzdná síla od LM1	$Q_{lk,LM1}$	[kN]	0,0	
Brzdná síla celková	Q_{lk}	[kN]	240,0	
Brzdná síla minimální	$Q_{lk,min}$	[kN]	180,0	
Brzdná síla maximální	$Q_{lk,max}$	[kN]	600,0	
Brzdná síla výsledná	Q_{lk}	[kN]	240,0	

Zatížení příčným a podélným větrem (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

- $\gamma_Q = 1,5$
- s ohledem na charakter konstrukce nebude uvažováno

Zatížení nerovnoměrným oteplením (ochlazením) NK (svislá složka) (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

- $\gamma_Q = 1,5$

Svislá lineární složka teploty je stanovena dle postupu 1 pro mostní svršek tloušťky 150 mm:

- horní povrch NK je teplejší než dolní: $k_{sur} \times \Delta T_{M, heat} = 0,5 \times 15 = 8^\circ\text{C}$
- dolní povrch NK je teplejší než horní: $k_{sur} \times \Delta T_{M, cool} = 1,0 \times 8 = 8^\circ\text{C}$

Zatížení zemním tlakem (prefabrikáty IZM, monolitický rám)

- $\gamma_Q = 1,35$
- je uvažován klidový zemní tlak
- zasypaná NK bude ze štěrkopísku – objemová tíha $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
– úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 30^\circ$
- součinitel zemního tlaku $K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$
- přitížení od dopravního zatížení bude aplikováno z modelu LM1 na plochu $3 \times 4,5 \text{ m}$
- svislé přitížení od LM1 $q_z = \frac{2 \cdot 300}{3 \cdot 4,5} + 9 = \underline{\underline{53,5 \text{ kN/m}^2}}$

Mimořádné zatížení vozidlem na chodníku (monolitický rám)

- jedná se o mimořádné zatížení dle čl. 4.7.3.1 dle ČSN EN 1991-2
- na nechráněném chodníku se předpokládá působení nápravy o hodnotě $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 0,8 \times 200 = \mathbf{160 \text{ kN}}$
- dosedací plocha kola je 400 x 400 mm
- průměrná tloušťka chodníku s podloží pro roznos zatížení pod úhlem 45° je 600 mm
- nápravová síla se roznese na plošné zatížení $160/(1,6 \times 1,6) = \mathbf{63 \text{ kN/m}^2}$

2.2.3 Kombinace zatížení

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

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

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

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. **S ohledem na relativně malý podíl stálého zatížení na celkovém namáhání konstrukce rozhodovala vždy kombinace (6.10b).**

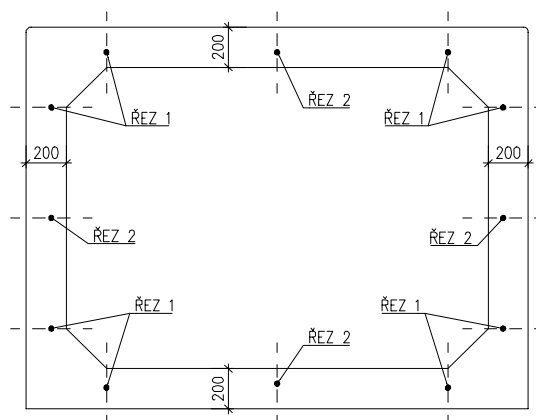
2.3 Prefabrikáty IZM

Na prefabrikovanou část NK budou použity typové prefabrikáty typu IZM-P 2100/1500. Tyto rámové konstrukce jsou vyráběny pro největší možné zatížení vznikající při dopravě při minimálním krytí 500 mm včetně konstrukce vozovky (je splněno). Posudek nebude prováděn.

2.4 Monolitický rám

2.4.1 Přehled ohybových momentů

Dimenzační ohybové momenty jsou vztaženy na 1m šířky desky a sledované místo je specifikováno řezem a povrchem s tahovou výztuží. Vnitřní síly jsou uvedeny v návrhových hodnotách od rozhodujících kombinací zatížení.



Přehled ohybových momentů v podélném směru:

Přehled ohybových momentů v podélném směru	M_{xed} [kNm/m] - návrhová KZ od chodců		M_{xed} [kNm/m] - mimořádná KZ od vozidla na chodníku	
	Řez 1 - vnější povrch tažený	Řez 2 - vnitřní povrch tažený	Řez 1 - vnější povrch tažený	Řez 2 - vnitřní povrch tažený
Horní deska	30,0	33,5	30,7	46,7
Dřík	29,2	9,1	32,1	0,0
Dolní deska	24,4	27,4	33,5	43,5

Přehled ohybových momentů v příčném směru:

Přehled ohybových momentů v příčném směru	M_{yed} [kNm/m] - návrhová KZ od chodců		M_{yed} [kNm/m] - mimořádná KZ od vozidla na chodníku	
	Řez 1 - vnější povrch tažený	Řez 2 - vnitřní povrch tažený	Řez 1 - vnější povrch tažený	Řez 2 - vnitřní povrch tažený
Horní deska	18,9	15,5	6,5	8,9
Dřík	7,5	2,5	7,9	0,7
Dolní deska	5,2	3,9	7,6	7,7

Horní a dolní deska budou ve středu rozpětí (řez 2 – výztuž u vnitřního povrchu) dimenzovány v **podélném směru** na **$M_x = 46,7 \text{ kNm}$** .

Dřívky rámu budou ve středu rozpětí (řez 2 – výztuž u vnitřního povrchu) dimenzovány v **podélném směru** na **$M_x = 9,1 \text{ kNm}$** .

Všechny prvky rámu budou v rozích (řez 1 – výztuž u vnějšího povrchu) dimenzovány v **podélném směru** na **$M_x = 33,5 \text{ kNm}$** .

Všechny prvky rámu budou u vnějšího i vnitřního povrchu dimenzovány v **příčném směru** (rozdělovací výztuž) na **$M_y = 18,9 \text{ kNm}$** .

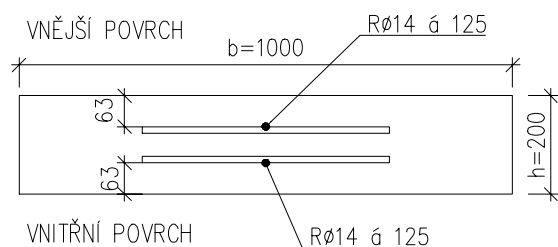
2.4.2 Posouzení na ohyb

Posouzení průřezu horní a dolní desky v podélném ve středu rozpětí (řez 2 – výztuž u vnitřního povrchu):

Návrh: R14 á 125 mm

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]	200
Šířka průřezu	b	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	63
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	14
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	125
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	1 231
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	46,7
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	0

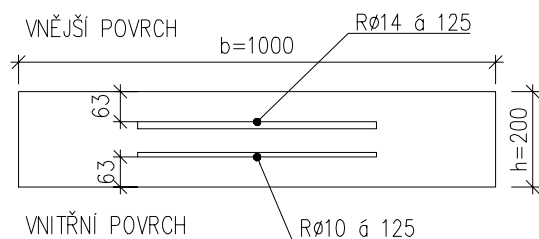
Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	σ_n	[MPa]	0
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	σ_s	[MPa]	435
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	535
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	39
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	114
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	61,1
Využití průřezu	-	[%]	76
Vyhoví průřez ?			ANO



Posouzení průřezu dříku rámu v podélném ve středu rozpětí (řez 2 – výztuž u vnitřního povrchu):**Návrh: R10 á 125 mm**

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]	200
Šířka průřezu	b	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	63
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	10
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	125
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	628
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	9,1
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	0

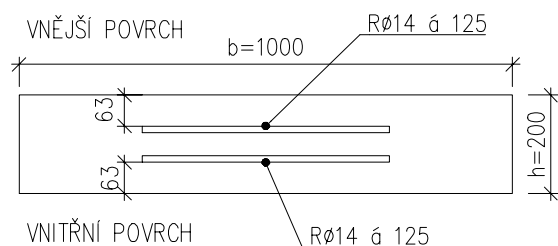
Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	σ_n	[MPa]	0
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	σ_s	[MPa]	435
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	273
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	20
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	124
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	33,8
Využití průřezu	-	[%]	27
Vyhoví průřez ?			ANO



Posouzení průřezu v rozích rámu v podélném směru (řez 1– výztuž u vnějšího povrchu):**Návrh: R14 á 125 mm**

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]	200
Šířka průřezu	b	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	63
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	14
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	125
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	1 231
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	33,5
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	0

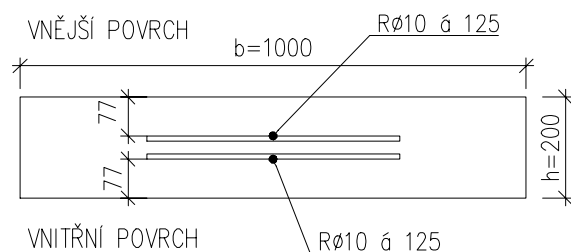
Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	σ_n	[MPa]	0
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	σ_s	[MPa]	435
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	535
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	39
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	114
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	61,1
Využití průřezu	-	[%]	55
Vyhoví průřez ?			ANO



Posouzení průřezu rámu v příčném směru u vnějšího i vnitřního povrchu:**Návrh: R10 á 125 mm**

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]	200
Šířka průřezu	b	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	77
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	10
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	125
Plocha výztuže	A_s	[mm ²]	628
Návrhový ohybový moment	m_y	[kNm]	18,9
Návrhová osová síla (kladná)	n_y	[kN]	0

Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	σ_n	[MPa]	0
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	σ_s	[MPa]	435
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	273
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	20
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	110
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	30,0
Využití průřezu	-	[%]	63
Vyhoví průřez ?			ANO



2.4.3 Smykové namáhání

V deskách rámu působí maximální návrhová posouvající síla $V_{ed} = 90 \text{ kN/m}$.

Posouzení průřezu na smyk (bez smykové výztuže):

Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37			
Charakter. 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
Průměr. hod. pevnosti betonu v dostřed. tahu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
Charakter. vlastnosti tahové výztuže - B500B			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Dílčí souč. spolehlivosti betonářské výztuže	γ_s	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435
Posouzení prvku bez smykové výztuže			
Návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN]	90
Výška průřezu	h	[mm]	200
Nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti	b_w	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže betonem	c_{nom}	[mm]	55
Průměr podélné tahové výztuže	ϕ	[mm]	14
Vzdálenost prutů podélné tahové výztuže	a	[mm]	125
Průřezová plocha podélné tahové výztuže	A_{sl}	[mm ²]	1 232
Účinná výška průřezu	$d = h - c_{nom} - \phi / 2$	[mm]	138
Stupeň vyztužení podélnou výztuží	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	-	0,0089
Empirický součinitel	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$	-	0,12
Parametr vlivu výšky	$k = 1 + (200/d)^{0,5}$	-	2,20
	$k > 2,0 \rightarrow k$	-	2,0
Součinitel	k_1	-	0,15
Normálová síla v průřezu od zatížení	N_{Ed}	[kN]	0
Plocha průřezu	$A_c = b_w \cdot h$	[mm ²]	200 000
Normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed}	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	[MPa]	0
	$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \rightarrow \sigma_{cp}$	[MPa]	0
Minimální hodnota smykového napětí, které přeneše prvek v šikmé trhlíně	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	[MPa]	0,54
Min. návrhová hodnota únosnosti ve smyku	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	[kN]	74,8
Návrhová hodnota únosnosti ve smyku	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	[kN]	99,1
	$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\}$	[kN]	99,1
Reduk. souč. pevnosti betonu při porušení smykem	$v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	-	0,528
Návrhová únosnost tlakových diagonál	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]	619,3

< 0,02

 $N_{Ed} > 0$ pro tlak> $V_{Ed} = 90,0 \text{ kN}$

→ Vyhovuje

> $V_{Rd,c} = 99,1 \text{ kN}$

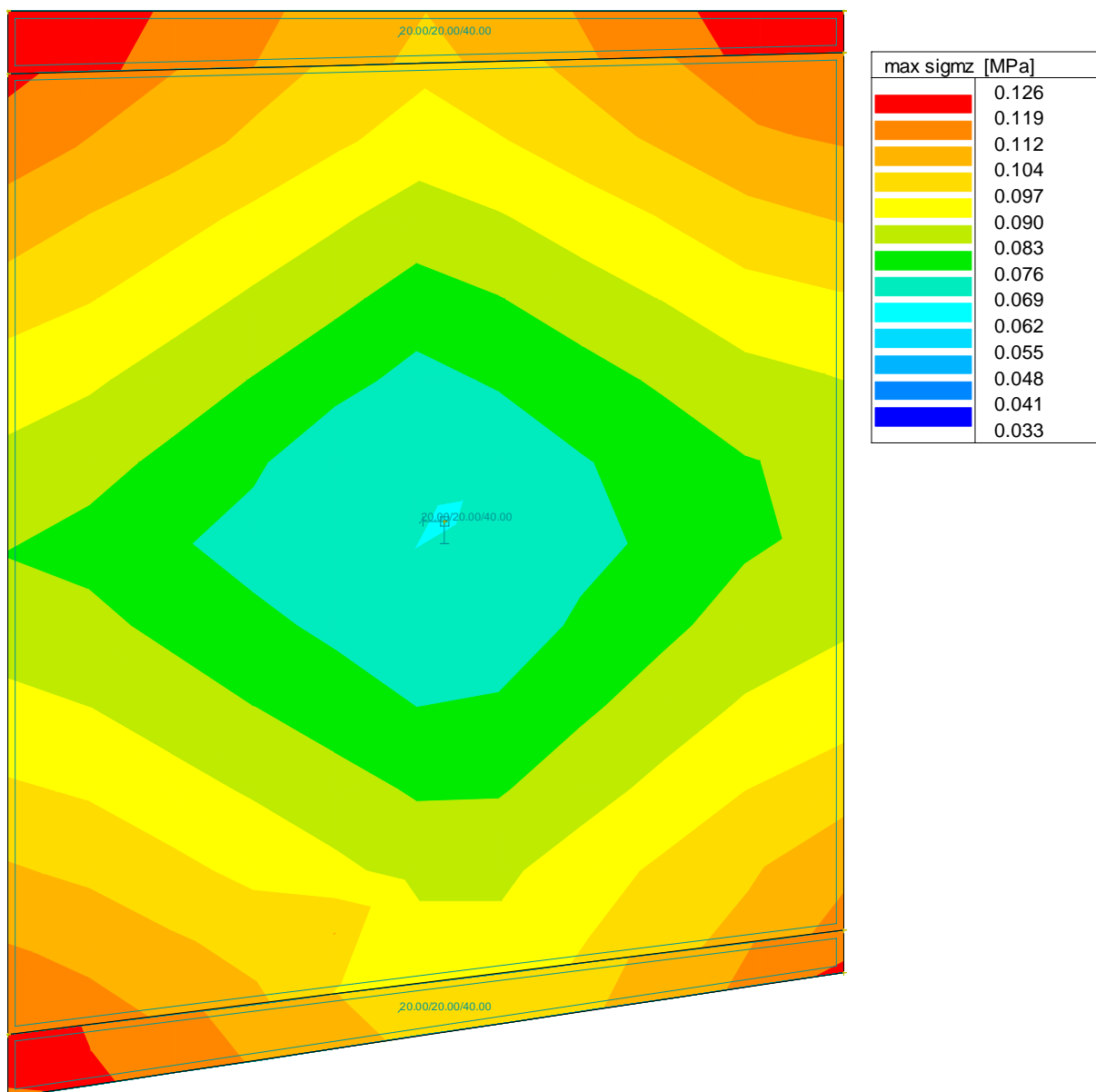
→ Vyhovuje

V rámu jsou navrženy spony konstrukčně z R8 – 9 ks na m².

2.4.4 Posouzení kontaktního napětí v základové spáře

Předpokládá se, že v základové spáře budou zeminy třídy F3 MS nebo F4 CS s minimální únosností $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$.

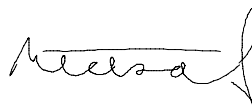
Obálka kontaktních napětí v základové spáře od návrhových kombinací zatížení:



Špičky kontaktního napětí dosahují hodnot $\sigma = 126 \text{ kPa} < R_{dt} = 250 \text{ kPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$.

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 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [6] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty-Navrhování a konstrukční zásady
- [7] ČSN EN 1993-1-1 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1993-1-5 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-5: Boulení stěn
- [9] ČSN EN 1993-1-8 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-8: Navrhování styčníků
- [10] ČSN EN 1993-1-9 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-9: Únava
- [11] ČSN EN 1993-1-10 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou
- [12] ČSN EN 1993-2 – Navrhování ocelových konstrukcí, Část 2: Ocelové mosty
- [13] ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [14] ČSN 73 0038 – Hodnocení a ověření existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení
- [15] ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací



Brno, únor 2023

Vypracoval Ing. Petr Nečas