

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	<b>PIS PECHAL, s.r.o.</b> Projektové a inženýrské služby 602 00 BRNO, Lidická 42 tel: 731 482 865, 545 213 466, e-mail: <a href="mailto:pis@pechal.cz">pis@pechal.cz</a>		
ING. JAN KRAKOVIČ	ING. VOJTĚCH KONEČNÝ	ING. PETR NEČESAL	ING. ANTONÍN PECHAL, CSc.			
						
OBJEDNATEL				Správa a údržba silnic Jihomoravského kraje příspěvková organizace kraje		
STAVBA				II/377 Rájec – Jestřebí, most 377–008, okružní křižovatka		
ČÁST C. STAVEBNÍ ČÁST  OBJEKT SO 201 – MOST EV. Č. 377–008  PŘÍLOHA STATICKÝ VÝPOČET				MĚŘÍTKO		FORMÁT
				ČÍS.PŘÍLOHY		ČÍS.PARÉ
				15		

**Obsah statického výpočtu zatížitelnosti:**

<b>1</b>	<b>TECHNICKÁ ZPRÁVA .....</b>	<b>3</b>
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY .....	3
1.1.1	<i>Stavba, objekt.....</i>	3
1.2	INVESTOR, OBJEDNATEL .....	3
1.3	PROJEKTANT.....	3
1.4	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ .....	3
1.5	STÁVAJÍCÍ STAV.....	4
1.6	POUŽITÝ MATERIÁL .....	6
1.7	PODKLADY .....	7
1.8	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU.....	7
<b>2</b>	<b>VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI VRCHNÍ STAVBY .....</b>	<b>8</b>
2.1	VÝPOČTOVÉ MODELÝ .....	8
2.2	ZATÍŽENÍ .....	9
2.2.1	<i>Stálé zatížení.....</i>	9
2.2.2	<i>Nahodilé zatížení.....</i>	11
2.2.3	<i>Kombinace zatížení.....</i>	15
2.3	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY MOSTU.....	15
2.4	HLAVNÍ NOSNÍK.....	19
2.4.1	<i>Vnitřní síly.....</i>	19
2.4.2	<i>Mezní stav únosnosti v ohybu.....</i>	20
2.4.2.1	Stanovení únosnosti v ohybu ve středu rozpětí.....	20
2.4.2.2	Stanovení únosnosti v ohybu ve vzdálenosti 5,5 m od podepření.....	21
2.4.2.3	Stanovení normální zatížitelnosti.....	22
2.4.2.4	Stanovení výhradní zatížitelnosti.....	23
2.4.2.5	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	24
2.4.3	<i>Mezní stav únosnosti ve smyku.....</i>	24
2.4.3.1	Stanovení únosnosti ve smyku v ose uložení.....	24
2.4.3.2	Stanovení normální zatížitelnosti.....	25
2.4.3.3	Stanovení výhradní zatížitelnosti.....	26
2.4.3.4	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	27
2.4.4	<i>Mezní stav použitelnosti .....</i>	28
2.4.4.1	Stanovení ohybového momentu při dekompresi.....	28
2.4.4.2	Stanovení normální zatížitelnosti.....	29
2.4.4.3	Stanovení výhradní zatížitelnosti.....	29
2.4.4.4	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	30
2.4.4.5	Stanovení ohybového momentu při drcení horních vláken betonu spáry.....	30
2.4.4.6	Stanovení normální zatížitelnosti.....	32
2.4.4.7	Stanovení výhradní zatížitelnosti.....	33
2.4.4.8	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	34
2.5	ŽB DESKA.....	35
2.5.1	<i>Posouzení na ohyb.....</i>	35
2.5.2	<i>Posouzení na smyk.....</i>	38
2.5.3	<i>Posouzení sprážení.....</i>	40
2.6	DILATACE LOŽISEK A MZ.....	41
2.7	PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI VRCHNÍ STAVBY.....	41
<b>3</b>	<b>VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY .....</b>	<b>42</b>
3.1	POSOUZENÍ PŘÍČLE PILÍŘE 3 NA OHYB .....	42
3.1.1	<i>Stanovení ohybové únosnosti příčle .....</i>	42
3.1.2	<i>Stanovení normální zatížitelnosti .....</i>	43
3.1.3	<i>Stanovení výhradní zatížitelnosti .....</i>	44
3.1.4	<i>Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....</i>	44
3.2	POSOUZENÍ PŘÍČLE PILÍŘE 3 NA SMYK.....	45
3.2.1	<i>Stanovení smykové únosnosti příčle .....</i>	45
3.2.2	<i>Stanovení normální zatížitelnosti .....</i>	46
3.2.3	<i>Stanovení výhradní zatížitelnosti .....</i>	47

3.2.3.1	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	47
3.3	POSOUZENÍ PŘÍČLE PILÍŘE 3 NA KROUCENÍ .....	48
3.3.1	<i>Stanovení únosnosti v kroucení příčle</i> .....	48
3.3.2	<i>Stanovení normální zatížitelnosti</i> .....	49
3.3.3	<i>Stanovení výhradní zatížitelnosti</i> .....	50
3.3.3.1	Stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	50
3.4	CELKOVÝ PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI .....	51
<b>4</b>	<b>POSOUZENÍ ZVEDÁNÍ NK BĚHEM REKONSTRUKCE MOSTU .....</b>	<b>52</b>
4.1	ZATÍŽENÍ .....	52
4.1.1	<i>Zatížení</i> .....	52
4.2	POSOUZENÍ STOJEK PILÍŘE 2 .....	54
4.3	POSOUZENÍ STOJEK PILÍŘE 3 .....	56
4.4	POSOUZENÍ PŘÍČLE PILÍŘE 2 NA OHYB .....	58
4.5	POSOUZENÍ PŘÍČLE PILÍŘE 3 NA OHYB .....	60
4.6	POSOUZENÍ ZALOŽENÍ .....	61
<b>5</b>	<b>SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY .....</b>	<b>62</b>

# 1 Technická zpráva

## 1.1 Identifikační údaje stavby

### 1.1.1 Stavba, objekt

Název stavby	: II/377 Rájec - Jestřebí, most 377-008, okružní křižovatka
Název objektu	: SO 201 – Most ev.č. 377-008
Kraj	: Jihomoravský
Okres	: Blansko
Katastrální území	: Rájec nad Svitavou
Charakter stavby	: Rekonstrukce
Pozemní komunikace	: Silnice II/377
Překonávaná překážka	: trať Brno – Česká Třebová
Ev. č. mostu	: 377-008
Správce mostu	: SÚS JMK, příspěvková organizace kraje
Stupeň dokumentace	: Dokumentace pro stavební povolení (DSP)

## 1.2 Investor, objednatel

Objednatel	: Správa a údržba silnic Jihomoravského kraje příspěvková organizace kraje Žerotínovo náměstí 449/3, 602 00 Brno
------------	--

## 1.3 Projektant

Název a adresa provozovny	: PIS PECHAL, s.r.o. - Projektové a inženýrské služby, Lidická 42, 602 00 Brno
Hlavní inženýr projektu (HIP)	: Ing. Jan Krakovič
Zodpovědný projektant objektu	: Ing. Vojtěch Konečný

## 1.4 Základní údaje o mostě

Předmětem akce je rekonstrukce mostu ev. č. 377-008, který převádí komunikaci II. třídy č. 377 přes železniční trať Brno – Česká Třebová v intravilánu města Rájec – Jestřebí. Most byl postaven v roce 1981 (podle mostního listu). Rekonstrukce je dána špatným stavebním stavem nosné konstrukce, který by se vlivem nefunkční hydroizolace na mostě ještě zhoršoval. Na mostě je vozovka s šířkou mezi zvýšenými obrubami 10,5 m a oboustranné obslužné chodníky šířky 2 x 1,0 m.

Most tvoří 4 mostní pole. V příčném řezu je nosná konstrukce tvořena devíti kusů předpjatých ŽB prefabrikátů I-73 výšky 1400 mm a délky 29,96 m, na kterých je nadbetonována monolitická spádová deska. Spodní stavbu tvoří dvě masivní opěry založené na ražených pilotách a trojice pilířů, které jsou tvořeny masivními úložnými prahy nesenými trojicí stojek zakotvených na železobetonovém pasu podpíraném raženými pilotami. Na spodní stavbě je

nosná konstrukce uložena na ocelových ložiscích, pod každým nosníkem je jedno ložisko. Pevná ložiska jsou na podpěře 1, 3 a 5. Pohyblivá ložiska jsou pak na podpěrách 2 a 4.

V rámci rekonstrukce dojde k odbourání mostního svršku a nadbetonované spádové desky. Na prefabrikáty bude nadbetonována nová monolitická ŽB deska proměnné výšky, která bude s nosníky spřažena. Tloušťka desky bude kolísat s ohledem na upravený příčný a podélný sklon. Bude zhotovena nová hydroizolace a mostní svršek (římsy, vozovka, zábradlí). Dalšími úpravami je pak sanace povrchu spodní stavby a podhledů NK a vybudování nových přechodových klínů v předpolí mostu. V předpolích mostu bude provedena rekonstrukce komunikace – viz SO 101.

Základní údaje (projektovaný stav – uvedené hodnoty vychází z geodetického zaměření pokud není uvedeno jinak):

Ev. č. mostu	: 377-008
Staničení	: 22,435 km (dle ML)
Délka mostu	: 131,605 m
Délka přemostění	: 117,8 m (dle ML)
Teoretické rozpětí	: 4 x 29,000 m (dle ML)
Délka NK	: 120 m (dle ML)
Šikmost	: 54,3° - 73,2° (u každé podpěry je šikmost jiná)
Stavební výška	: 1,880 m
Světlá výška nad vozovkou	: neomezená
Světlá šířka vozovky	: 10,5 m
Šířka chodníku	: 0,956 + 1,056 m
Užitná plocha	: $(10,5 + 0,956 + 1,056) \times 120 = 1501,4 \text{ m}^2$
Zatížitelnost	- normální 27 t
	- výhradní 64 t
	- výjimečná 157 t

Zatížitelnost byla stanovena za předpokladu, že stavební stav nosné konstrukce je po rekonstrukci minimálně dobrý, se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . V době zpracování výpočtu byla provedena zjednodušená diagnostika předpínací výztuže, při výpočtu se předpokládá, že je v dobrém stavu se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . Při rekonstrukci bude podrobná diagnostika provedena a stavební stav upřesněn.

## 1.5 Stávající stav

Stávající most je tvořen čtyřmi prostými poli. Nosná konstrukce sestává z 9 ks předpjatých ŽB prefabrikátů I-73 výšky 1400 mm, šířky 1150 mm a délky 29960 mm v každém poli. Prefabrikáty jsou dle diagnostiky vyrobeny z betonu B400 (C30/37) a jsou vyztuženy betonářskou ocelí 10425 (V). Podélné spáry mezi nosníky šířky 330 - 700 mm jsou provedeny z betonu B25 (C20/25). Prefabrikáty jsou uloženy v příčném jednostranném sklonu v souladu s příčným sklonem vozovky. Na těchto prefabrikátech je nadbetonována spádová deska proměnné tloušťky od cca 30 mm do 100 mm (deska je tedy v jednostranném příčném sklonu). Na této desce je s největší pravděpodobností uložena již částečně nefunkční hydroizolace. Mostní svršek sestává z vozovky (odhadovaná výška cca 100 mm) a betonových říms s železobetonovými obrubníky. Mostní závěry u podpěry 1,3 a 5 (pevné

uložení) není patrný, zřejmě osazen podpovrchový MZ. Na podpěře 2 a 4 je osazen povrchový kobercový závěr GHH A-60. Po obou stranách mostu je osazeno ocelové mostní zábradlí se svislou výplní a ocelové svodidlo. V místě nad vedením VN (pole 1) a nad železniční tratí (pole 2) jsou k zábradlí připevněny zábrany proti dotyku. Na spodní stavbě je nosná konstrukce uložena na ocelových ložiscích, pod každým nosníkem je jedno ložisko. Na podpěře 1, 3 a 5 je pevné uložení a na podpěře 2 a 4 je pohyblivé uložení.

Nosníky jsou uloženy na dvě monolitické železobetonové opěry a trojici pilířů. Dle diagnostiky jsou z betonu B25 (C20/25). Křídla jsou rovnoběžná s komunikací. Za závěrnými zídками obou opěr jsou dle mostního listu uloženy přechodové desky. Založení opěr je dle dostupných podkladů realizováno pomocí železobetonových beraněných pilot. Založení pilířů je taktéž prostřednictvím žb beraněných pilot, které vynášejí základový pas do nějž je zakotvena trojice stojek nesoucích masivní úložný práh pilíře. Tloušťku opěr a křídel, tvar přechodových desek nelze ověřit (k mostu neexistuje dokumentace).

Stávající založení mostu nevykazuje viditelné problémy. Povrch některých částí spodní stavby (zejména pilíř 3 a 4 je ve špatném stavu a bude nutno jej hloubkově reprofilovat. Na úložné prahy dochází k zatékání vody přes nefunkční izolaci. Prefabrikáty jsou v uspokojivém stavu (nakolik lze posoudit z vizuální prohlídky přístupných částí). Z pohledu NK je zřejmé, že místy dochází k zatékání do dutin mezi nosníky. Ve spárách mezi nosníky se objevují vápenné výluhy a stopy po zatékání, beton spar místy degraduje a rozpadá se. S ohledem na stáří mostu nelze ani očekávat příliš dobrý stavební stav spádové ŽB desky. Izolace je místy nefunkční a dochází k zatékání do dutin mezi nosníky. Chodníky jsou ve špatném stavu, povrch je tvořen litém asfaltem, který je zcela popraskaný. Vozovka je taktéž ve velmi špatném stavu. Silně záplatovaná s častými prosedlinami a vyjetými kolejiemi.

Z těchto důvodů bylo rozhodnuto o rekonstrukci mostu, která zahrnuje:

- odbourání mostního svršku a spádové desky
- odbourání říms na mostě a křídlech
- odstranění závěrných zídek a přechodových desek
- odstranění všech koncových ŽB příčníků, tak aby byl umožněn vstup do všech dutin mezi nosníky (bude zvednuto pole 2 a 4)
- odstranění části dobetonávek mezi nosníky
- povrchová sanace prefabrikátů a sanace a hloubková reprofilace spodní stavby
- diagnostika podélné předpínací výztuže a případná injektáž kanálků
- nadbetonování nové ŽB desky a přechodových klínů
- uložení nové hydroizolace a mostního svršku

## 1.6 Použitý materiál

Dle podkladů je na NK použitý následující materiál:

Beton nosníků I-73	C35/45 (B500) – dle TP, C30/37 - dle diagnostiky
Beton spár mezi nosníky	C20/25 (B330) – dle TP i dle diagnostiky
Betonářská výztuž nosníků I-73	10425 (V)
Předpínací výztuž nosníků I-73	patentový drát $\phi$ 4,5 mm

### **Beton C30/37 (nosníky I-73):**

- charakteristická pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30$  MPa
- návrhová pevnost v tlaku  $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{30 \cdot 0,85}{1,5} = 17,0$  MPa
- modul pružnosti  $E_{cm} = 32,0$  GPa

### **Beton C20/25 (spodní stavba, spáry mezi nosníky I-73):**

- charakteristická pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20$  MPa
- návrhová pevnost v tlaku  $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{20 \cdot 0,85}{1,5} = 11,3$  MPa
- modul pružnosti  $E_{cm} = 30,0$  GPa

### **Beton C30/37 (spádová deska):**

- charakteristická pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30$  MPa
- návrhová pevnost v tlaku  $f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{30 \cdot 0,85}{1,5} = 17,0$  MPa
- modul pružnosti  $E_{cm} = 32,0$  GPa

### **Betonářská výztuž 10425 (V) – nosník I-73, spodní stavba:**

- charakteristická kluzu  $f_{yk} = 410$  MPa
- návrhová mez kluzu  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{410}{1,15} = 357$  MPa
- modul pružnosti  $E_s = 200$  GPa

**Betonářská výztuž B500B (R) – spádová deska:**

- charakteristická kluzu  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- návrhová mez kluzu  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = \mathbf{435 \text{ MPa}}$
- modul pružnosti  $E_s = 200 \text{ GPa}$

**Předpínací výztuž - patentový drát f 4,5 mm:**

- charakteristická pevnost v tahu  $f_{pk} = 1650 \text{ MPa}$
- charakteristická mez kluzu  $f_{pk} = 1200 \text{ MPa}$
- návrhová mez kluzu  $f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{1200}{1,15} = \mathbf{1043 \text{ MPa}}$
- modul pružnosti  $E_p = 195 \text{ GPa}$
- kotevní napětí uvažováno dle literatury [13]  $\sigma_{pk} = 1300 \text{ MPa}$
- ztráty předpětí na konci životnosti uvažovány s rezervou 25 %

## 1.7 Podklady

- geodetické zaměření mostu
- zjednodušená diagnostika mostu
- databáze BMS (systém hospodaření s mosty)
- část (neúplný) TP nosníku I-67
- část výkresů z TP nosníků I-73

## 1.8 Předpoklady výpočtu

Celý výpočet je proveden za předpokladu, že stavební stav nosné konstrukce bude po rekonstrukci dobrý, se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . Je počítáno s plnou únosností všech materiálů.



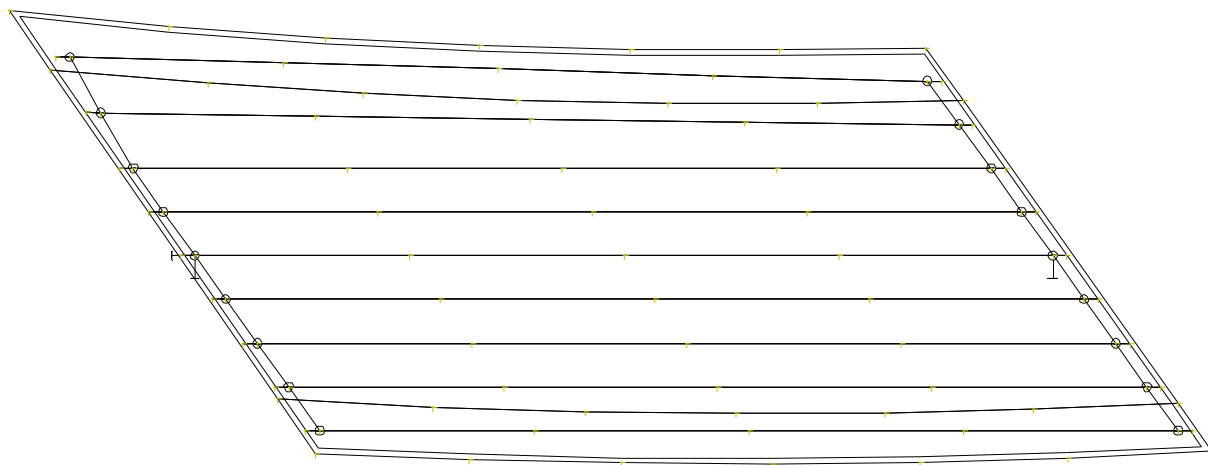
## 2 Výpočet zatížitelnosti vrchní stavby

### 2.1 Výpočtové modely

Model je desko-prutový, spřažená ŽB deska je modelována jako deska s podélnými žebry, vytvořenými prutovými prvky hlavních nosníků MPD. Každému žebru je zadána odpovídající spolupůsobící šířka ŽB desky pro určení výsledných vnitřních sil. Konstrukce je podepřena v místě trvalých podpor. Modelováno je pouze jedno pole mostu, byla vybrána NK pole č.1 s ohledem na její největší šikmost.

Postup výstavby je modelován modulem Fáze výstavby, který umožňuje přidávat a odebírat jednotlivé části konstrukce pro jednotlivé zatěžovací stavy v souladu s fázemi betonáže mostovky.

Výpočet vnitřních sil a deformací konstrukce byl proveden na počítači ve výpočtovém programu IDA- NEXIS (MKP). Výpis vstupních dat i výsledků (vnitřní síly, deformace, reakce) je k dispozici u zpracovatele posudku.



Výpočtový model

## 2.2 Zatížení

- všechny uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické dle soustavy ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991
- výpočet zatížení je uveden pro pole 1 (největší šikmost)
- zatížení od spádové desky je uvažováno z pole 2 (největší tloušťka spádové desky)

### 2.2.1 Stálé zatížení

#### Vlastní tíha ŽB nosníků I-73

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- celková hmotnost nosníku délky 29,96 m je  $49,32 \text{ t} + 2,98 \text{ t} = 52,3 \text{ t} \Rightarrow \frac{523}{29,96} = \underline{\underline{17,5 \text{ kN/m}}}$

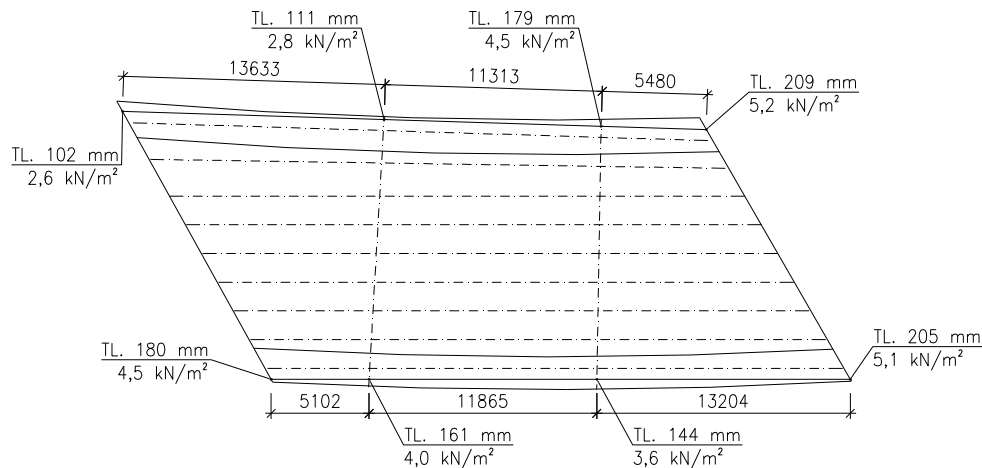
#### Spára mezi nosníky I-73:

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- šířka spáry je 330 mm – mezi nosníky N3 až N9
- tloušťka spáry je 120 mm (horní) + 150 mm (dolní) = 270 mm  $\Rightarrow 0,27 \cdot 0,330 \cdot 25 = \underline{\underline{2,2 \text{ kN/m}}}$
- šířka spáry je 710 mm až 320 mm – mezi nosníky N1 až N3
- tloušťka spáry je 120 mm (horní) + 150 mm (dolní) = 270 mm  $\Rightarrow 0,27 \cdot 0,710 \cdot 25 = \underline{\underline{4,8 \text{ kN/m}}}$   
 $0,27 \cdot 0,320 \cdot 25 = \underline{\underline{2,2 \text{ kN/m}}}$
- zatížení na jednotlivé nosníky:

Nosník	Zatížení na začátku nosníku kN/m	Zatížení na konci nosníku kN/m
N1	2,4	1,1
N2	4,8	2,2
N3	3,5	2,2
N4 -N8	2,2	2,2
N9	1,1	1,1

Spádová deska (uvažováno pro pole 2):

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka spádové desky byla uvažována od 102 mm do 209 mm, z tloušťky desky je vypočítáno plošné zatížení

Vozovka:

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka vozovky (včetně izolace)  $h = 100 \text{ mm} \Rightarrow 0,1 \cdot 22 = \underline{\underline{2,2 \text{ kN/m}^2}}$

Římsa:

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- celková šířka levé římsy je uvažována 1,8 m
- celková šířka levé římsy je uvažována 1,7 m
- tloušťka levé římsy je 240 mm  $\Rightarrow 0,24 \cdot 25 = \underline{\underline{6,0 \text{ kN/m}^2}}$
- tloušťka pravé římsy je 250 mm  $\Rightarrow 0,25 \cdot 25 = \underline{\underline{6,3 \text{ kN/m}^2}}$

Zábradlí:

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- odhad vlastní tíhy zábradlí je **0,5 kN/m**

Svodidla:

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

Koncový příčník

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- odhad šířky koncového příčníku 1,12 m  $\Rightarrow 1,12 \cdot 1,4 \cdot 25 = \underline{\underline{39,2 \text{ kN/m}}}$

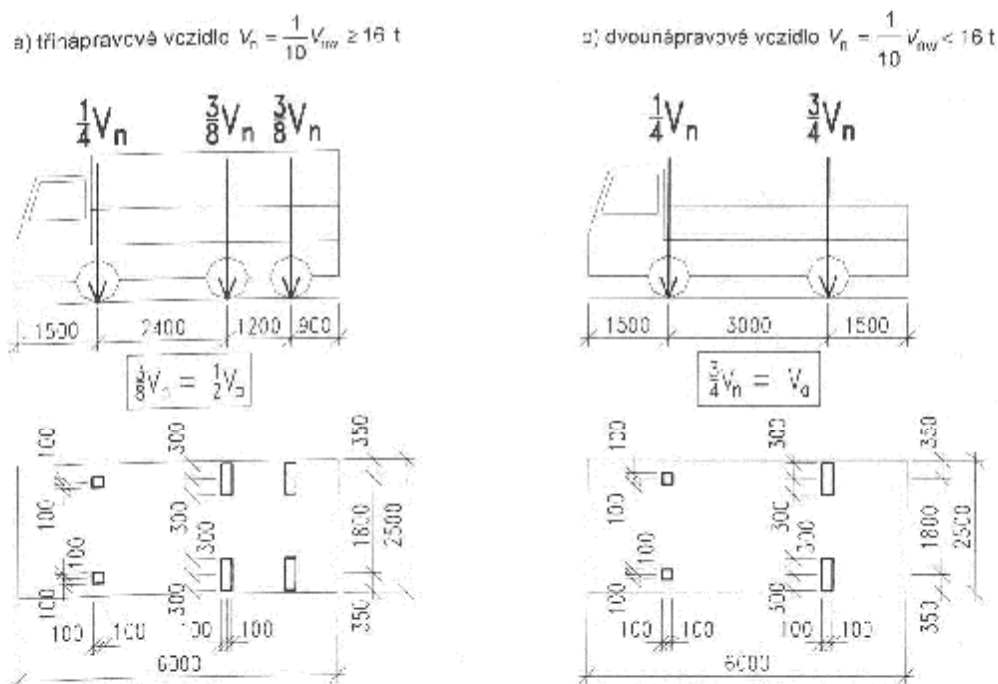
Zatížení smrštěním betonu ŽB desky

- $\gamma_G = 1,35$
- bylo uvažováno poměrné smrštění betonu  $\epsilon_{cs00} = 0,30 \text{ mm/m}$

**2.2.2 Nahodilé zatížení**Normální zatížitelnost:

- $\gamma_Q = 1,35$
- rozpětí nosníků  $29,0 \text{ m} \Rightarrow L_d = 29,0 \text{ m}$  a zatížení ve dvou pruzích  $\Rightarrow \delta_3 = 1,2$
- zatěžovací šířka vozovky  $10,5 \text{ m} \Rightarrow$  tři zatěžovací pruhy šířky  $3,0 \text{ m}$  a zbývající šířka zatěžované plochy  $1,5 \text{ m}$
- plošné zatížení v 1. a 2. zatěžovacím pruhu  $2,5 \cdot v_{n,1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- plošné zatížení v 3. zatěžovacím pruhu a na zbývající ploše zatěžovacího prostoru  $v_{n,1} = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- nápravové síly od dvounápravy v 1. a 2. zatěžovacím pruhu  $V_{a,1} = 2 \cdot 50 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$
- nápravové síly od jednonápravy v 3. zatěžovacím pruhu  $V_{a,1} = 50 \text{ kN}$

Normální zatížitelnost je dána násobkem toho zatížení, které odpovídá normální zatížitelnosti  $13,3 \text{ t}$



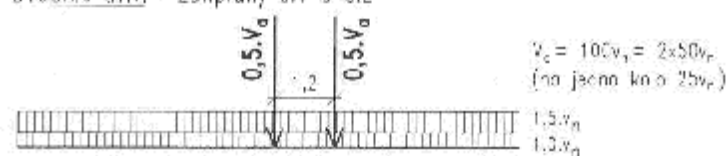
POZNÁMKA: Zatížení přední nápravou vozidla  $\frac{1}{4}V_{nw}$  je nahrazeno ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušném zatěžovacím pruhu ( $2,5v_n$  v zatěžovacím pruhu č.1 a č.2, resp.  $v_n$  v zatěžovacím pruhu č.3 a č.4)

**Obrázek 7.2 – Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti  $V_n$**

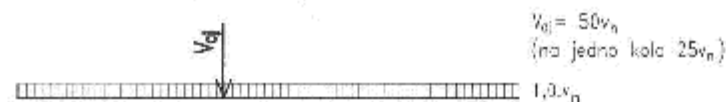
## TYP ZATÍŽENÍ

DVOUNÁPRAVA Zol.pruhy č.1 a č.2

№ 130 - ТЁЖКЕ



JEDNODUCHÁ NÁPRAVA : Zet.průhy č.3 a č.4

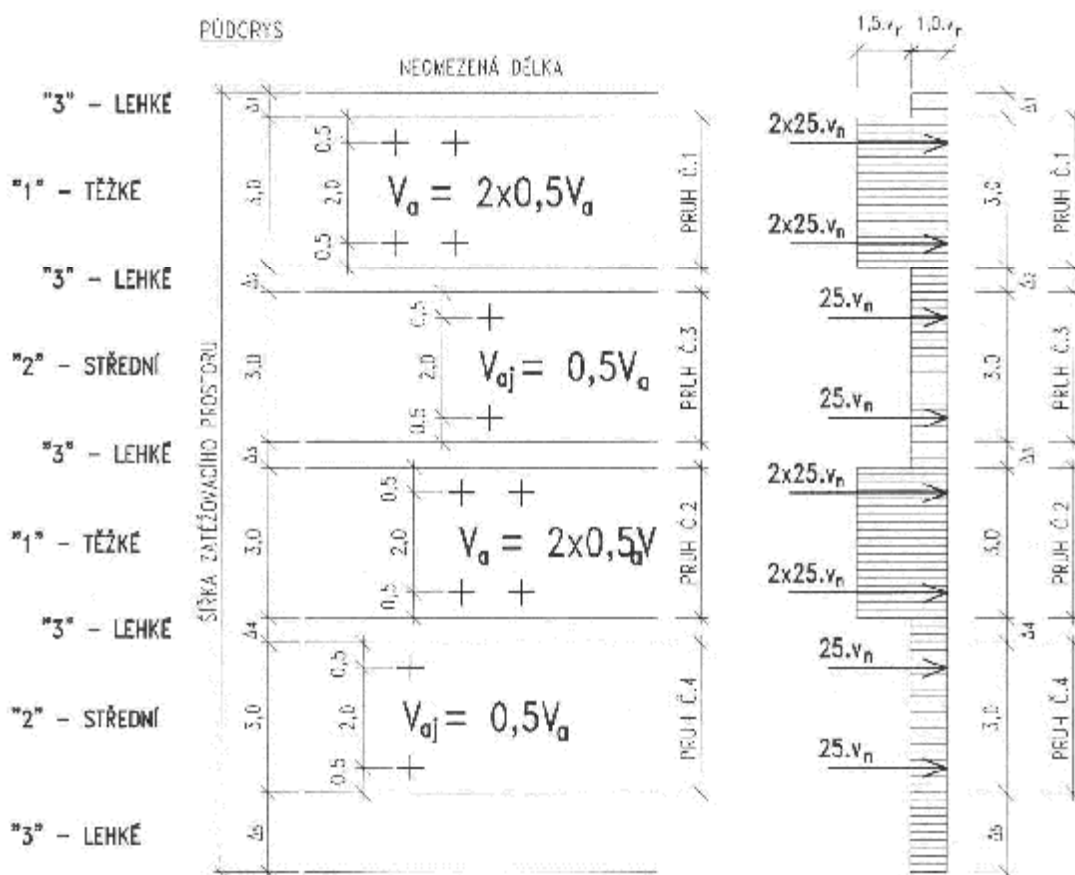
<sup>29</sup>2<sup>10</sup> - STŘEDNÍ

ZBÝVAJÍCÍ PLOCHA ZAT.PROSTORU

"3" - LEHKE



PUDCRYS

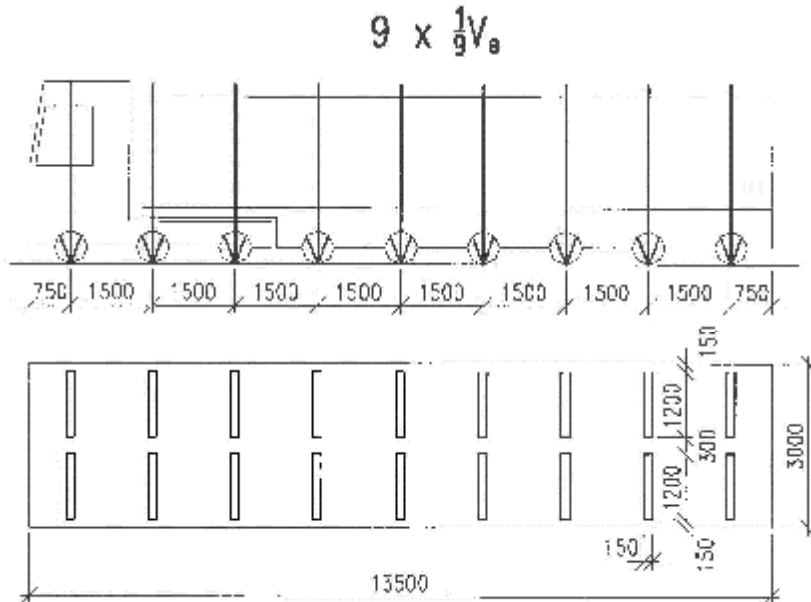


Obrázek 7.1 – Charakteristická normová sestava (schéma) zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti  $V_n$ . Příklad rozmístění zatěžovacích pruhů (zatěžovací pruhy se mohou v příčném směru libovolně přemísťovat)



Výjimečné zatížitelnost

- $\gamma_Q = 1,35$
- rozpětí nosníků 29,0 m  $\Rightarrow L_d = 29,0$  m  $\Rightarrow \delta = 1,05$
- zatížení se pohybuje v ose komunikace s příčnou odchylkou 0,5 m

Obrázek 7.5 – Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti  $V_g$ Zatížení chodníků davem lidí

- $\gamma_Q = 1,35$
- zatěžovací šířka chodníku 1,0 m
- plošné zatížení 2,5 kN/m<sup>2</sup> (redukována hodnota dle ČSN 73 6222 – tab.7.1 a 7.2)

Zatížení rovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

- $\gamma_f = 1,5$
- maximální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby  $T_{\max} = 37$  °C
- minimální teplota vzduchu ve stínu pro místo stavby  $T_{\min} = -29$  °C
- maximální teplota NK  $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 37 + 1,5 = \underline{\underline{39$  °C
- minimální teplota NK  $T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -29 + 8 = \underline{\underline{-21$  °C
- pro ložiska a mostní závěry je uvažováno se zvětšenou maximální a minimální teplotou:  
 $t_{\max} = T_{e,\max} + 10 = 39 + 10 = \underline{\underline{49$  °C  
 $t_{\min} = T_{e,\min} - 10 = -21 - 10 = \underline{\underline{-31$  °C

Zatížení nerovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

- $\gamma_f = 1,5$
- ze statického hlediska se jedná o prostý nosník z jednoho materiálu, proto nebude mít lineární nerovnoměrné oteplení vliv na napjatost konstrukce (dojde pouze k volné deformaci)

### 2.2.3 Kombinace zatížení

V mezním stavu únosnosti byly uvažovány dvě rozhodující kombinace zatížení dle následujících vztahů:

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

$$(2) \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Jako rozhodující byla vybrána kombinace s větší vnitřní silou.

V mezním stavu použitelnosti byla častá kombinace zatížení vytvářena dle následujícího vztahu:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

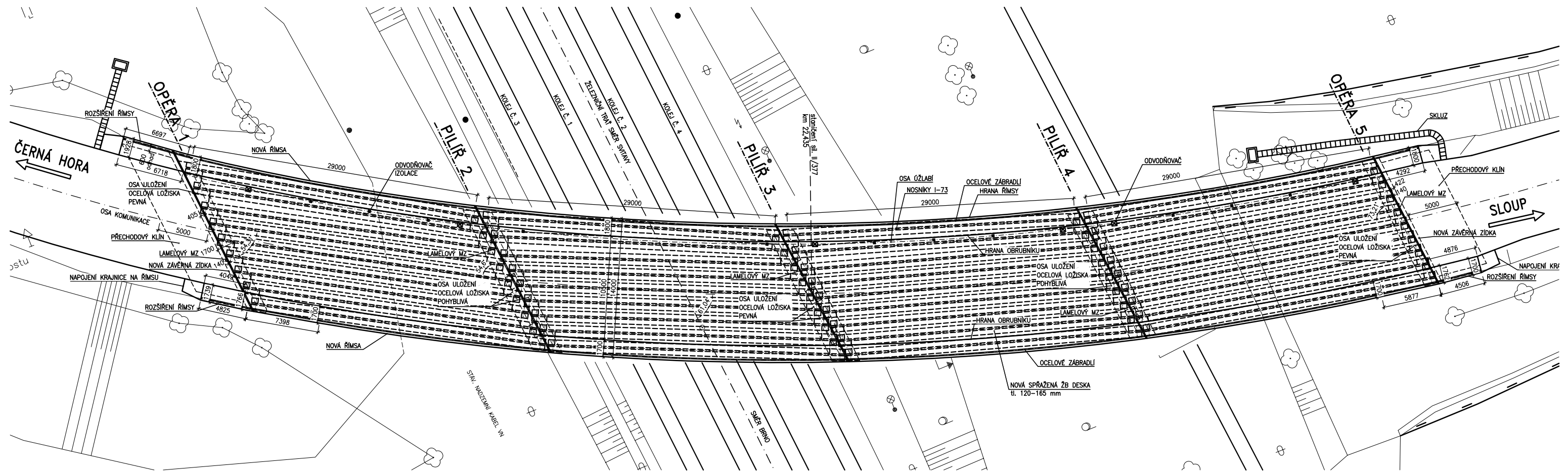
kde

- $G$  je zatížení stálé,
- $P$  je zatížení předpětím,
- $Q_1$  je zatížení hlavní proměnné, v našem případě je to soustava zatížení gr1a – zatížení dopravou a chodci,
- $Q_i$  pro  $i \geq 2$  je zatížení vedlejší proměnné

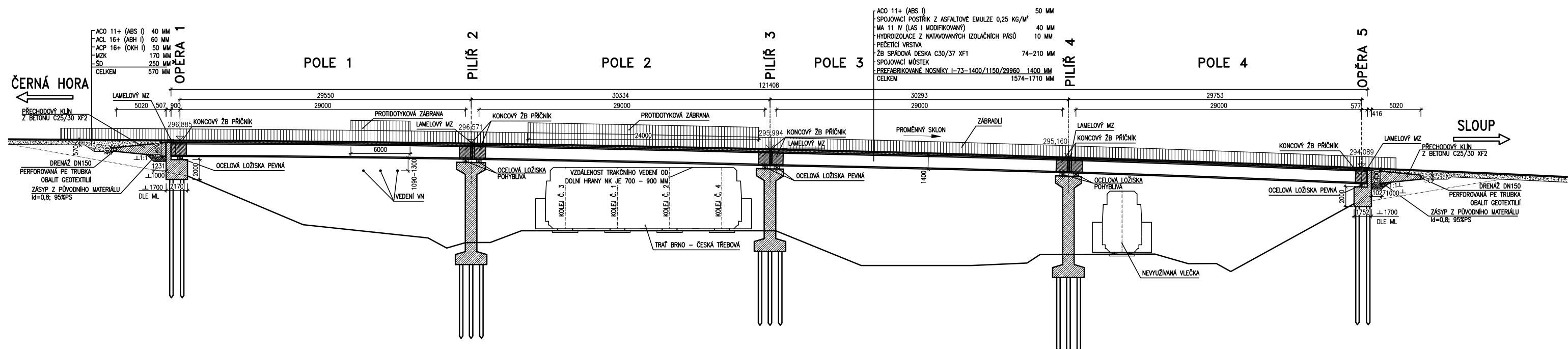
## 2.3 Přehledné výkresy mostu



## PŮDORYS – PROJEKTOVANÝ STAV

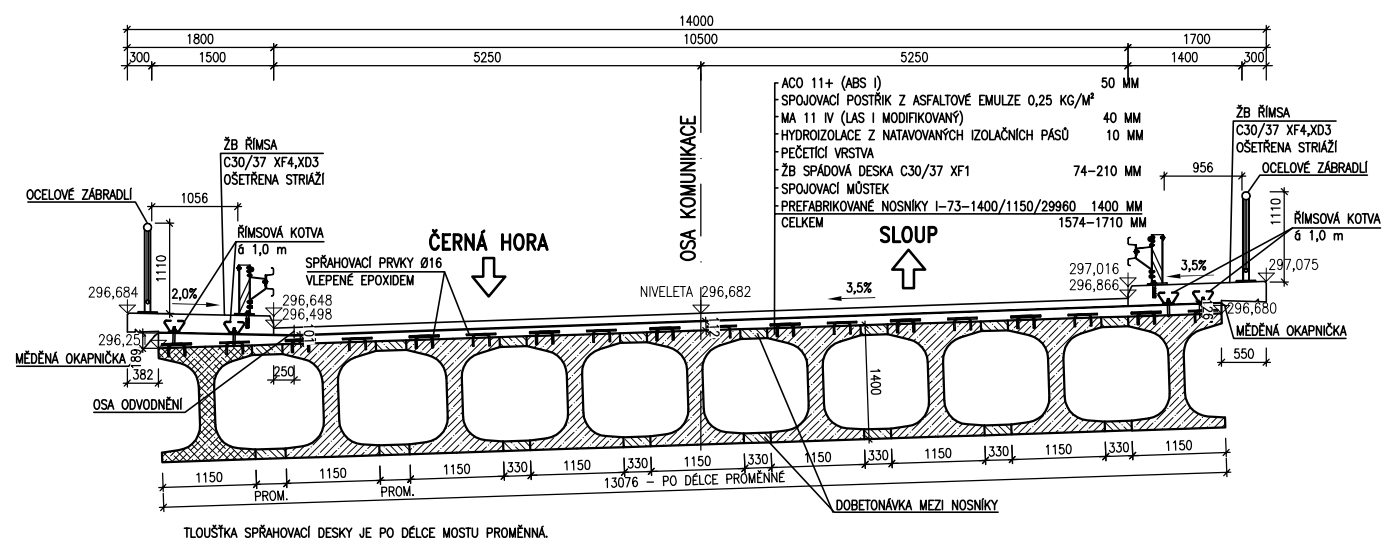


## PODĚLNÝ ŘEZ – PROJEKTOVANÝ STAV

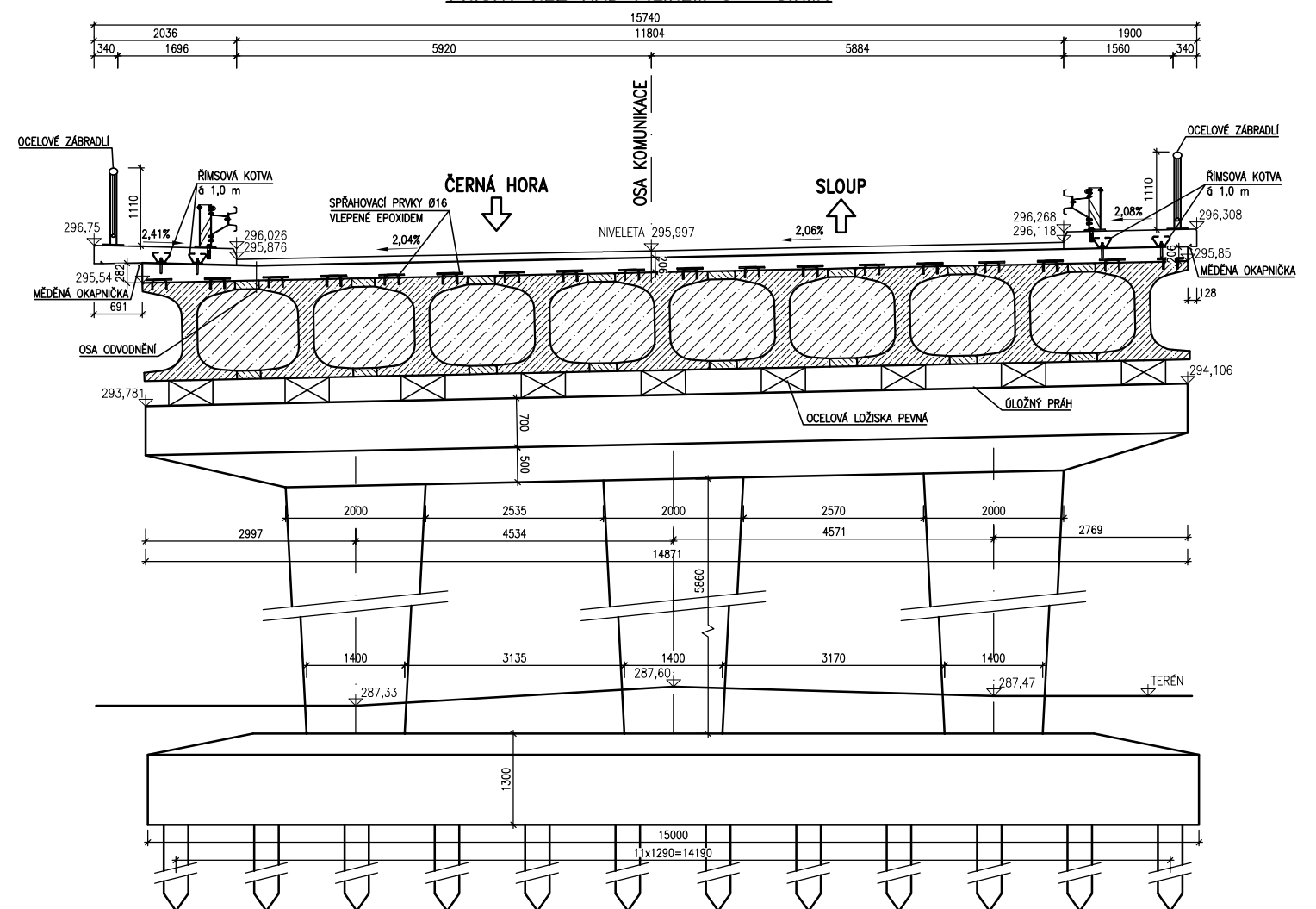


## PŘÍČNÉ ŘEZY – PROJEKTOVANÝ STAV

**PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI 1 – KOLMÝ**



**PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PILÍŘEM 3 – ŠIKM**



## 2.4 Hlavní nosník

Hlavní nosníky jsou značeny čísla N1 až N9 zleva doprava – viz příčný řez.

### 2.4.1 Vnitřní síly

V následující tabulce jsou uvedeny charakteristické vnitřní síly na rozhodujících nosnících N1, N2, N3, N5, N7, N8 a N9.

Zatížení		My (kNm)						
		N1	N2	N3	N5	N7	N8	N9
stálé zatížení		3032	2966	2906	2805	2855	2940	3030
smrštění betonu		525	525	525	525	525	525	525
užitné zatížení chodníku		75	63	47	31	47	63	75
normální zatížení	rovnoměrné zat.	220	230	242		239	236	231
	nápravové síly	176	223	244		240	221	191
	celkem	396	453	486		479	457	422
výhradní zatížení		626	714	657		646	711	668
vyjíměčné zatížení					722			

Zatížení		Vz (kN) - v ose uložení						
		N1	N2	N3	N5	N7	N8	N9
stálé zatížení		610	470	443	451	452	458	603
užitné zatížení chodníku		45	0	0	0	0	0	43
normální zatížení	rovnoměrné zat.	33	55	57		56	49	38
	nápravové síly	24	48	73		57	49	29
	celkem	57	103	130		113	98	67
výhradní zatížení		118	242	201		218	216	142
vyjíměčné zatížení					275			

## 2.4.2 Mezní stav únosnosti v ohybu

### 2.4.2.1 Stanovení únosnosti v ohybu ve středu rozpětí

Posuzovaným místem je střed rozpětí nosníku. Únosnost byla stanovena bez uvažování vlivu spádové desky a betonu spar mezi nosníky.

- plocha předpínací výztuže (3x horní kabel 20 $\phi$  4,5 mm + 4x střední kabel 20 $\phi$  4,5 mm + 10x dolní kabel 20 $\phi$  4,5 mm)  

$$A_p = 3 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 4 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 10 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} = 5407 \text{ mm}^2$$
- návrhová síla v předpínací výztuži  $N_{pd} = f_{pd} \cdot A_p = 1043 \cdot 5407 = 5640 \text{ kN}$
- napětí v tlačeném betonu nosníku  $\sigma_c = \eta \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 17,0 = 17,0 \text{ MPa}$
- tlačená plocha průřezu  $A_u = \frac{N_{pd}}{\sigma_c} = \frac{5640 \cdot 10^3}{17,0} = 331\,765 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  tlačená oblast zasahuje do stojiny průřezu, vzdálenost těžiště tlačené plochy od horního okraje průřezu  $z_u = 211 \text{ mm}$
- výška průřezu  $h = 1400 \text{ mm}$
- vzdálenost těžiště předpínací výztuže od dolního okraje průřezu  $z_p = 117 \text{ mm}$
- rameno vnitřních sil  $r = h - z_u - z_p = 1400 - 211 - 117 = 1072 \text{ mm}$
- moment únosnosti  $M_{rd} = N_{pd} \cdot r = 5640 \cdot 1,072 = \mathbf{6\,046 \text{ kNm}}$

Posuzovaným místem je střed rozpětí nosníku. Únosnost byla stanovena bez uvažování vlivu betonu spar mezi nosníky ale s uvažováním vlivu spádové desky.

- plocha předpínací výztuže (3x horní kabel 20 $\phi$  4,5 mm + 4x střední kabel 20 $\phi$  4,5 mm + 10x dolní kabel 20 $\phi$  4,5 mm)  

$$A_p = 3 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 4 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 10 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} = 5407 \text{ mm}^2$$
- návrhová síla v předpínací výztuži  $N_{pd} = f_{pd} \cdot A_p = 1043 \cdot 5407 = 5640 \text{ kN}$
- napětí v tlačeném betonu nosníku a spřažené desky  $\sigma_c = \eta \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 17,0 = 17,0 \text{ MPa}$
- tlačená plocha průřezu  $A_u = \frac{N_{pd}}{\sigma_c} = \frac{5640 \cdot 10^3}{17,0} = 331\,765 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  tlačená oblast zasahuje do náběhu průřezu, vzdálenost těžiště tlačené plochy od horního okraje desky  $z_u = 119 \text{ mm}$
- minimální tloušťka spřažené desky  $t = 120 \text{ mm}$
- výška průřezu  $h = 1400 \text{ mm}$
- vzdálenost těžiště předpínací výztuže od dolního okraje průřezu  $z_p = 117 \text{ mm}$
- rameno vnitřních sil  $r = t + h - z_u - z_p = 120 + 1400 - 119 - 117 = 1284 \text{ mm}$
- moment únosnosti  $M_{rd} = N_{pd} \cdot r = 5640 \cdot 1,284 = \mathbf{7\,242 \text{ kNm}}$

### 2.4.2.2 Stanovení únosnosti v ohybu ve vzdálenosti 5,5 m od podepření

Posuzovaným místem je 1. spára dílců nosníku od místa podepření. Únosnost byla stanovena bez uvažování vlivu spádové desky a betonu spar mezi nosníky.

- plocha předpínací výztuže (2x horní kabel 20φ 4,5 mm + 2x střední kabel 20φ 4,5 mm + 10x dolní kabel 20φ 4,5 mm)

$$A_p = 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 10 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} = 4453 \text{ mm}^2$$

- návrhová síla v předpínací výztuži  $N_{pd} = f_{pd} \cdot A_p = 1043 \cdot 4453 = 4644 \text{ kN}$
- napětí v tlačném betonu nosníku  $\sigma_c = \eta \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 17,0 = 17,0 \text{ MPa}$
- tlačná plocha průřezu  $A_u = \frac{N_{pd}}{\sigma_c} = \frac{4644 \cdot 10^3}{17,0} = 273\,176 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  tlačná oblast zasahuje do náběhu průřezu, vzdálenost těžiště tlačené plochy od horního okraje průřezu  $z_u = 138 \text{ mm}$
- výška průřezu  $h = 1400 \text{ mm}$
- vzdálenost těžiště předpínací výztuže od dolního okraje průřezu  $z_p = 189 \text{ mm}$
- rameno vnitřních sil  $r = h - z_u - z_p = 1400 - 138 - 189 = 1073 \text{ mm}$
- moment únosnosti  $M_{rd} = N_{pd} \cdot r = 4644 \cdot 1,073 = \mathbf{4\,983 \text{ kNm}}$

Posuzovaným místem je 1. spára dílců nosníku od místa podepření. Únosnost byla stanovena bez uvažování vlivu betonu spar mezi nosníky ale s uvažováním vlivu spádové desky.

- plocha předpínací výztuže (2x horní kabel 20φ 4,5 mm + 2x střední kabel 20φ 4,5 mm + 10x dolní kabel 20φ 4,5 mm)

$$A_p = 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} + 10 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} = 4453 \text{ mm}^2$$

- návrhová síla v předpínací výztuži  $N_{pd} = f_{pd} \cdot A_p = 1043 \cdot 4453 = 4644 \text{ kN}$
- napětí v tlačném betonu nosníku  $\sigma_c = \eta \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 17,0 = 17,0 \text{ MPa}$
- tlačná plocha průřezu  $A_u = \frac{N_{pd}}{\sigma_c} = \frac{4644 \cdot 10^3}{17,0} = 273\,176 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  tlačná oblast zasahuje do horní pásnice průřezu, vzdálenost těžiště tlačené plochy od horního okraje průřezu  $z_u = 95 \text{ mm}$
- minimální tloušťka spřažené desky  $t = 120 \text{ mm}$
- výška průřezu  $h = 1400 \text{ mm}$
- vzdálenost těžiště předpínací výztuže od dolního okraje průřezu  $z_p = 189 \text{ mm}$
- rameno vnitřních sil  $r = t + h - z_u - z_p = 120 + 1400 - 95 - 189 = 1236 \text{ mm}$
- moment únosnosti  $M_{rd} = N_{pd} \cdot r = 4644 \cdot 1,236 = \mathbf{5\,740 \text{ kNm}}$

### 2.4.2.3 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_n = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{n,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_2}$$

$$V_a = 100 \cdot v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Zatížení chodníků		Normální zatížení			M <sub>Rd</sub>	V <sub>n</sub>
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>p,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	M <sub>n,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	δ <sub>3</sub>	(kNm)	(t)
N1	3032	1,15	525	1,15	75	1,35	396	1,35	1,2	6046	38,7
N2	2966	1,15	525	1,15	63	1,35	453	1,35	1,2	6046	35,5
N3	2906	1,15	525	1,15	47	1,35	486	1,35	1,2	6046	34,6
N7	2855	1,15	525	1,15	47	1,35	479	1,35	1,2	6046	36,2
N8	2940	1,15	525	1,15	63	1,35	457	1,35	1,2	6046	35,7
N9	3030	1,15	525	1,15	75	1,35	422	1,35	1,2	6046	36,4

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro M<sub>n</sub> a M<sub>p</sub>

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Zatížení chodníků		Normální zatížení			M <sub>Rd</sub>	V <sub>n</sub>
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub>	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub>	M <sub>p,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub> * ψ <sub>0</sub>	M <sub>n,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub> * ψ <sub>0</sub>	δ <sub>3</sub>	(kNm)	(t)
N1	3032	1,35	525	1,35	75	1,013	396	1,01	1,2	6046	32,4
N2	2966	1,35	525	1,35	63	1,013	453	1,01	1,2	6046	30,8
N3	2906	1,35	525	1,35	47	1,013	486	1,01	1,2	6046	30,9
N7	2855	1,35	525	1,35	47	1,013	479	1,01	1,2	6046	32,9
N8	2940	1,35	525	1,35	63	1,013	457	1,01	1,2	6046	31,3
N9	3030	1,35	525	1,35	75	1,013	422	1,01	1,2	6046	30,4

**Rozhoduje zatížitelnost 30,4 t na nosníku N9.**

### 2.4.2.4 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{r,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			M <sub>Rd</sub>	V <sub>r</sub>
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>p,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	M <sub>r,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	δ <sub>1</sub>	(kNm)	(t)
N1	3032	1,15	525	1,15	75	1,35	626	1,35	1,4	6046	94,5
N2	2966	1,15	525	1,15	63	1,35	714	1,35	1,4	6046	86,9
N3	2906	1,15	525	1,15	47	1,35	657	1,35	1,4	6046	98,8
N7	2855	1,15	525	1,15	47	1,35	646	1,35	1,4	6046	103,4
N8	2940	1,15	525	1,15	63	1,35	711	1,35	1,4	6046	88,6
N9	3030	1,15	525	1,15	75	1,35	668	1,35	1,4	6046	88,7

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro M<sub>r</sub> a M<sub>p</sub>

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			M <sub>Rd</sub>	V <sub>r</sub>
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub>	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub>	M <sub>p,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub> * ψ <sub>0</sub>	M <sub>r,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub> * ψ <sub>0</sub>	δ <sub>1</sub>	(kNm)	(t)
N1	3032	1,35	525	1,35	75	1,013	626	1,01	1,4	6046	79,0
N2	2966	1,35	525	1,35	63	1,013	714	1,01	1,4	6046	75,3
N3	2906	1,35	525	1,35	47	1,013	657	1,01	1,4	6046	88,0
N7	2855	1,35	525	1,35	47	1,013	646	1,01	1,4	6046	94,1
N8	2940	1,35	525	1,35	63	1,013	711	1,01	1,4	6046	77,7
N9	3030	1,35	525	1,35	75	1,013	668	1,01	1,4	6046	74,2

**Rozhoduje zatížitelnost 74,2 t na nosníku N9.**



### 2.4.2.5 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{e,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Výjimečné zatížení			M <sub>Rd</sub>	Ve
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>e,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	δ	(kNm)	(t)
N5	2805	1,15	525	1,15	722	1,35	1,05	6046	195,6

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro M<sub>e</sub>

N <sub>x</sub>	Stálé zatížení		Smrštění betonu		Výjimečné zatížení			M <sub>Rd</sub>	Ve
	M <sub>g,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>s,n</sub> (kNm)	γ <sub>G</sub> * ξ	M <sub>e,n</sub> (kNm)	γ <sub>Q</sub>	δ	(kNm)	(t)
N5	2805	1,35	525	1,35	722	1,013	1,05	6046	181,8

**Rozhoduje zatížitelnost 182 t na nosníku N5.**

### 2.4.3 Mezní stav únosnosti ve smyku

#### 2.4.3.1 Stanovení únosnosti ve smyku v ose uložení

Únosnost je stanovena na průřezu bez uvažování ohybových trhlin (v místě uložení je minimální ohybové namáhání). Únosnost je stanovena pouze pro nosník I-73 bez uvažování spádové desky a spáry mezi nosníky. Předpětí působí pouze na nosník I-73 a proto není se spádovou deskou a spárou mezi nosníky uvažováno (výpočet je na stranu bezpečnou).

- plocha předpínací výztuže (celkem 10x kabel 20φ 4,5 mm)

$$A_p = 10 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot 4,5^2}{4} = 3181 \text{ mm}^2$$

- kotevní napětí  $\sigma_{pk} = 1300 \text{ MPa}$
- celkové ztráty předpětí uvažované v čase  $t_{00}$  jsou 25%
- síla v předpínací výztuži v čase  $t_{00}$   $N_{ed} = 0,75 \cdot \sigma_{pk} \cdot A_p = 0,75 \cdot 1300 \cdot 3181 = 3101 \text{ kN}$
- plocha betonového průřezu  $A_{cc} = 0,619 \text{ m}^2$

- napětí v betonu  $\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_{cc}} = \frac{3101 \cdot 10^3}{0,619 \cdot 10^6} = 5,01 \text{ MPa}$
- návrhová pevnost betonu v tahu  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05} \cdot \alpha_{ct}}{\gamma_c} = \frac{2,0 \cdot 1,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$
- limitní napětí  $\sigma_{c, \lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 17,0 - 2 \cdot \sqrt{1,33 \cdot (1,33 + 17,0)} = 7,13 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c, \lim} = 7,13 \text{ MPa} > \sigma_{cp} = 5,01 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$
- návrhová pevnost betonu ve smyku za tlaku  $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \sqrt{1,33^2 + 5,01 \cdot 1,33} = 2,90 \text{ MPa}$
- smyková únosnost průřezu  $V_{Rd} = \frac{f_{cvd} \cdot A_{cc}}{k} = \frac{2,9 \cdot 0,619 \cdot 10^6}{1,5} = 1197 \text{ kN}$

### 2.4.3.2 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$V_n = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{n,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_3}$$

$$V_a = 100 \cdot v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

$N_x$	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$V_{Rd}$	$V_n$
	$V_{g,n} \text{ (kN)}$	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{p,n} \text{ (kN)}$	$\gamma_Q$	$V_{n,n} \text{ (kN)}$	$\gamma_Q$	$\delta_3$	(kN)	(t)
N1	610	1,15	45	1,35	57	1,35	1,2	1197	63,0
N2	470	1,15	0	1,35	103	1,35	1,2	1197	52,6
N3	443	1,15	0	1,35	130	1,35	1,2	1197	43,6
N7	452	1,15	0	1,35	113	1,35	1,2	1197	49,4
N8	458	1,15	0	1,35	98	1,35	1,2	1197	56,4
N9	603	1,15	45	1,35	67	1,35	1,2	1197	54,6

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} \psi_{0,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_n$  a  $V_p$

$N_x$	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$V_{Rd}$	$V_n$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$V_{n,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta_3$	(kN)	(t)
N1	610	1,35	45	1,013	57	1,01	1,2	1197	63,1
N2	470	1,35	0	1,013	103	1,01	1,2	1197	59,9
N3	443	1,35	0	1,013	130	1,01	1,2	1197	50,6
N7	452	1,35	0	1,013	113	1,01	1,2	1197	57,0
N8	458	1,35	0	1,013	98	1,01	1,2	1197	64,8
N9	603	1,35	45	1,013	67	1,01	1,2	1197	55,3

**Rozhoduje zatížitelnost 43,6 t na nosníku N3.**

#### 2.4.3.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{n,r} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

$N_x$	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$V_{Rd}$	$V_r$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$V_{r,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta_1$	(kN)	(t)
N1	610	1,15	45	1,35	118	1,35	1,4	1197	117,4
N2	470	1,15	0	1,35	242	1,35	1,4	1197	86,3
N3	443	1,15	0	1,35	201	1,35	1,4	1197	108,8
N7	452	1,15	0	1,35	218	1,35	1,4	1197	98,8
N8	458	1,15	0	1,35	216	1,35	1,4	1197	98,7
N9	603	1,15	45	1,35	142	1,35	1,4	1197	99,3

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_r$  a  $V_p$

$N_x$	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$V_{Rd}$	$V_r$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$V_{r,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_1$	(kN)	(t)
N1	610	1,35	45	1,013	118	1,01	1,4	1197	156,8
N2	470	1,35	0	1,013	242	1,01	1,4	1197	131,2
N3	443	1,35	0	1,013	201	1,01	1,4	1197	168,2
N7	452	1,35	0	1,013	218	1,01	1,4	1197	151,9
N8	458	1,35	0	1,013	216	1,01	1,4	1197	151,2
N9	603	1,35	45	1,013	142	1,01	1,4	1197	134,1

**Rozhoduje zatížitelnost 86,3 t na nosníku N2.**

#### 2.4.3.4 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{e,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

$N_x$	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$V_{Rd}$	$V_e$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{e,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta$	(kN)	(t)
N5	451	1,15	275	1,35	1,05	1197	156,9

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_e$

$N_x$	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$V_{Rd}$	$V_e$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{e,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta$	(kN)	(t)
N5	451	1,35	275	1,013	1,05	1197	181,1

**Rozhoduje zatížitelnost 157 t na nosníku N5.**

## 2.4.4 Mezní stav použitelnosti

### 2.4.4.1 Stanovení ohybového momentu při dekompresi

Byl stanoven ohybový moment  $M_{dek}$  od proměnného zatížení při kterém dojde k dekompresi průřezu – dosažení nulového napětí v dolních vláknech průřezu. Tento moment byl stanoven v pro nosníky N1 až N3, N5 a N7 až N9.

Při dekompresi byl uvažován i vliv smrštění betonu na konci životnosti mostu.

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Průřezové charakteristiky průřezu			N1	N2	N3	N5	N7	N8	N9
Plocha průřezu	A	[mm <sup>2</sup> ]	609638	609638	609638	609638	609638	609638	609638
Moment setrvačnosti průřezu	I <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]*10 <sup>9</sup>	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8
Vzdálenost těžiště od dolní hrany	z <sub>g</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k dolním vláknům	z <sub>1</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k horním vláknům	z <sub>2</sub>	[mm]	-654	-654	-654	-654	-654	-654	-654
excentricita předpínací síly	e <sub>p</sub>	[mm]	629	629	629	629	629	629	629

#### Zatížení

Normálová síla od smrštění	N <sub>s</sub>	[kN]	-674	-674	-674	-674	-674	-674	-674
Ohybový moment od smrštění	M <sub>s</sub>	[kNm]	525	525	525	525	525	525	525
Předpínací síla na konci životnosti	P <sub>00</sub>	[kN]	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272
Ohyb. moment od vlastní tíhy nos.	M <sub>g,0</sub>	[kNm]	1838	1838	1838	1838	1838	1838	1838
Ohybový moment od stálého zat.	M <sub>g</sub>	[kNm]	3032	2966	2906	2805	2855	2940	3030
Ohybový moment od nahodilého z.	M <sub>v</sub>	[kNm]	1914	1980	2040	2140	2090	2005	1915

#### Napětí

Napětí v dolních vláknech	σ <sub>1</sub>	[MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Napětí v horních vláknech - nosník	σ <sub>2</sub>	[MPa]	-18,3	-18,3	-18,3	-18,3	-18,3	-18,3	-18,3
Napětí v horních vláknech - spára	σ <sub>3</sub>	[MPa]	-15,5	-15,5	-15,5	-15,5	-15,5	-15,5	-15,5

Přehled ohybových momentů  $M_{dek}$  od proměnného zatížení, při kterých dojde k dekompresi průřezu:

Nosník N1 :	$M_{dek} = 1914 \text{ kNm}$
Nosník N2 :	$M_{dek} = 1980 \text{ kNm}$
Nosník N3 :	$M_{dek} = 2040 \text{ kNm}$
Nosník N5 :	$M_{dek} = 2140 \text{ kNm}$
Nosník N7 :	$M_{dek} = 2090 \text{ kNm}$
Nosník N8 :	$M_{dek} = 2005 \text{ kNm}$
Nosník N9 :	$M_{dek} = 1915 \text{ kNm}$

#### 2.4.4.2 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$V_n = \frac{M_{dek}}{M_{n,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_3}$$

$$V_a = 100 \cdot V_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

N <sub>x</sub>	Normální zatížení			M <sub>dek</sub>	V <sub>n</sub>
	M <sub>n,n</sub> (kNm)	ψ <sub>1,1</sub>	δ <sub>3</sub>	(kNm)	(t)
N1	396	0,75	1,2	1914	71,6
N2	453	0,75	1,2	1980	64,8
N3	486	0,75	1,2	2040	62,2
N7	479	0,75	1,2	2090	64,6
N8	457	0,75	1,2	2005	65,0
N9	422	0,75	1,2	1915	67,2

**Rozhoduje zatížitelnost 62,2 t na nosníku N3.**

#### 2.4.4.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$V_r = \frac{M_{dek}}{M_{r,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot V_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

N <sub>x</sub>	Výhradní zatížení			M <sub>dek</sub>	V <sub>r</sub>
	M <sub>r,n</sub> (kNm)	ψ <sub>1,1</sub>	δ <sub>1</sub>	(kNm)	(t)
N1	626	0,75	1,4	1914	174,7
N2	714	0,75	1,4	1980	158,5
N3	657	0,75	1,4	2040	177,4
N7	646	0,75	1,4	2090	184,9
N8	711	0,75	1,4	2005	161,1
N9	668	0,75	1,4	1915	163,8

**Rozhoduje zatížitelnost 158,5 t na nosníku N2.**

#### 2.4.4.4 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{M_{dek}}{M_{e,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

N <sub>x</sub>	Výjimečné zatížení			M <sub>dek</sub>	V <sub>e</sub>
	M <sub>e,n</sub> (kNm)	ψ <sub>1,1</sub>	δ	(kNm)	(t)
N5	722	0,75	1,05	2140	338,7

**Rozhoduje zatížitelnost 339 t na nosníku N5.**

#### 2.4.4.5 Stanovení ohybového momentu při drcení horních vláken betonu spáry

Byl stanoven ohybový moment  $M_{lim}$  od proměnného zatížení při kterém dojde k drcení betonu horních vláken spáry mezi nosníky – napětí 11,3 MPa. Tento moment byl stanoven v pro nosníky N1 až N3, N5 a N7 až N9.

Při výpočtu byl uvažován i vliv smrštění betonu na konci životnosti mostu.

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Průřezové charakteristiky průřezu			N1	N2	N3	N5	N7	N8	N9
Plocha průřezu	A	[mm <sup>2</sup> ]	609638	609638	609638	609638	609638	609638	609638
Moment setrvačnosti průřezu	I <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]*10 <sup>9</sup>	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8
Vzdálenost těžiště od dolní hrany	z <sub>g</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k dolním vláknům	z <sub>1</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k horním vláknům	z <sub>2</sub>	[mm]	-654	-654	-654	-654	-654	-654	-654
excentricita předpínací síly	e <sub>p</sub>	[mm]	629	629	629	629	629	629	629

#### Zatížení

Normálová síla od smrštění	N <sub>s</sub>	[kN]	-674	-674	-674	-674	-674	-674	-674
Ohybový moment od smrštění	M <sub>s</sub>	[kNm]	525	525	525	525	525	525	525
Předpínací síla na konci životnosti	P <sub>00</sub>	[kN]	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272
Ohyb. moment od vlastní tíhy nos.	M <sub>g,0</sub>	[kNm]	1838	1838	1838	1838	1838	1838	1838
Ohybový moment od stálého zat.	M <sub>g</sub>	[kNm]	3032	2966	2906	2805	2855	2940	3030
Ohybový moment od nahodilého z.	M <sub>v</sub>	[kNm]	1585	1650	1710	1812	1762	1677	1588

#### Napětí

Napětí v dolních vláknech	σ <sub>1</sub>	[MPa]	-1,49	-1,49	-1,49	-1,49	-1,49	-1,49	-1,48
Napětí v horních vláknech - nosník	σ <sub>2</sub>	[MPa]	-17,00	-17,00	-17,00	-17,00	-17,00	-17,00	-17,00
Napětí v horních vláknech - spára	σ <sub>3</sub>	[MPa]	-14,22	-14,21	-14,21	-14,22	-14,22	-14,22	-14,22



Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Průřezové charakteristiky průřezu			N1	N2	N3	N5	N7	N8	N9
Plocha průřezu	A	[mm <sup>2</sup> ]	609638	609638	609638	609638	609638	609638	609638
Moment setrvačnosti průřezu	I <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]*10 <sup>9</sup>	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8	164,8
Vzdálenost těžiště od dolní hrany	z <sub>g</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k dolním vláknům	z <sub>1</sub>	[mm]	746	746	746	746	746	746	746
Rameno k horním vláknům	z <sub>2</sub>	[mm]	-654	-654	-654	-654	-654	-654	-654
excentricita předpínací síly	e <sub>p</sub>	[mm]	629	629	629	629	629	629	629

Zatížení

Normálová síla od smrštění	N <sub>s</sub>	[kN]	-674	-674	-674	-674	-674	-674	-674
Ohybový moment od smrštění	M <sub>s</sub>	[kNm]	525	525	525	525	525	525	525
Předpínací síla na konci životnosti	P <sub>00</sub>	[kN]	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272	-5272
Ohyb. moment od vlastní tíhy nos.	M <sub>g,0</sub>	[kNm]	1838	1838	1838	1838	1838	1838	1838
Ohybový moment od stálého zat.	M <sub>g</sub>	[kNm]	3032	2966	2906	2805	2855	2940	3030
Ohybový moment od nahodilého z.	M <sub>v</sub>	[kNm]	850	915	975	1078	1028	942	852

Napětí

Napětí v dolních vláknech	σ <sub>1</sub>	[MPa]	-4,82	-4,82	-4,82	-4,81	-4,81	-4,82	-4,82
Napětí v horních vláknech - nosník	σ <sub>2</sub>	[MPa]	-14,08	-14,08	-14,08	-14,09	-14,09	-14,08	-14,08
Napětí v horních vláknech - spára	σ <sub>3</sub>	[MPa]	-11,30	-11,30	-11,30	-11,30	-11,30	-11,30	-11,30

Přehled ohybových momentů M<sub>lim</sub> od proměnného zatížení, při kterých dojde k drcení horních vláken spar:

Nosník N1 :	M <sub>lim</sub> = 850 kNm
Nosník N2 :	M <sub>lim</sub> = 915 kNm
Nosník N3 :	M <sub>lim</sub> = 975 kNm
Nosník N5 :	M <sub>lim</sub> = 1078 kNm
Nosník N7 :	M <sub>lim</sub> = 1028 kNm
Nosník N8 :	M <sub>lim</sub> = 942 kNm
Nosník N9 :	M <sub>lim</sub> = 852 kNm

#### 2.4.4.6 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_n = \frac{M_{lim}}{M_{n,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_3}$$

$$V_a = 100 \cdot v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

N <sub>x</sub>	Normální zatížení			M <sub>lim</sub>	V <sub>n</sub>
	M <sub>n,n</sub> (kNm)	ψ <sub>1,1</sub>	δ <sub>3</sub>	(kNm)	(t)
N1	396	0,75	1,2	850	31,8
N2	453	0,75	1,2	915	29,9
N3	486	0,75	1,2	975	29,7
N7	479	0,75	1,2	1028	31,8
N8	457	0,75	1,2	942	30,5
N9	422	0,75	1,2	852	29,9

**Rozhoduje zatížitelnost 29,7 t na nosníku N3.**

#### 2.4.4.7 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{M_{lim}}{M_{r,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

N <sub>x</sub>	Výhradní zatížení			M <sub>lim</sub>	V <sub>r</sub>
	M <sub>r,n</sub> (kNm)	ψ <sub>1,1</sub>	δ <sub>1</sub>	(kNm)	(t)
N1	626	0,75	1,4	850	77,6
N2	714	0,75	1,4	915	73,2
N3	657	0,75	1,4	975	84,8
N7	646	0,75	1,4	1028	90,9
N8	711	0,75	1,4	942	75,7
N9	668	0,75	1,4	852	72,9

**Rozhoduje zatížitelnost 72,9 t na nosníku N9.**

#### 2.4.4.8 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{M_{dek}}{M_{e,n} \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

$N_x$	Výjimečné zatížení			$M_{lim}$	$V_e$
	$M_{e,n}$ (kNm)	$\psi_{1,1}$	$\delta$	(kNm)	(t)
N5	722	0,75	1,05	1078	170,6

**Rozhoduje zatížitelnost 171 t na nosníku N5.**

## 2.5 ŽB deska

ŽB deska byla posouzena na rozhodující kombinaci zatížení zahrnující vždy jednu ze zatížitelností (normální, výhradní nebo výjimečnou). Zatížitelnosti byly uvažovány dle hodnot zatížitelnosti pro zatěžovací třídu A dle ČSN 736203/1986. V případě výjimečné zatížitelnosti je hodnota omezena maximální zatížitelností vypočítanou pro NK.

$$\text{normální zatížitelnost (32 t) - } v_n = \frac{32}{13,33} = 2,40$$

$$\text{výhradní zatížitelnost (80 t) - } v_r = \frac{80}{60} = 1,33$$

$$\text{výjimečná zatížitelnost (157 t) - } v_e = \frac{157}{90} = 1,74$$

### 2.5.1 Posouzení na ohyb

Tloušťka ŽB desky je po ploše mostu proměnná a pohybuje se od 74 mm do 209 mm.

**Výpočet je proveden pro tloušťku ŽB desky 200 mm.**

Ohybové momenty v ŽB desce šířky 1 m ( $m_x$  je ohybový moment v podélném směru,  $m_y$  v příčném směru):

Zatížení		$m_x$ (kNm/m)	$m_y$ (kNm/m)	$v_n, v_r, v_e$	$\gamma_f \times \xi$	$\delta$
stálé zatížení		3,2	5,8		1,15	
užitné zatížení chodníku		0,5	1,6		1,35	
smrštění betonu ŽB desky		0,7	0,7		1,15	
normální zatížení	rovnoměrné zat.	1,4	3			
	1. pruh	5,2	6,8			
	2. pruh	0	0			
	celkem	6,6	9,8	2,40	1,35	1,2
výhradní zatížení		8	16,6	1,33	1,35	1,4
výjimečné zatížení		8,2	15,6	1,74	1,35	1,05
Návrhová kombinace s normální zatížitelností		30,8	47,7			
Návrhová kombinace s výhradní zatížitelností		25,3	51,5			
Návrhová kombinace s výjimečnou zatížitelností		25,4	48,1			

Celková hodnota ohybového momentu byla určena z kombinace zatížení obsahující vždy jednu ze zatížitelností (normální, výhradní nebo výjimečnou). Zatížitelnosti byly uvažovány:

$$\text{normální zatížitelnost (32 t) - } v_n = \frac{32}{13,33} = 2,40$$

$$\text{výhradní zatížitelnost (80 t) - } v_r = \frac{80}{60} = 1,33$$

$$\text{výjimečná zatížitelnost (157 t) - } v_e = \frac{157}{90} = 1,74$$

Od účinků smrštění betonu vzniknou v ŽB desce tahové síly:

- v podélném směru  $n_{x,d} = 410 \text{ kN/m}$
- v příčném směru  $n_{y,d} = 410 \text{ kN/m}$

**Návrh výztuže při dolním i horním povrchu ŽB desky:**

- **podélná výztuž: R16 á 150 mm  $A_s = 1340 \text{ mm}^2$**
- **příčná výztuž: R16 á 150 mm  $A_s = 1026 \text{ mm}^2$**
- jmenovité krytí při horním povrchu desky 50 mm, při dolním povrchu 40 mm

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Posouzení v podélném směru:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	30,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_C$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	[MPa]	17,0
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - B500B</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_S$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	[MPa]	435
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	56
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	14
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	150
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1 026
Návrhový ohybový moment	$m_{x,d}$	[kNm]	30,8
Návrhová osová síla (kladná)	$n_{x,d}$	[kN]	410

Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	$\sigma_n$	[MPa]	200
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	$\sigma_s$	[MPa]	235
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	241
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	18
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	130
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	31,3

>  $m_{x,d} = 30,8 \text{ kNm}$   
 → **Vyhovuje**

Posouzení v příčném směru:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	30,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	17,0
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - B500B</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	40
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	16
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	150
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1 340
Návrhový ohybový moment	$m_{y,d}$	[kNm]	51,5
Návrhová osová síla (kladná)	$n_{y,d}$	[kN]	410

Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	$\sigma_n$	[MPa]	153
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	$\sigma_s$	[MPa]	282
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	377
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	28
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	141
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	53,2

>  $m_{y,d} = 51,5 \text{ kNm}$ 

→ Vyhovuje

## 2.5.2 Posouzení na smyk

Tloušťka ŽB desky je po ploše mostu proměnná a pohybuje se od 74 mm do 209 mm.

**Výpočet je proveden pro průměrnou tloušťku ŽB desky 200 mm.**

Příčné posouvající síly v ŽB desce šířky 1 m:

Zatížení		qy (kNm/m)	qy (kNm/m)	$v_n, v_r, v_e$	$\gamma_f \times \xi$	$\delta$
stálé zatížení		9	-10		1,15	
užitné zatížení chodníku		1	-1		1,35	
normální zatížení	rovnoměrné zat.	4	-4			
	1. pruh	20	-20			
	2. pruh	0	0			
	celkem	24	-24	2,40	1,35	1,2
výhradní zatížení		35	-28	1,33	1,35	1,4
výjimečné zatížení		37	-35	1,74	1,35	1,05
Návrhová kombinace s normální zatížitelností		105,0	-106,1			
Návrhová kombinace s výhradní zatížitelností		99,9	-83,4			
Návrhová kombinace s výjimečnou zatížitelností		102,9	-99,2			

Celková hodnota posouvající síly byla určena z kombinace zatížení obsahující vždy jednu ze zatížitelností (normální, výhradní nebo výjimečnou). Zatížitelnosti byly uvažovány:

$$\text{normální zatížitelnost (32 t) - } v_n = \frac{32}{13,33} = 2,40$$

$$\text{výhradní zatížitelnost (80 t) - } v_r = \frac{80}{60} = 1,33$$

$$\text{výjimečná zatížitelnost (157 t) - } v_e = \frac{157}{90} = 1,74$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Výpočet pro tloušťku ŽB desky 200 mm:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37</b>			
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	30,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	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
<b>Charakteristické vlastnosti smykové výztuže - B500B</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	435
<b>Posouzení prvku se svislými třmínky</b>			
Návrhová posouvající síla	$V_{Ed}$	[kN]	106,1
Počet střihů třmínku (spon)	$n$	-	4
Průměr třmínků (spon)	$d_{sw}$	[mm]	8
Vzdálenost třmínků (spon) v podélném směru	$s$	[mm]	250
Výška průřezu	$h$	[mm]	200
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti	$b_w$	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže betonem	$c_{nom}$	[mm]	50
Průměr podélné tahové výztuže	$d_s$	[mm]	14
Účinná výška průřezu	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2$	[mm]	135
Průřezová plocha smykové výztuže	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	201
Stupeň vyztužení smykovou výztuží	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s)$	-	0,0008
Minimální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk}$	-	8,76E-04
Maximální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd}$	-	1,03E-02
Maximální osová vzdálenost třmínků v podélném směru	$s_{max} = 0,75d$	[mm]	101
	$s_{max}$	[mm]	400
Reduk. součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	-	0,528
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9d$	[mm]	122
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]	376
	→ 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]	106,2

→ Vyhovuje

→ Vyhovuje

>  $V_{Ed} = 106,1 \text{ kN}$ >  $V_{Ed} = 106,1 \text{ kN}$



### 2.5.3 Posouzení spřažení

ŽB deska bude spřažena s betonovými nosníky pomocí spřahovacích prvků tvořených dvojicí kulatiny  $\phi 16$ . Tyto prvky jsou v podélném směru rozmístěny po vzdálenosti 500 mm.

Charakteristická únosnost kulatiny  $\phi 16$  je:

- smyk  $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot 500 \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 80,4 \text{ kN}$  ( $f_u$  maximálně 500 MPa)
- otláčení  $P_{Rk} = 0,29 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot 16^2 \sqrt{30 \cdot 32000} = 72,7 \text{ kN}$

Rozhoduje menší hodnota  $P_{Rk} = 72,7 \text{ kN}$ .

Návrhová únosnost kulatiny  $\phi 16$  je :

- pro mezní stav únosnosti  $P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{72,7}{1,25} = 58,2 \text{ kN}$
- pro mezní stav použitelnosti  $0,6 \cdot P_{Rk} = 0,6 \cdot 72,7 = 43,6 \text{ kN}$

Celý spřahovací prvek má tedy v 1. MS únosnost  $P_{Rd} = 2 \cdot 58,2 = 116,4 \text{ kN}$ .

- spřahovací prvky musí na polovině rozpětí mostu přenést tlakovou sílu z tlačené ŽB desky  $F_c = A \cdot f_{cd} = 170 \cdot 1480 \cdot 17 = 4277 \text{ kN}$  (170 mm je maximální tloušťka ŽB desky ve středu rozpětí)
- nutný počet spřahovacích prvků  $n_{lim} = \frac{F_c}{P_{Rd}} = \frac{4277}{116,4} = 36,4$
- spřahovací prvky jsou umístěny po vzdálenosti 400 mm  $n = \frac{15000}{400} = 37,5 > n_{lim} = 36,4$   
 $\Rightarrow$  **VYHOVUJE**

## 2.6 Dilatace ložisek a MZ

### Dilatace od teploty

- maximální teplota konstrukce  $t_{\max} = 49^{\circ}\text{C}$
- minimální teplota konstrukce  $t_{\min} = -31^{\circ}\text{C}$
- montážní teplota konstrukce  $t = 10^{\circ}\text{C}$
- součinitel teplotní roztažnosti  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

Dilatace u opěry s pohyblivými ložisky:

$$\Delta l = \Delta t \cdot l \cdot \alpha \cdot 1,3 = (49 + 31) \cdot 60000 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 1,3 = \mathbf{75 \text{ mm}}$$

$$\Delta l^- = \Delta t \cdot l \cdot \alpha \cdot 1,3 = -41 \cdot 60000 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 1,3 = \mathbf{-38 \text{ mm}} \text{ (zkrácení)}$$

$$\Delta l^+ = \Delta t \cdot l \cdot \alpha \cdot 1,3 = 39 \cdot 60000 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 1,3 = \mathbf{37 \text{ mm}} \text{ (prodloužení)}$$

## 2.7 Přehled zatížitelnosti vrchní stavby

Zatížitelnost byla stanovena za předpokladu, že stavební stav nosné konstrukce bude po rekonstrukci dobrý, se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . V době zpracování výpočtu byla provedena zjednodušená diagnostika předpínací výztuže, při výpočtu se předpokládá, že je v dobrém stavu se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . Při rekonstrukci bude provedena podrobná diagnostika a stavební stav upřesněn.

**Výsledná zatížitelnost byla omezena na normovou hodnotu pro zatěžovací třídu A.**

Mezní stav	Způsob porušení	Normální zat.	Výhradní zat.	Výjimečná zat.
1.MS	MS únosnosti v ohybu	30,4	74,2	182
	MS únosnosti ve smyku v ose uložení	43,6	86,3	<b>157</b>
2.MS	dekoprese průřezu	62,2	158,5	339
	drcení horních vláken betonu spár	<b>29,7</b>	<b>72,9</b>	171
Výsledná zatížitelnost vrchní stavby		<b>30</b>	<b>73</b>	<b>157</b>

### 3 Výpočet zatížitelnosti spodní stavby

#### 3.1 Posouzení příčle pilíře 3 na ohyb

Největší ohybové namáhání příčle nastane na převislém konci. Proto byl posouzen pilíř 3, na kterém je vyložení převislého konce největší.

##### 3.1.1 Stanovení ohybové únosnosti příčle

Největší ohybové namáhání příčle nastane na převislém konci. Výpočet únosnosti byl proveden tabulkovou formou v programu EXCEL.

Únosnost příčle nad pilířem:

- nad pilířem je horní povrch příčle vyztužen podélnou tahovou výztuží 9 x  $\phi 25$  ve dvou řadách (výpočet je zjednodušen uvažováním jedné řady v těžišti skutečné výztuže)

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_C$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	[MPa]	11,3
<b>Charakteristické vlastnosti tahové výztuže - 10A25(V)</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_S$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	[MPa]	357
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	1 100
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	108
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	25
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	61
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	8 847
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	3154
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	316
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	953
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	3006,0

### 3.1.2 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_n = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{n,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_2}$$

$$V_a = 100 \cdot v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$M_{Rd}$	$V_n$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G \cdot \xi$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$M_{n,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta_3$	(kNm)	(t)
nad P1	2015	1,15	67	1,35	162	1,35	1,2	3006	30,7

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} \psi_{0,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $M_n$  a  $M_p$

Protože geometrie prefa nosníků je známa a tedy je možno s relativně velkou přesností určit vlastní tíhu nosníku, bylo součinitel zatížení pro nosníky uvažován  $\gamma_G = 1,15$ . Pro ostatní stálé zatížení byl uvažován součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,35$

- pro ostatní stálé součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,35$
- pro hlavní nosníky součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,15$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$M_{Rd}$	$V_n$
	$M_{g,d}$ (kNm)	$\gamma_G$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$M_{n,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_3$	(kNm)	(t)
nad P1	2535	1,00	67	1,013	162	1,01	1,2	3006	27,3

**Rozhoduje zatížitelnost 27,3 t.**

### 3.1.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{r,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$M_{Rd}$	$V_r$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G \cdot \xi$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$M_{r,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta_1$	(kNm)	(t)
nad P1	2015	1,15	67	1,35	267	1,35	1,4	3006	71,7

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $M_r$  a  $M_p$

Protože geometrie prefa nosníků je známa a tedy je možno s relativně velkou přesností určit vlastní tíhu nosníku, bylo součinitel zatížení pro nosníky uvažován  $\gamma_G = 1,15$ . Pro ostatní stálé zatížení byl uvažován součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,35$

- pro ostatní stálé součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,35$
- pro hlavní nosníky součinitel zatížení  $\gamma_G = 1,15$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$M_{Rd}$	$V_r$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$M_{r,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_1$	(kNm)	(t)
nad P1	2535	1,00	67	1,013	267	1,01	1,4	3006	63,9

**Rozhoduje zatížitelnost 63,9 t.**

### 3.1.4 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečné zatížení vyvolá na převislém konci minimální namáhání, nebude tedy rozhodovat o zatížitelnosti.

### 3.2 Posouzení příčle pilíře 3 na smyk

Největší smykové namáhání příčle nastane v řezu před a za krajním pilířem. Řez na převislém konci je označován jako *konzola*, řez z vnitřní strany krajního pilíře je označován jako *mezi pilíři*.

#### 3.2.1 Stanovení smykové únosnosti příčle

Únosnost příčle nad pilířem:

Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25			
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	11,3
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm}$	[MPa]	2,2
Charakteristické vlastnosti tahové výztuže - 10425(V)			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	357
Posouzení prvku se svislými třmínky			
Návrhová posouvající síla	$V_{Ed}$	[kN]	2500
Počet stříhů smykové výztuže	$n$	-	6
Průměr smykové výztuže	$d_{sw}$	[mm]	12
Vzdálenost smykové výztuže v podélném směru	$s$	[mm]	200
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti	$b_w$	[mm]	2 200
Jmenovité krytí výztuže betonem	$c_{nom}$	[mm]	50
Průměr podélné tahové výztuže	$d_s$	[mm]	25
Účinná výška průřezu	$d = h - c_{nom} - d_{sw} - d_s / 2$	[mm]	1125,5
Průřezová plocha smykové výztuže	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	679
Stupeň vyztužení smykovou výztuží	$\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s)$	-	0,0015
Minimální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot f_{ck}^{0,5} / f_{yk}$	-	8,73E-04
Maximální stupeň smykového vyztužení	$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} / f_{ywd}$	-	8,77E-03
Maximální osová vzdálenost třmínků v podélném směru	$s_{max} = 0,75d$	[mm]	844
	$s_{max}$	[mm]	400
Reduk. součinitel pevnosti betonu při porušení smykem	$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$	-	0,552
Rameno vnitřních sil	$z = 0,9d$	[mm]	1 013
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]	4 807
	→ 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]	3 063

### 3.2.2 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$V_n = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{n,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_2}$$

$$V_a = 100 \cdot V_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$V_{Rd}$	$V_n$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$V_{n,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta_3$	(kN)	(t)
konzola	1674	1,15	42	1,35	138	1,35	1,2	3063	64,7
mezi pilíři	1217	1,15	11	1,35	97	1,35	1,2	3063	140,1

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_n$  a  $V_p$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$V_{Rd}$	$V_n$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$V_{n,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_3$	(kN)	(t)
konzola	1614	1,35	42	1,013	138	1,01	1,2	3063	66,9
mezi pilíři	1217	1,35	11	1,013	97	1,01	1,2	3063	159,4

**Rozhoduje zatížitelnost 64,7 t.**

### 3.2.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{r,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$V_{Rd}$	$V_r$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$V_{r,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta_1$	(kN)	(t)
konzola	1674	1,15	42	1,35	243	1,35	1,4	3063	141,8
mezi pilíři	1217	1,15	11	1,35	129	1,35	1,4	3063	406,5

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_r$  a  $V_p$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$V_{Rd}$	$V_r$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G$	$V_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$V_{r,n}$ (kN)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_1$	(kN)	(t)
konzola	1614	1,35	42	1,013	243	1,01	1,4	3063	146,6
mezi pilíři	1217	1,35	11	1,013	129	1,01	1,4	3063	462,3

**Rozhoduje zatížitelnost 141,8 t.**

#### 3.2.3.1 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{V_{Rd} - V_{g,d}}{V_{e,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$



Sledované místo	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$V_{Rd}$	$V_e$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{e,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta$	(kN)	(t)
mezi pilíři	1217	1,15	137	1,35	1,05	3063	772,3

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $V_e$

Sledované místo	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$V_{Rd}$	$V_e$
	$V_{g,n}$ (kN)	$\gamma_G \cdot \xi$	$V_{e,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$\delta$	(kN)	(t)
mezi pilíři	1217	1,35	137	1,013	1,05	3063	877,5

**Rozhoduje zatížitelnost 772 t.**

### 3.3 Posouzení příčle pilíře 3 na kroucení

Největší kroucení příčle nastane v řezu před a za krajním pilířem. Řez na převislém konci je označován jako *konzola*, řez z vnitřní strany krajního pilíře je označován jako *mezi pilíři*.

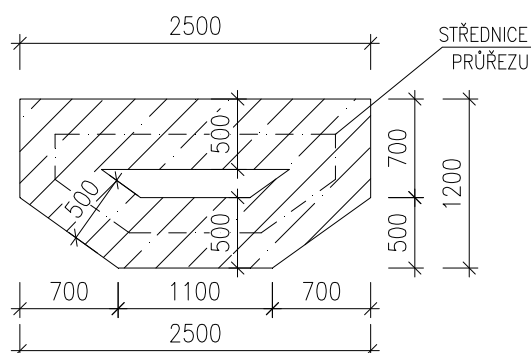
#### 3.3.1 Stanovení únosnosti v kroucení příčle

Únosnost příčle v kroucení (výpočet pro nevyztužený průřez):

$$M_{Rd} = 2 \cdot A_k \cdot t_i \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 2 \cdot 1199000 \cdot 500 \cdot \frac{1,5}{1,5} = \mathbf{1\,199\,kNm},$$

kde  $A_k$  je plocha uzavřená střednicí průřezu a  $t_i$  je tloušťka stěny průřezu.

FIKTIVNÍ DUTÝ PRŮŘEZ PRO VÝPOČET KROUCENÍ



### 3.3.2 Stanovení normální zatížitelnosti

Normální zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_n = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{n,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_2}$$

$$V_a = 100 \cdot v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_a$$

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$M_{Rd}$	$V_n$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G \cdot \xi$	$M_{p,n}$ (kN)	$\gamma_Q$	$M_{n,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta_3$	(kNm)	(t)
konzola	569	1,15	29	1,35	95	1,35	1,2	1199	43,9
mezi pilíři	607	1,15	15	1,35	97	1,35	1,2	1199	40,9

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} \psi_{0,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $M_n$  a  $M_p$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Normální zatížení			$M_{Rd}$	$V_n$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$M_{n,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_3$	(kNm)	(t)
konzola	569	1,35	29	1,013	95	1,01	1,2	1199	46,4
mezi pilíři	607	1,35	15	1,013	97	1,01	1,2	1199	41,2

**Rozhoduje zatížitelnost 40,9 t.**

### 3.3.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Výhradní zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_r = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{r,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta_1}$$

$$V_r = 60 \cdot v_r$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$M_{Rd}$	$V_r$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G \cdot \xi$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$M_{r,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta_1$	(kNm)	(t)
konzola	569	1,15	29	1,35	167	1,35	1,4	1199	96,4
mezi pilíři	607	1,15	15	1,35	170	1,35	1,4	1199	90,0

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} \psi_{0,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $M_r$  a  $M_p$

Sledované místo	Stálé zatížení		Zatížení chodníků		Výhradní zatížení			$M_{Rd}$	$V_r$
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G$	$M_{p,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$M_{r,n}$ (kNm)	$\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\delta_1$	(kNm)	(t)
konzola	569	1,35	29	1,013	167	1,01	1,4	1199	101,8
mezi pilíři	607	1,35	15	1,013	170	1,01	1,4	1199	90,7

**Rozhoduje zatížitelnost 90,0 t.**

#### 3.3.3.1 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost nosníků je stanovena z těchto vztahů:

$$v_e = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{e,n} \cdot \gamma_Q \cdot \delta}$$

$$V_e = 90 \cdot v_e$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL:

Výpočet proveden dle vztahu (1):  $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,l} Q_{k,l} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ , kde  $\xi = 0,85$

Sledované místo	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$M_{Rd}$ (kNm)	Ve (t)
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G^* \xi$	$M_{e,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta$		
mezi pilíři	607	1,15	120	1,35	1,05	1199	265,9

Výpočet proveden dle vztahu (2):  $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

- součinitel  $\psi_{0,1} = 0,75$  pro  $M_e$

Sledované místo	Stálé zatížení		Výjimečné zatížení			$M_{Rd}$ (kNm)	Ve (t)
	$M_{g,n}$ (kNm)	$\gamma_G^* \xi$	$M_{e,n}$ (kNm)	$\gamma_Q$	$\delta$		
mezi pilíři	607	1,35	120	1,013	1,05	1199	267,8

**Rozhoduje zatížitelnost 266 t.**

### 3.4 Celkový přehled zatížitelnosti

Zatížitelnost byla stanovena za předpokladu, že stavební stav nosné konstrukce bude po rekonstrukci dobrý, se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . V době zpracování výpočtu byla provedena zjednodušená diagnostika předpínací výztuže, při výpočtu se předpokládá, že je v dobrém stavu se součinitelem  $\alpha = 1,0$ . Při rekonstrukci bude provedena podrobná diagnostika a stavební stav upřesněn.

**Výsledná zatížitelnost byla omezena na normovou hodnotu pro zatěžovací třídu A.**

	Mezní stav	Způsob porušení	Normální zat.	Výhradní zat.	Výjimečná zat.
VRCHNÍ STAVBA	1.MS	MS únosnosti v ohybu	30,4	74,2	182
		MS únosnosti ve smyku v ose uložení	43,6	86,3	157
	2.MS	dekoprese průřezu	62,2	158,5	339
		drcení horních vláken betonu spár	29,7	72,9	171
	Výsledná zatížitelnost vrchní stavby		30	73	157
SPODNÍ STAV.	1.MS	MS únosnosti v ohybu příčle	27,3	63,9	-
		MS únosnosti ve smyku příčle	64,7	141,8	772
		MS únosnosti v kroucení příčle	40,9	90,0	266
	Výsledná zatížitelnost spodní stavby		27	64	266
Výsledná zatížitelnost mostu			27	64	157

## 4 Posouzení zvedání NK během rekonstrukce mostu

### 4.1 Zatížení

- všechny uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické dle soustavy ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991
- výpočet zatížení je uveden pro pole 1 (největší šikmost)
- zatížení od spádové desky je uvažováno z pole 2 (největší tloušťka spádové desky)

#### 4.1.1 Zatížení

Během zvedání NK budou působit tato zatížení:

##### Vlastní tíha ŽB nosníků I-73

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- počet nosníku na NK je 9 ks
- celková hmotnost nosníku délky 29,96 m je 49,32 t  $\Rightarrow 9 \cdot 493,2 = \mathbf{4439\ kN}$

##### Spára mezi nosníky I-73:

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- celková šířka NK je 13 320 mm
- počet nosníku na NK je 9 ks
- šířka nosníku je 1150 mm, délka nosníku 30 m
- tloušťka spáry je 120 mm (horní) + 150 mm (dolní) = 270 mm  
 $\Rightarrow 0,27 \cdot (13,32 - 9 \cdot 1,15) \cdot 30 \cdot 25 = \mathbf{601\ kN}$

##### Koncový příčník

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- délka koncového příčníku na pilíři 2 je 14,5 m
- odhad šířky koncového příčníku 1,12 m  $\Rightarrow 1,12 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot 25 = \mathbf{568\ kN\ (1ks)}$

##### Vlastní tíha pilíře

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

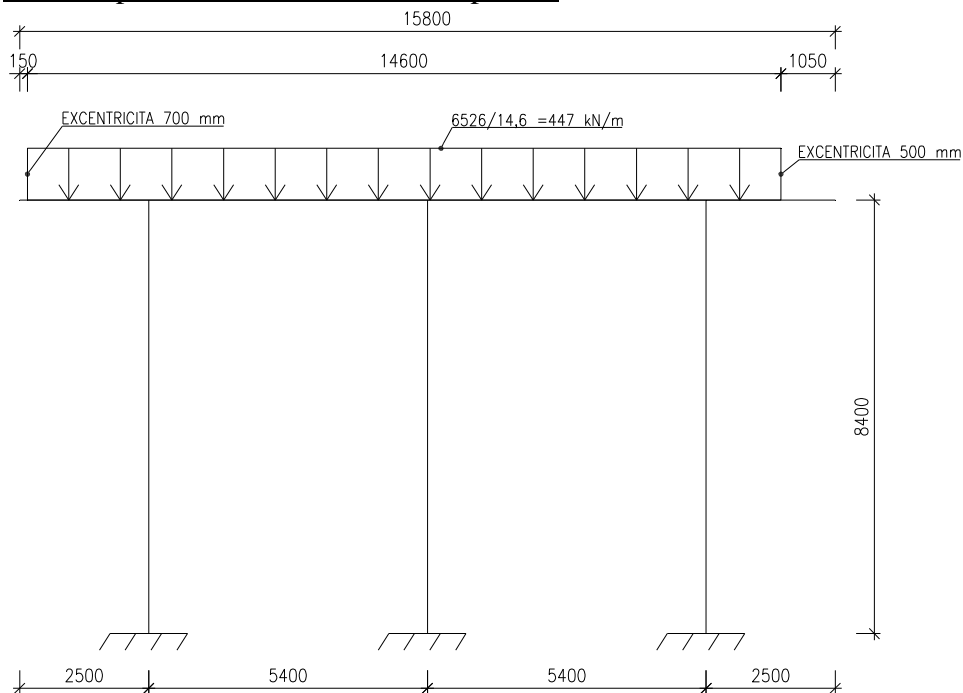
##### Ocelová konstrukce pro zvedání NK mostu

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- odhad celkové hmotnosti ocelové konstrukce  $\mathbf{700\ kN}$

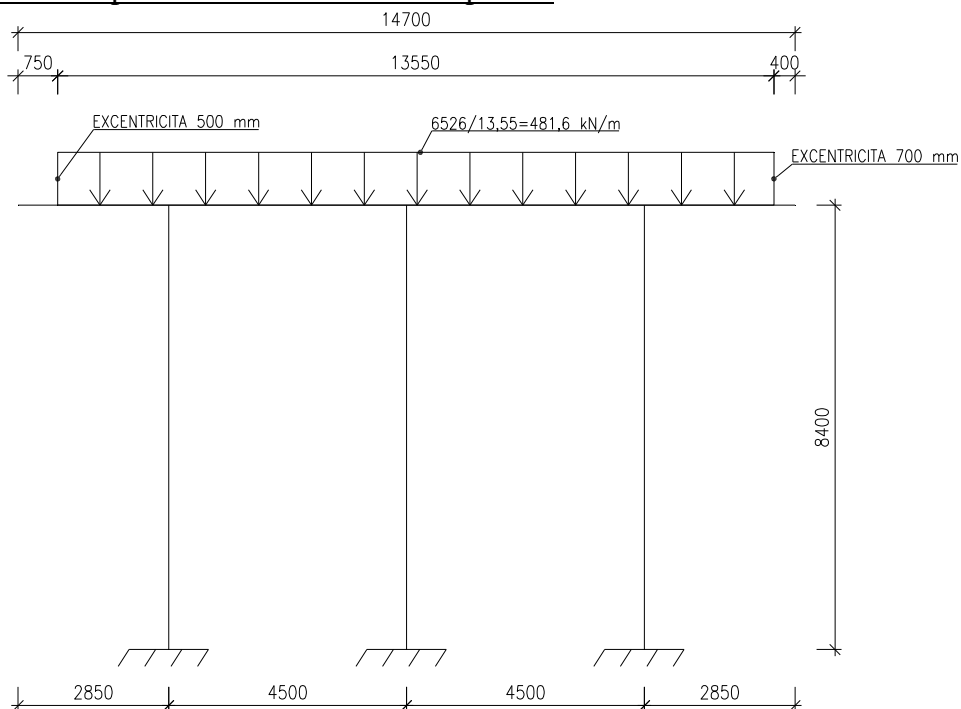
Zatížení linií ložisek bude nahrazeno spojitým liniovým zatížením dle následujícího obrázku. Předpokládá se, že ocelová konstrukce pro zvedání NK mostu roznese zatížení rovnoměrně v celém příčném řezu.

- zatížení na celou linii ložisek (9 ks):  $4439 + 601 + 568 \cdot 2 + 700 / 2 = \mathbf{6526 \text{ kN}}$

#### Zatížení pilíře 2 během zvedání NK pole 2:



#### Zatížení pilíře 3 během zvedání NK pole 2:



## 4.2 Posouzení stojek pilíře 2

Návrhové vnitřní síly působící v místě vetknutí stojek do základu:

### **Stojka levá – P1:**

$$N_{x,d} = -4004 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1843 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 70 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

### **Stojka střední – P2:**

$$N_{x,d} = -4143 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1809 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 140 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

### **Stojka pravá – P3:**

$$N_{x,d} = -3296 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1756 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 66 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

# **POSOUZENÍ OBDÉLNÍKOVÉHO ŽB PRŮŘEZU NA KOMBINACI M+N**

Zatížení		P1	P2	P3
svislá síla	N [kN]	-4004	-4143	-3296
pod. moment	M <sub>y</sub> [kNm]	1843	1809	1756

## **- krytí betonářské výztuže**

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti	$c_{min,b} =$	25 mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí	$c_{min,dur} =$	40 mm
	$\Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} =$	0 mm
$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,ur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}) =$		40 mm
přídavná návrhová odchylka	$\Delta c_{dev} =$	10 mm
krytí požadované normou	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$	50 mm

## **- parametry betonu a oceli**

beton C20/25

$f_{ck} =$	20 MPa	$ \epsilon_{cu3}  =$	0,0035
$\gamma_c =$	1,5	$ \epsilon_{c3}  =$	0,00175
$\alpha_{cc} =$	0,85	$\eta =$	1,0
$f_{cd} =$	11,333 MPa	$\lambda =$	0,8

ocel B 420B (10 425(V)):

$f_{yk} =$	410 MPa
$\gamma_s =$	1,15
$f_{yd} =$	356,522 MPa
$E_s =$	200000 MPa
$\epsilon_{yd} =$	0,0018

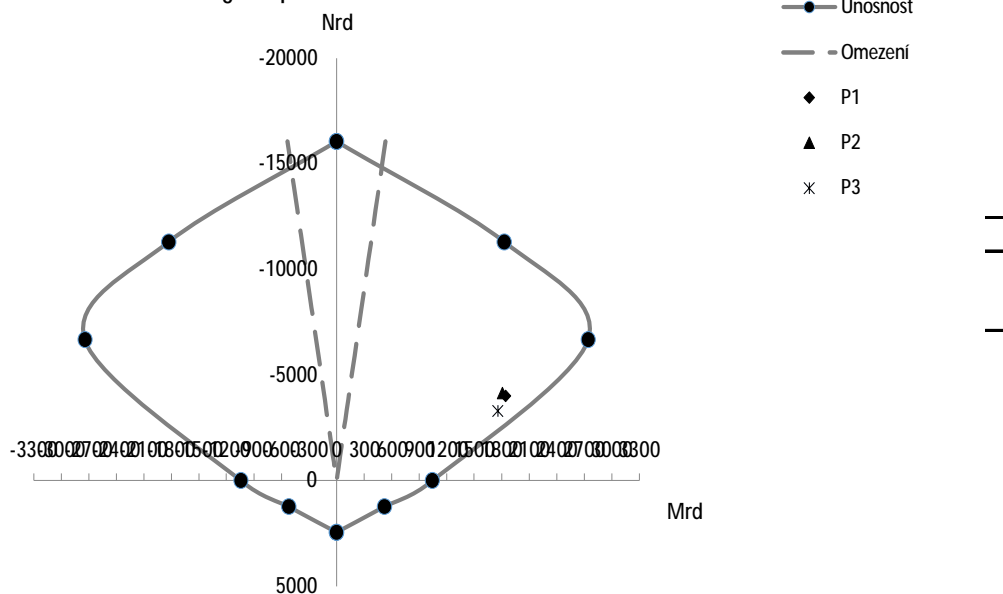
## **- návrh výztuže v řezu**

rozměry posuzovaného průřezu	výška	$h =$	1,000 m
	šířka	$b =$	1,2 m
návrh průměru rozdělovací výztuže	$\Phi_{roz} =$		12 mm

Návrh výztuže na šířku b:

povrch 1	7 $\phi_R$	25 ; $A_{s1} =$	0,00344 m <sup>2</sup> /b	<b>kladný <math>M_{Ed}</math></b>
	0 $\phi_R$	0		
povrch 2	7 $\phi_R$	25 ; $A_{s2} =$	0,00344 m <sup>2</sup> /b	<b>záporný <math>M_{Ed}</math></b>
	0 $\phi_R$	0		

Interakční diagram pro železobeton





### 4.3 Posouzení stojek pilíře 3

Návrhové vnitřní síly působící v místě vetknutí stojek do základu:

**Stojka levá – P1:**

$$N_{x,d} = -3734 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1758 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 151 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

**Stojka střední – P2:**

$$N_{x,d} = -3548 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1764 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 66 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

**Stojka pravá – P3:**

$$N_{x,d} = -4061 \text{ kN}$$

$$M_{x,d} = 1838 \text{ kNm (ohyb v podélném směru mostu)}$$

$$M_{y,d} = 148 \text{ kNm (ohyb v příčném směru mostu)}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

## POSOUZENÍ OBDÉLNÍKOVÉHO ŽB PRŮŘEZU NA KOMBINACI M+N

Zatížení		P1	P2	P3
svislá síla	N [kN]	-3734	-3548	-4061
pod. moment	$M_y$ [kNm]	1758	1764	1838

**- krytí betonářské výztuže**

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti	$c_{min,b} =$	25 mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí	$c_{min,dur} =$	40 mm
	$\Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} =$	0 mm
	$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,ur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm) =$	40 mm
přídavná návrhová odchylka	$\Delta c_{dev} =$	10 mm
krytí požadované normou	$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$	50 mm

**- parametry betonu a oceli**

beton C20/25

$f_{ck} =$	20 MPa	$ \epsilon_{cu3}  =$	0,0035
$\gamma_c =$	1,5	$ \epsilon_{c3}  =$	0,00175
$\alpha_{cc} =$	0,85	$\eta =$	1,0
$f_{cd} =$	11,333 MPa	$\lambda =$	0,8

ocel B 420B (10 425(V)):

$f_{yk} =$	410 MPa
$\gamma_s =$	1,15
$f_{yd} =$	356,522 MPa
$E_s =$	200000 MPa
$\epsilon_{yd} =$	0,0018

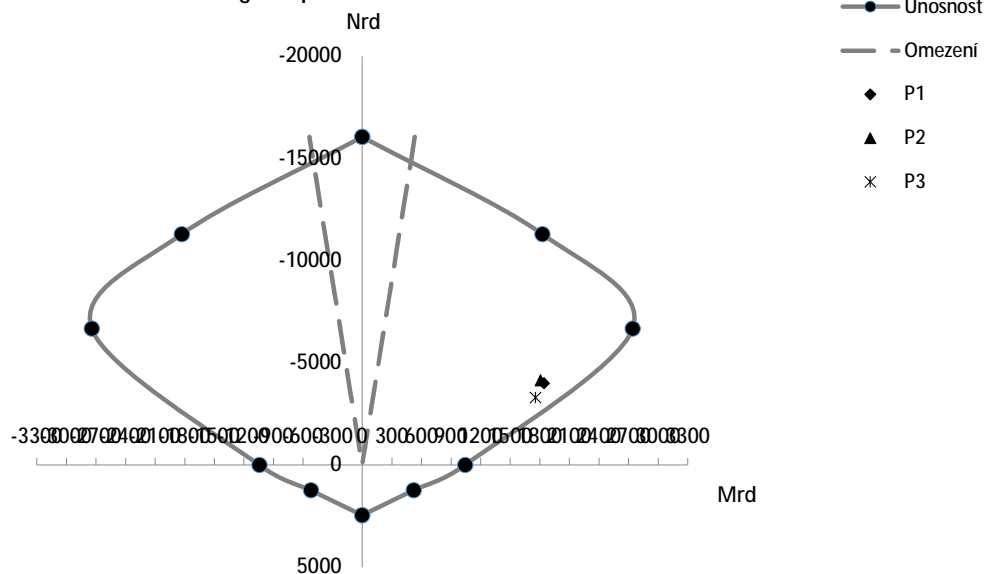
**- návrh výztuže v řezu**

rozměry posuzovaného průřezu	výška	$h =$	1,000 m
	šířka	$b =$	1,2 m
návrh průměru rozdělovací výztuže		$\Phi_{roz} =$	12 mm

Návrh výztuže na šířku b:

povrch 1	7 $\Phi R$	25 ; $A_{s1} =$	0,00344 m <sup>2</sup> /b	<b>kladný <math>M_{Ed}</math></b>
	0 $\Phi R$	0		
povrch 2	7 $\Phi R$	25 ; $A_{s2} =$	0,00344 m <sup>2</sup> /b	<b>záporný <math>M_{Ed}</math></b>
	0 $\Phi R$	0		

## Interakční diagram pro železobeton



#### 4.4 Posouzení příčle pilíře 2 na ohyb

Návrhové vnitřní síly působící na příčel:

$$M_{y,d} = 999 \text{ kNm}$$

$$M_{y,d} = 0,65 \cdot (-1965) = -1277 \text{ kNm (redukce špičky ohybového momentu nad stojkou)}$$

$$V_{z,d} = 1955 \text{ kN (neredukována hodnota)}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Posouzení záporného momentu:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	11,3
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - 10425(V)</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	357
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	1 100
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	108
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	25
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	61
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	8 847
Návrhový ohybový moment	$M_{xy,d}$	[kNm]	1277

Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	3154
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	316
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	953
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	3006

$$> m_{x,d} = 1277 \text{ kNm}$$

→ Vyhovuje

Posouzení kladného momentu:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	11,3
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - 10425(V)</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	357
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	2 500
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	68
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	25
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	192
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	6 388
Návrhový ohybový moment	$M_{xy,d}$	[kNm]	999

Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	2278
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	100
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	1 079
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	2458

>  $m_{x,d} = 999 \text{ kNm}$ 

→ Vyhovuje

## 4.5 Posouzení příčle pilíře 3 na ohyb

Návrhové vnitřní síly působící na příčel:

$$M_{y,d} = 545 \text{ kNm}$$

$$M_{y,d} = 0,65 \cdot (-2313) = -1503 \text{ kNm (redukce špičky ohybového momentu nad stojkou)}$$

$$V_{z,d} = 1847 \text{ kN (neredukována hodnota)}$$

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Posouzení záporného momentu:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	11,3
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - 10A25(V)</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	357
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	1 100
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	108
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	25
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	61
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	8 847
Návrhový ohybový moment	$M_{xy,d}$	[kNm]	1503

Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	3154
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	316
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	953
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	3006

$$> m_{x,d} = 1503 \text{ kNm}$$

→ Vyhovuje

Posouzení kladného momentu:

<b>Charakteristické vlastnosti betonu - C20/25</b>			
Charakter. hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck}$	[MPa]	20,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc}$	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c$	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	[MPa]	11,3
<b>Charakter. vlastnosti tahové výztuže - 10A25(V)</b>			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk}$	[MPa]	410
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_s$	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	[MPa]	357
<b>Posouzení prvku na ohyb</b>			
Výška průřezu	$h$	[mm]	1 200
Šířka průřezu	$b$	[mm]	2 500
Jmenovité krytí výztuže	$c$	[mm]	68
Průměr výztuže	$\phi$	[mm]	25
Vzdálenost prutů výztuže	$a$	[mm]	192
Plocha výztuže	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	6 388
Návrhový ohybový moment	$M_{xy,d}$	[kNm]	545

Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	2278
Tlačená výška betonu	$x = F_s / (0,8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	100
Rameno vnitřních sil	$z = h - c - \phi / 2 - 0,4 \cdot x$	[mm]	1 079
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	2458

>  $m_{x,d} = 545 \text{ kNm}$ → **Vyhovuje**

#### 4.6 Posouzení založení

- celková výpočtová reakce na celý pilíř 2 během zvedání pole 2:  $R_{z,d} = 11\,442 \text{ kN}$
- celková výpočtová reakce na celý pilíř 3 během zvedání pole 2:  $R_{z,d} = 11\,344 \text{ kN}$
- v původním projektu bylo uvažováno s účinky na pilíř:  $R_{z,d} = 12\,050 \text{ kN} > 11\,442 \text{ kN} \Rightarrow$   
**VYHOVUJE**

## 5 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 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [8] ČSN 73 6203 – Zatížení mostů
- [9] ČSN 73 6220 – Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací
- [10] ČSN 73 6221 – Prohlídky mostů pozemních komunikací
- [11] ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
- [12] ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [13] část (neúplný) TP nosníku I-67 a I-73

Brno, září 2014

Vypracoval Ing. Petr Nečesal